

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Гидротехническое и энергетическое строительство,
водный транспорт и гидравлика»

П. М. Богославчик
Ю. А. Медведева
О. В. Немеровец

ГРУНТОВЫЕ ПЛОТИНЫ

Пособие
для студентов специальности 1-70 04 01
«Водохозяйственное строительство»

*Рекомендовано учебно-методическим объединением по образованию
в области строительства и архитектуры*

Минск
БНТУ
2022

УДК 627.8(075.8)

ББК 38.77я7

Б74

Р е ц е н з е н т ы:

кафедра «Механика материалов и деталей машин»
УО «Белорусский государственный аграрный университет»
(канд. техн. наук., доцент *В. Н. Основин*);
зам. директора ООО «Татбелэнергопроект» *А. В. Антосяк*

Богославчик, П. М.

Б74 Грунтовые плотины : пособие для студентов специальности
1-70 04 01 «Водохозяйственное строительство» / П. М. Богославчик,
Ю. А. Медведева, О. В. Немеровец. – Минск : БНТУ, 2022. – 74 с.
ISBN 978-985-583-785-6.

В пособии изложены основные принципы проектирования подпорного гидроузла, состоящего из грунтовой плотины и паводкового водосброса. Даны подробные рекомендации по проектированию и расчетам грунтовых плотин, башенного водосброса, береговых водосбросов с быстротокком, многоступенчатым и консольным перепадами.

УДК 627.8(075.8)

ББК 38.77я7

ISBN 978-985-583-785-6

© Богославчик П. М., Медведева Ю. А.,
Немеровец О. В., 2022

© Белорусский национальный
технический университет, 2022

ВВЕДЕНИЕ

Грунтовые плотины являются наиболее распространенным типом подпорных сооружений. Они входят в состав большинства гидротехнических сооружений различного назначения. Трудность их проектирования определяется главным образом тем, что их параметры, компоновки и конструкции теснейшим образом зависят от природных условий, а именно – от топографических, геологических, гидрологических характеристик района строительства. Целью данного пособия является помощь студентам при их самостоятельной работе, главным образом при выполнении курсовых и дипломных проектов. Предназначено оно для студентов специальности «Водохозяйственное строительство», но может быть использовано студентами специальностей «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов» и «Строительство тепловых и атомных электростанций» при изучении ими соответствующих дисциплин.

Грунтовые плотины, как правило, глухие. Поэтому для пропуска паводковых расходов предусматривают водосбросы. В данном пособии рассмотрены наиболее часто применяемые водосбросные сооружения.

1. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ

1.1. Выбор типа плотины и определение физико-механических характеристик грунтов

Грунтовые плотины подразделяются на земляные, каменно-земляные и каменные. Тело земляных плотин выполняют из мелкозернистых (песчаных и глинистых) грунтов. Каменно-земляные и каменные отсыпаются из крупнообломочных грунтов, а противофильтрационные устройства в них, соответственно, из глинистых грунтов или из негрунтовых материалов.

К грунтовым плотинам предъявляют следующие основные требования:

1) откосы плотины должны иметь такие заложения, чтобы была обеспечена устойчивость сооружения и основания при любых сочетаниях нагрузок;

2) откосы должны иметь крепления, защищающие их от волновых, ледовых и атмосферных воздействий;

3) дренажные устройства должны обеспечивать сбор и организованный отвод фильтрующейся воды и предотвращать фильтрационные деформации в теле и основании плотины;

4) фильтрационные расходы не должны превышать допустимых пределов, а положение кривой депрессии должно обеспечить допустимые фильтрационные градиенты.

Выбор типа и конструкции плотины является основным вопросом проектирования, который решается на основании технико-экономического сопоставления различных вариантов, исходя из топографических, инженерно-геологических, гидрологических и климатических условий и, прежде всего, наличия грунтовых строительных материалов в близлежащих карьерах и максимального использования материалов из полезных выемок. Тип плотины в задании по курсовому проекту, как правило, задан. Заданы также грунты основания. Поэтому в первую очередь следует подробно изучить особенности заданного типа плотины, выбрать грунты для тела плотины и противофильтрационных устройств и определить их физико-механические характеристики.

Для строительства однородных плотин на водонепроницаемом основании чаще всего используются суглинки и супеси, а также мелкозернистые пески, обладающие достаточной водонепроницаемостью и фильтрационной прочностью. Песчаные и гравийно-галечниковые грунты применяются для устройства тела (верховой и низовой призм) всех типов земляных плотин. Противофильтрационные элементы плотины (ядра, экраны, понуры) устраиваются из маловодопроницаемых, чаще всего глинистых, грунтов с коэффициентом фильтрации менее 10^{-4} м/с.

Физико-механические характеристики грунтов можно определить по табл. 1.1.

Таблица 1.1

Осредненные значения физико-механических характеристик грунтов

Грунт	Плотность частиц грунта, т/м^3	Пористость n	Удельное сцепление c , кПа		Угол внутреннего трения грунта φ , град		Коэффициент фильтрации k_f м/с
			естественной влажности	насыщенного водой	естественной влажности	насыщенного водой	
Глина	2,71–2,76	0,35–0,50	32–57	20–35	11–18	12–16	10^{-9}
Суглинок	2,69–2,73	0,35–0,45	15–39	15–30	17–24	15–20	10^{-9} – 10^{-7}
Супесь	2,69–2,73	0,30–0,45	8–15	3–5	27–30	20–23	10^{-8} – 10^{-5}
Песок:							
– пылеватый	2,70	0,38–0,44	6–8	2–6	26–36	24–30	10^{-7} – 10^{-5}
– мелкий	2,66	0,38–0,43	2–6	2–4	28–38	27–32	10^{-6} – 10^{-4}
– средний	2,66	0,35–0,41	1–3	1–2	35–40	34–37	10^{-5} – 10^{-4}
– крупный и гравелистый	2,65	0,35–0,41	1–2	1	38–43	35–38	10^{-4} – 10^{-3}

1.2. Проектирование поперечного профиля и элементов плотины

Конструкция поперечного профиля однородной грунтовой плотины представлена на рис. 1.1. Основной задачей проектирования поперечного профиля плотины является определение отметки гребня плотины и его ширины, а также назначение коэффициентов заложения и очертания откосов плотины.

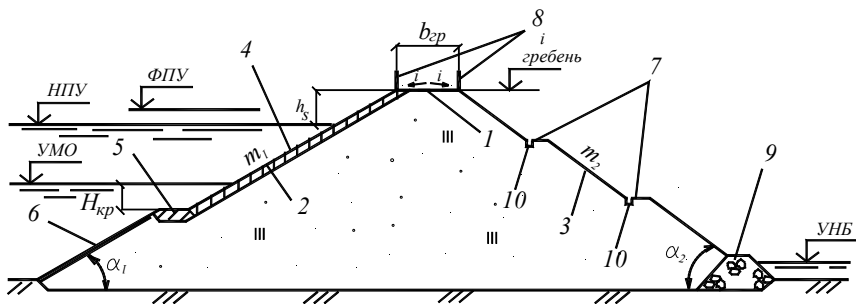


Рис. 1.1. Поперечный профиль грунтовой плотины:
 1 – гребень плотины; 2 – верховой откос; 3 – низовой откос;
 4 – основное крепление верхового откоса; 5 – упор для основного крепления;
 6 – облегченное крепление; 7 – бермы; 8 – надолбы;
 9 – дренажный банкет; 10 – кювет

Порядок проектирования поперечного профиля следующий:

- 1) назначается ширина плотины по гребню;
- 2) по предварительно назначенной высоте плотины задаются коэффициенты заложений откосов плотины;
- 3) назначаются типы креплений откосов. Для верхового откоса это, как правило, железобетонные плиты или каменная наброска;
- 4) определяется возвышение гребня плотины над уровнем верхнего бьефа h_s и отметка гребня плотины;
- 5) назначаются типы и размеры противофильтрационных и дренажных устройств.

Гребень плотины обычно используется для устройства автомобильной или железной дороги, размеры которых назначают, руководствуясь требованиями соответствующих нормативных документов. Основные параметры поперечного профиля дорожного полотна автомобильной дороги приведены в табл. 1.2 [7, п. 5.2.1].

При устройстве железной дороги ширина гребня должна быть не менее 13–15,5 м. Если проезд по гребню плотины не предусматривается, его минимальная ширина должна быть 4,5 м. В месте сопряжения земляной плотины с водосбросным сооружением гребень плотины уширяется с целью размещения на нем монтажной площадки (для производства ремонтных и монтажных работ по затворам) и затворохранилища. Длина монтажной площадки назначается равной $(1,5-2,5)b$, где b – ширина водосбросного отверстия. Для

отвода поверхностных вод гребню плотины придается односторонний или двусторонний поперечный уклон, а на обочинах устраиваются ливнестоки.

Таблица 1.2

Основные параметры поперечного профиля
дорожного полотна (в метрах)

Наименование параметра поперечного профиля	Значение параметра поперечного профиля для категорий дорог					
	I-а	I-б, I-в	II	III	IV	V
Количество полос движения	4; 6; 8	4; 6; 8	4	2	2	2
Ширина полосы движения	3,75	3,5	3,5	3,5	3	2,75
Ширина проезжей части	7,5×2	7,5×2	7	7	6	5,5
	11,25×2	10,5×2				
	15×2	14×2				
Ширина обочины, в т. ч.: укрепленной полосы остановочной полосы	3,75	3	2,5	2,5	2	1,25
	0,75	0,5	0,75	0,5	0,5	–
	2,5	2,5	–	–	–	–
Наименьшая ширина разделительной полосы, в т. ч.: укрепленной полосы	2 + s	2(1)* + s	–	–	–	–
	0,75	0,75	–	–	–	–
Ширина дорожного полотна	24,5 + s	22 + s	19,0	12	10	8
	32 + s	29 + s				
	39,5 + s	22 + s				

* в стесненных условиях ширина разделительной полосы должна быть не менее $1,0 + s$ (s – ширина ограждения, устанавливаемого на разделительной полосе).

При капитальном ремонте количество полос движения, ширина проезжей части и обочин должны сохраняться и соответствовать техническим характеристикам существующей категории дороги.

Коэффициенты заложения откосов плотины предварительно назначаются в зависимости от высоты плотины (табл. 1.3), в дальнейшем проверяются расчетами устойчивости и в случае необходимости уточняются. Высота плотины на данном этапе неизвесна, поэтому для назначения коэффициентов заложения откосов она ориентировочно может быть принята как разность отметок ФПУ и дна реки плюс запас, равный 2–3 м.

Таблица 1.3

Ориентировочные значения коэффициентов заложения
откосов земляных насыпных плотин

Высота плотины, м	Коэффициенты заложений откосов	
	верхового, m_1	низового, m_2
< 5	2–2,5	1,5–1,75
5–10	2,25–2,75	1,75–2,25
10–15	2,5–3,0	2,0–2,5
15–50	3,0–4,0	2,5–4,0
> 50	4,0–5,0	4,0–4,5

Откосы земляных плотин могут иметь постоянные или переменные коэффициенты заложения, увеличивающиеся от гребня к подошве плотины, что позволяет запроектировать более экономичный профиль плотины. При переменных заложениях коэффициенты, приведенные в табл. 1.3, следует рассматривать как средние по высоте.

На откосах высоких и средних по высоте плотин устраивают бермы (рис. 1.1). Устройство берм позволяет увеличить ширину плотины по основанию и удлинить пути фильтрации, а в случае необходимости заглубить депрессионную кривую таким образом, чтобы она не попадала в зону откоса, подверженного промерзанию. Во всех случаях устройство берм не должно вести к уполаживанию откоса по сравнению с расчетным значением. Ширина берм определяется их назначением и принимается не менее 3 м, если по ней предусмотрен проезд, и не менее 1–2 м, если проезд не предусмотрен.

На внутренней стороне бермы устраивается кювет или лоток, служащий для сбора и отвода дождевых и талых вод. Расстояние между соседними бермами по высоте плотины на низовом откосе принимается равным 10–15 м. На верховом откосе устраивается одна берма на отметке нижней границы его основного крепления для создания необходимого упора.

Отметка гребня плотины назначается на основе расчета необходимого возвышения его над уровнем воды в верхнем бьефе. Возвышение гребня плотины следует определять для двух случаев стояния уровня воды в верхнем бьефе: при НПУ или более высоком уровне, соответствующем пропуску максимального паводка, входящего в основное сочетание нагрузок и воздействий; при ФПУ,

при пропуске максимального паводка, относимого к особым сочетаниям нагрузок и воздействий. Возвышение гребня плотины в обоих случаях определяют по формуле

$$h_s = \Delta h + h_n + a, \quad (1.1)$$

где Δh – ветровой нагон волны в верхнем бьефе, м;

h_n – высота наката ветровых волн обеспеченностью 1 %, м;

a – запас возвышения гребня плотины, м.

При определении первых двух слагаемых формулы (1.1) обеспеченность скорости ветра для расчета элементов волн, наката и нагона при основном сочетании нагрузок и воздействий (при НПУ) следует принимать: 2 % – для сооружений I и II класса; 4 % – III и IV класса. При особом сочетании нагрузок и воздействий (при ФПУ) обеспеченность следует принимать: 20 % – для сооружений I и II класса; 30 % – III класса; 50 % – IV класса. Запас a для всех классов плотин следует принимать не менее 0,5 м. Из двух полученных результатов расчета выбирают более высокую отметку гребня.

Величина ветрового нагона воды определяется по формуле

$$\Delta h = k_w \frac{V_w^2 L}{g(d + 0,5 \Delta h)} \cos \alpha_w, \quad (1.2)$$

где k_w – коэффициент, зависящий от скорости ветра и определяемый по табл. 1.4;

V_w – расчетная скорость ветра на высоте 10 м над поверхностью водоема, м/с;

L – длина разгона волны, м;

$g = 9,81 \text{ м/с}^2$;

d – глубина воды в верхнем бьефе при расчетном уровне, м;

α_w – угол между продольной осью водоема и направлением ветра, град.

Таблица 1.4

Значения коэффициента k_w

V_w , м/с	20	30	40	50
k_w	$2,1 \cdot 10^{-6}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$3,9 \cdot 10^{-6}$	$4,8 \cdot 10^{-6}$

Для определения высоты наката на откос плотины необходимо определить параметры ветровых волн. Расчеты по определению параметров ветровых волн выполняются в следующем порядке:

1. Вычисляются безразмерные величины $\frac{gt}{V_w}$ и $\frac{gL}{V_w^2}$. Здесь t – непрерывная продолжительность действия ветра, при отсутствии сведений о которой допускается принимать для водохранилищ и озер $t = 6$ час (в формулы подставляется в секундах, 21 600 с).

2. По верхней огибающей кривой графика (рис. 1.2) в зависимости от каждой из безразмерных величин находятся два значения $\frac{g\bar{h}}{V_w^2}$ и $\frac{g\bar{T}}{V_w}$, из которых выбираются меньшие и по ним определяются средняя высота волны \bar{h} (м) и средний период волны \bar{T} (с).

3. Вычисляется средняя длина волны (м) по формуле

$$\bar{\lambda} = \frac{g\bar{T}^2}{2\pi}. \quad (1.3)$$

Вычислив $\bar{\lambda}$, необходимо проверить, выполняется ли условие $d > 0,5\bar{\lambda}$, т. е. действительно ли в данном случае имеет место глубоководная зона. Если условие не соблюдается и имеет место мелководная зона ($0,5\bar{\lambda} \geq d \geq d_{cr}$, где d_{cr} – критическая глубина воды, при которой происходит первое обрушение волны), параметры волны определяются согласно СН 3.04.01-2020 «Гидротехнические сооружения общего назначения» [8].

4. Определяется высота волны обеспеченностью 1 % по зависимости

$$h_{1\%} = \bar{h}K_{1\%}, \quad (1.4)$$

где $K_{1\%}$ – коэффициент, определяемый по графику на рис. 1.3.

Высота наката на откос плотины фронтально подходящих волн обеспеченностью 1 % при глубине воды перед сооружением $d > 2h_{1\%}$ определяется по формуле

$$h_{run\ 1\%} = k_r k_p k_{sp} k_{run} h_1\%, \quad (1.5)$$

где k_r и k_p – коэффициенты шероховатости и проницаемости откоса, принимаются по табл. 1.5;

k_{sp} – коэффициент, значение которого зависит от величины коэффициента заложения откоса и скорости ветра, принимается по табл. 1.6;

k_{run} – коэффициент, зависящий от коэффициента заложения откоса и от параметров расчетной волны, принимается по графику на рис. 1.4.

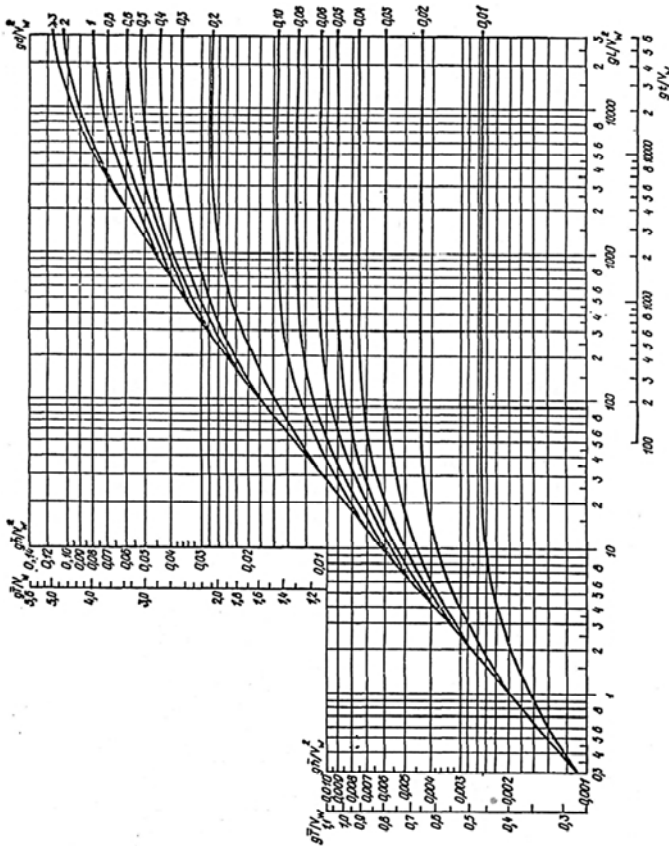


Рис. 1.2. Графики для определения элементов ветровых волн в глубоководной и мелководной зонах

Таблица 1.5

Значения коэффициентов k_r и k_p

Конструкция крепления откоса	Относительная шероховатость $r / h_1 \%$	k_r	k_p
Бетонные (железобетонные) плиты	–	1,0	0,90
Гравийно-галечниковое, каменное или крепление бетонными (железобетонными) блоками	< 0,002	1,0	0,90
	0,005–0,01	0,95	0,85
	0,02	0,90	0,80
	0,05	0,80	0,70
	0,1	0,75	0,60
	> 0,2	0,70	0,50

Примечание. Размер шероховатости r (м) следует принимать равным среднему диаметру зерен материала крепления откоса или среднему размеру бетонных блоков.

Таблица 1.6

Значения коэффициента k_{sp}

Заложение верхового откоса плотины, m_1		1–2	3–5	> 5
Коэффициент k_{sp} при скорости ветра V_w , м/с	≥ 20	1,4	1,5	1,6
	10	1,1	1,1	1,2
	≤ 5	1,0	0,8	0,6

При подходе фронта волны к сооружению под углом α_w со стороны открытой акватории величину наката волн на откос следует уменьшать умножением на коэффициент K_α , принимаемый по табл. 1.7.

Таблица 1.7

Значения коэффициента K_α

Значение угла α_w , град	0	10	20	30	40	50	60
K_α	1,0	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,76

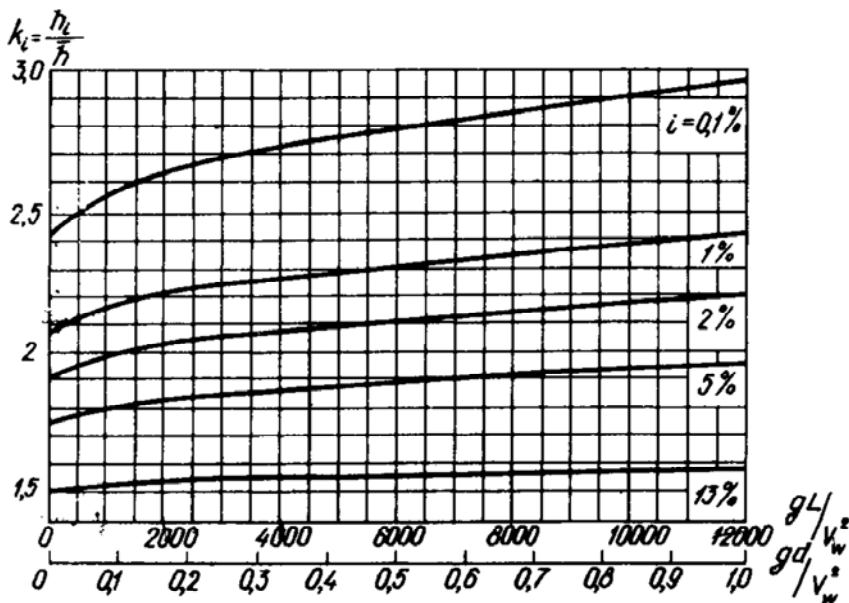


Рис. 1.3. Графики значений коэффициента k_i

При устройстве на гребне плотины сплошного парапета, рассчитанного на воздействие волн (его высота обычно 1,2–1,5 м), возвышение его верха над расчетным уровнем верхнего бьефа определяется по формуле (1.1), а отметка гребня плотины в этом случае назначается наибольшей из следующих двух значений:

- отметка ФПУ;
- отметка НПУ + 0,3 м.

Откосы земляных плотин подвержены разрушающим воздействиям ветровых волн, течений воды, льда, атмосферных осадков и т. д. Для предотвращения их разрушения предусматриваются соответствующие виды креплений.

Наиболее распространенными видами креплений верхнего откоса плотины являются:

- а) каменная наброска из несортированного камня. Такое крепление обычно применяется на откосах с заложением $m \geq 2,5-3$ при расчетной высоте волны до 2,5–3 м;
- б) железобетонные крепления из монолитных или сборных плит.

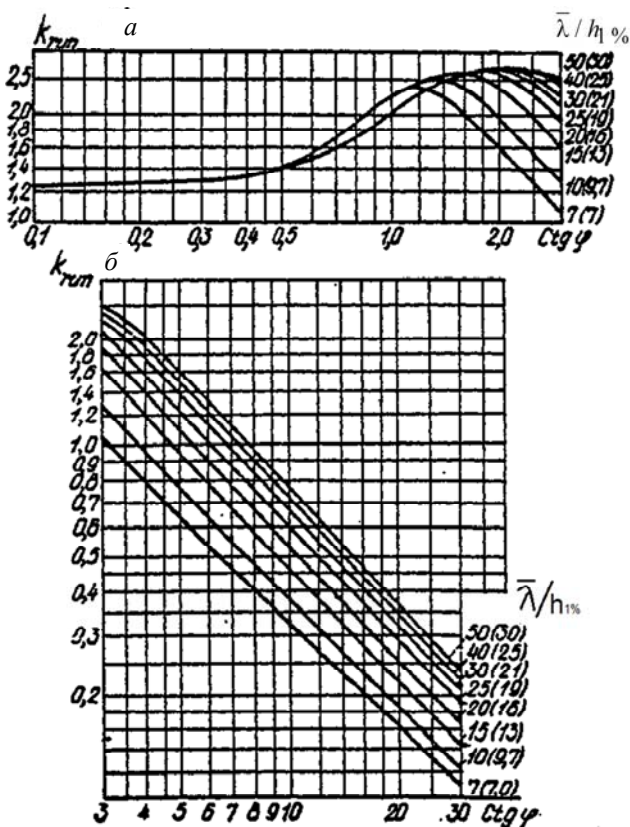


Рис. 1.4. График значений коэффициента k_{rim} :

$\bar{\lambda}$ – средняя длина волны, м; $h_1\%$ – высота волны 1 %-ой обеспеченности, м;
 φ – угол наклона верхнего откоса к горизонту, град

Крепление верхнего откоса плотины подразделяется на основное (в зоне наиболее интенсивного волнового и ледового воздействий) и облегченное, располагаемое ниже основного крепления. Верхней границей основного крепления, как правило, является гребень плотины. Нижняя граница основного крепления принимается на отметке, заглубленной на величину $H_{кр} = 2h_1\%$ под минимальный уровень воды в водохранилище, которым является уровень мертвого объема (рис. 1.1). Нижняя граница облегченного крепления принимается на отметке, где донные волновые скорости не превышают

размывающих скоростей для грунта откоса плотины. Ориентировочно нижнюю границу облегченного крепления можно принимать на отметке, заглубленной на величину $H_{кр}$ под нижнюю границу основного крепления. Подробно о креплениях и их конструкциях см. в сопутствующей литературе [1, с. 49–58; 2, с. 23–30 и др].

Часть низового откоса земляных плотин, подверженная воздействию льда и волн со стороны нижнего бьефа, крепится аналогично верховому. Остальная часть низового откоса защищается от разрушения атмосферными осадками либо посевом трав по слою растительного грунта толщиной 0,2–0,3 м, либо одерновкой, либо отсыпкой гравия или щебня толщиной 0,2 м.

Противофильтрационные устройства выполняются из материалов значительно менее водопроницаемых, чем материал тела плотины. Это либо слабоводопроницаемые грунты (глины, суглинки и др.) и их смеси, либо негрунтовые материалы (бетон, железобетон, асфальтобетон, полимерные пленки и т. д.). В земляных плотинах чаще всего применяются грунтовые противофильтрационные устройства в виде экранов, а при глубоком залегании водоупора – экранов в сочетании с понуром, и вертикальных ядер (рис. 1.5). Наклонные ядра применяются редко.

Толщина ядер и экранов принимается переменной, увеличивающейся сверху вниз. Минимальная толщина ядра или экрана поверху назначается в зависимости от используемых для их возведения машин и механизмов, но во всех случаях должна быть не менее 0,8 м (при использовании современных средств механизации обычно не менее 3 м). Толщина понизу назначается таким образом, чтобы градиенты фильтрационного потока были меньше их критических значений:

$$J = \frac{H}{\delta_{я}^H} \leq \frac{1}{k_H} J_{кр}, \quad (1.6)$$

где J – действующий средний градиент напора в ядре или экране;

$\delta_{я}^H$ – толщина ядра (экрана) понизу;

H – напор на плотину;

k_H – коэффициент надежности, принимаемый в зависимости от класса плотины [1, табл. 2.2; 2, табл. 1.1 и др.];

$J_{кр}$ – критический средний градиент напора, принимаемый по табл. 1.8.

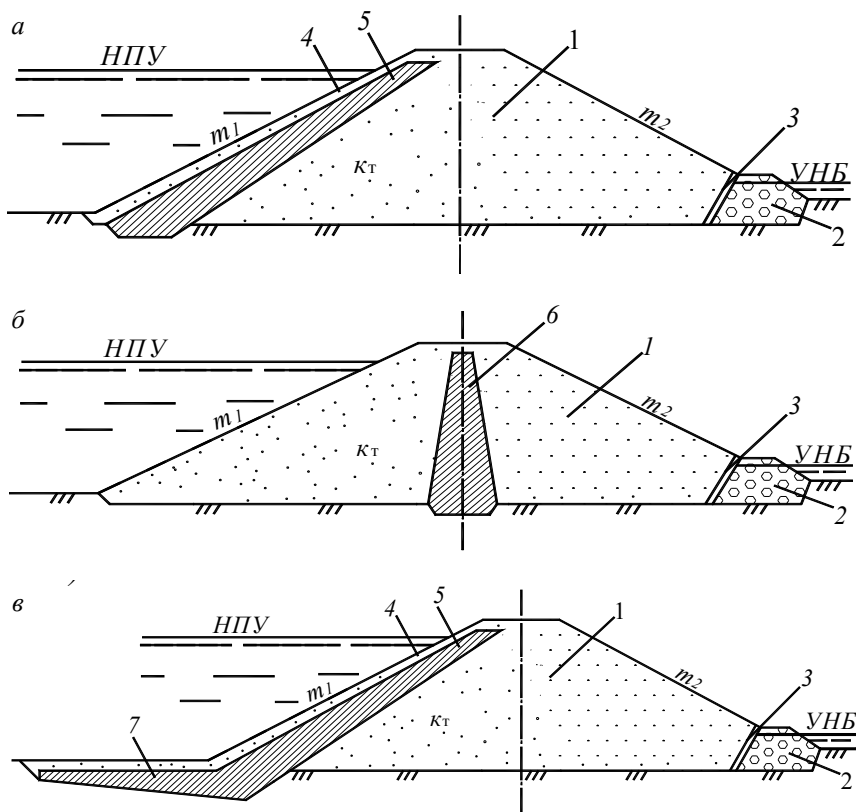


Рис. 1.5. Схемы грунтовых плотин:

a – с экраном; *б* – с ядром; *в* – с экраном и понуром;
 1 – тело плотины; 2 – дренажная призма; 3 – обратный фильтр;
 4 – защитный слой; 5 – экран; 6 – центральное ядро; 7 – понур

Таблица 1.8

Значения критических градиентов напора

Грунт	Значение критических средних градиентов напора $J_{кр}$ для		
	понура	ядра и экрана	тела и призмы плотины
1	2	3	4
Глина, глинобетон	15	12	2–8
Суглинок	10	8	1,5–4

1	2	3	4
Супесь	3	2	1–2
Песок:			
– средний	–	–	1
– мелкий	–	–	0,75

Отметка гребня ядра и экрана должна быть не ниже отметки ФПУ. Сверху гребень ядра и экрана покрывается защитным слоем песка толщиной не менее глубины промерзания грунта в районе строительства плотины. Если тело плотины отсыпается из крупнозернистых грунтов (галька, гравий), то по границам с ядром и экраном с верховой и низовой стороны укладывают переходные слои по типу обратного фильтра. С верховой стороны экран покрывается защитным слоем. Заложение откосов экрана назначается из условия обеспечения устойчивости на сдвиг защитного слоя по экрану и экрана вместе с защитным слоем по грунту тела плотины. При этом угол наклона верхового откоса экрана к горизонту должен быть больше угла внутреннего трения грунта тела плотины. При наличии экрана коэффициент заложения верхового откоса принимается как правило не менее 2,5–3.

При глубоком залегании в основании плотины водоупора экран может устраиваться с понуром (рис. 1.5, в). Как правило, понур выполняется из того же материала, что и экран. Длина понура назначается в соответствии с фильтрационными расчетами, чаще всего она равняется $L_{\text{п}} = (1-2)H$. Толщина понура определяется из формулы (1.6), причем минимальное ее значение должно быть больше 0,5 м. Для обеспечения хорошего сопряжения понура с экраном толщина его увеличивается по направлению к экрану. Сверху понур пригружается защитным слоем из несвязного грунта толщиной не менее 1–2 м. Если понур укладывается на крупнозернистый грунт или сильно трещиноватую скалу, под ним устраивается обратный фильтр.

Дренажные устройства в теле земляной плотины предназначены для сбора и организованного отвода в нижний бьеф фильтрационного потока, недопущения его выхода на незащищенный низовой откос плотины и в зону, подверженную промерзанию, а также для ускорения консолидации глинистых грунтов и уменьшения порового давления в теле плотины и основании.

Обычно дренаж состоит из двух частей: приемной, которая выполняется в виде обратного фильтра, и отводящей, выполняемой из камня, дренажных труб, пористого бетона и т. д. По длине плотины могут устраиваться дренажи различной конструкции. Наиболее распространенные конструкции дренажей тела земляных плотин приведены на рис. 1.6.

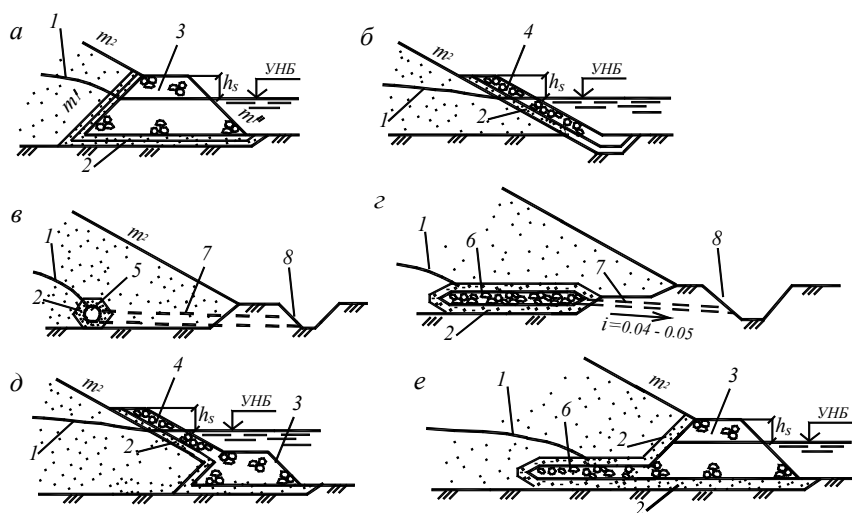


Рис. 1.6. Основные типы дренажей грунтовых плотин:

- а* – дренажный банкет; *б* – наклонный дренаж;
- в* – трубчатый дренаж; *г* – ленточный дренаж; *д, е* – комбинированные дренажи;
- 1* – кривая депрессии; *2* – обратный фильтр; *3* – дренажная призма;
- 4* – каменная наброска наклонного дренажа; *5* – труба;
- 6* – дренажная лента; *7* – отводящая труба; *8* – отводящий канал

Дренажная призма (банкет) устраивается чаще всего на русловых участках плотины. Превышение гребня дренажной призмы над максимальным уровнем воды в нижнем бьефе h_s определяется с запасом на волнение и должно быть не менее 0,5 м. Минимальная ширина призмы поверху 1 м. Для предотвращения выноса фильтрационным потоком мелких частиц грунта тела плотины и основания в дренажную призму сопряжение ее с телом плотины и основанием выполняется в виде одного или нескольких слоев обратного фильтра. Наклонный дренаж применяется, как правило, на участках плотины, перекрывающих затопливаемую пойму. Превышение гребня

наклонного дренажа h_s над максимальным уровнем НБ принимается как для дренажной призмы.

Трубчатый дренаж используется на тех участках плотины, где отсутствует вода в нижнем бьефе. Выполняется он из гончарных, перфорированных бетонных или асбестоцементных труб, а также труб из пористого бетона, уложенных с уклоном параллельно подошве низового откоса и обсыпанных обратным фильтром. Поперечное сечение дренажных труб определяется гидравлическим расчетом из условия обеспечения в них безнапорного движения воды. Минимальный диаметр дренажных труб 200 мм. По длине трубчатого дренажа через каждые 50–200 м устраиваются смотровые колодцы.

Для обеспечения надежного контакта тела плотины с основанием предусматриваются следующие мероприятия:

1. При скальном основании с поверхности удаляются аллювиальные отложения и верхний сильнотрещиноватый слой скалы. Крупные тектонические трещины очищаются и заделываются бетоном.

Противофильтрационные устройства тела плотины врезаются в основание в виде зуба, а в грунте основания устраивается противофильтрационная завеса (глубина ее обычно равна (0,5–0,8)Н).

2. При нескальном основании удаляется верхний растительный слой грунта, пронизанный корневищами деревьев и кустарников (0,3–0,5 м). Сопряжения ядра или экрана с водонепроницаемым основанием выполняется в виде зуба. Если плотина располагается на водопроницаемом слое небольшой мощности, то сопряжение тела плотины или ее противофильтрационных устройств с водоупором осуществляется при помощи глубокого зуба, стенки, шпунта или инъекционной завесы. При значительной мощности водопроницаемого слоя могут выполняться шпунтовые ряды, буробетонные или траншейные стенки, инъекционные завесы или устраивают плотины с экраном и понуром. Противофильтрационные устройства в основании плотины всегда должны сопрягаться с противофильтрационными элементами тела плотины.

Сопряжение тела плотины с берегами осуществляется по наклонным плоскостям, при планировке которых необходимо избегать резких переломов и нависающих участков.

Для обеспечения хорошего контакта грунта тела плотины с бетонными сооружениями (плотины, водосбросы, здания ГЭС и т. д.) их примыкающим поверхностям придается уклон в сторону земля-

ной плотины не более чем 10:1. Для борьбы с контактной фильтрацией сопряжение бетонных сооружений с земляной плотиной осуществляется при помощи противофильтрационных диафрагм из бетона, железобетона или металлического шпунта, врезающихся в тело плотины. Диафрагмы располагают в зоне противофильтрационных элементов, а в однородных плотинах – в пределах верхового клина или центральной части плотины.

1.3. Фильтрационные расчеты

Фильтрационные расчеты земляных плотин выполняются с целью определения положения депрессионной кривой, установления градиентов и скоростей фильтрационного потока и определения фильтрационного расхода.

Наибольшее распространение в проектной практике получили гидравлические методы расчета. Эти методы менее точны, чем гидромеханические, но значительно проще и дают решения для самых разнообразных расчетных схем. Они основаны на законе Дарси с применением формул Дюпюи. При выводе расчетных зависимостей приняты следующие упрощения и допущения:

- рассматривается движение грунтовых вод в одной плоскости (плоская задача); скорости, перпендикулярные этой плоскости принимаются равными нулю;

- грунт тела плотины считается однородным изотропным, т. е. величина коэффициента фильтрации в любой точке области фильтрации постоянна по всем направлениям;

- потери напора в креплении верхового откоса, в защитном слое над экраном и понуром не учитываются;

- при наличии водоупора в основании плотины он считается теоретически водонепроницаемым.

В зависимости от водопроницаемости грунтов основания все расчетные схемы делятся на две группы: плотины на водоупоре (водонепроницаемом основании) и плотины на водопроницаемом основании. За водоупор принимается грунт, коэффициент фильтрации которого меньше коэффициента фильтрации грунта тела плотины в 25 и более раз.

Для выполнения этих расчетов плотина со всеми элементами вычерчивается в масштабе, устанавливаются коэффициенты филь-

трации грунта основания (k_{oc}), тела плотины (k_T) и противофильтрационного устройства, а также местоположение водоупора. Расчеты выполняются для поперечного сечения плотины в русле (максимальная высота плотины и наличие воды в НБ). В качестве расчетных уровней воды принимаются: в верхнем бьефе – НПУ; в нижнем бьефе – максимально возможный уровень, но не более $0,2H_{пл}$ ($H_{пл}$ – высота плотины). В соответствии с принятым типом плотины, конструкцией противофильтрационных и дренажных устройств выбирается расчетная схема плотины и соответствующий ей метод фильтрационного расчета. Расчетные схемы и формулы для различных расчетных случаев приведены в литературе.

1. *Однородная плотина на водонепроницаемом основании с дренажным банкетом* (рис. 1.7).

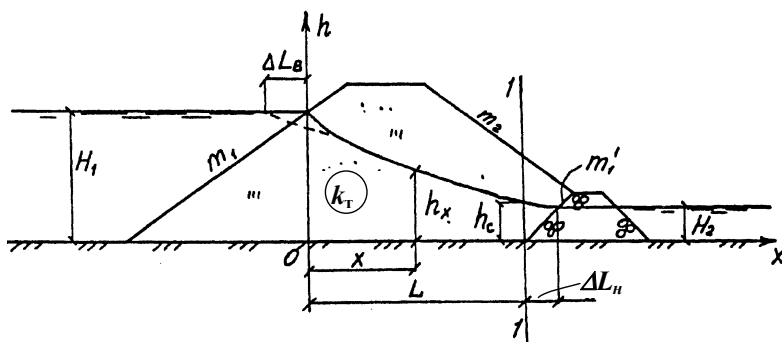


Рис. 1.7. Схема к расчету фильтрации однородной грунтовой плотины с дренажным банкетом на водонепроницаемом основании

$$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p}, \quad (1.7)$$

где q – удельный расход фильтрации, $\text{м}^3/\text{с}$ на 1 п. м.;

k_T – коэффициент фильтрации грунта тела плотины, $\text{м}/\text{с}$;

H_1, H_2 – соответственно глубина воды в верхнем и нижнем бьефе, м ;

$$L_p = L + \Delta L_B + \Delta L_H, \quad (1.8)$$

$$\Delta L_B = \beta_B H_1, \quad (1.9)$$

$$\Delta L_H = \frac{m'_1 H_2}{3}, \quad (1.10)$$

$$\beta_B = \frac{m_1}{2m_1 + 1}, \quad (\text{при } m_1 \geq 2, \beta_B \approx 0,4), \quad (1.11)$$

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_m} (L - x) + h_c^2}, \quad (1.12)$$

где ордината кривой депрессии h_c в сечении 1–1 при $H_2 > 0$:

$$h_c = \sqrt{H_1^2 - 2(L + \Delta L_B) \frac{q}{k_T}}; \quad (1.13)$$

при $H_2 = 0$:

$$h_c = f(m'_1) \frac{q}{k_T}, \quad (1.14)$$

где $f(m'_1)$ принимается в зависимости от m'_1 по табл. 1.9:

Таблица 1.9

Значение $f(m'_1)$ в зависимости от m'_1

m'_1	0	0,5	1	2	> 2
$f(m'_1)$	0,74	0,86	0,94	0,98	1

Кривая депрессии исправляется визуально в зоне, где:

$$h_x \geq H_1 - \frac{q}{k_T}.$$

Пример. Выполнить расчет фильтрации через однородную земляную плотину (рис. 1.7) при следующих исходных данных: высота плотины – 19,5 м, глубина воды в верхнем бьефе $H_1 = 16,5$ м, в нижнем бьефе $H_2 = 5,6$ м, заложение верхового откоса плотины $m_1 = 3$, заложение внутреннего откоса дренажной призмы $m'_1 = 1$, коэффициент фильтрации грунта тела плотины $k_r = 0,00001$ м/с, расстояние от начала координат до сечения 1–1 $L = 68$ м.

$$\Delta L_B = \frac{3}{2 \cdot 3 + 1} 16,5 = 7,1 \text{ м};$$

$$\Delta L_H = \frac{1}{3} 5,6 = 1,9 \text{ м};$$

$$L_p = 68 + 7,1 + 1,9 = 77 \text{ м};$$

$$q = 0,00001 \frac{16,5^2 - 5,6^2}{2 \cdot 77} = 1,56 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2/\text{с};$$

$$h_c = \sqrt{16,5^2 - 2 \cdot 1,56(68 + 7,1)} = 6,16 \text{ м}.$$

Координаты кривой депрессии, вычисленные по формуле (1.12), приведены в табл. 1.10.

Таблица 1.10

Координаты кривой депрессии для рассматриваемого примера

x , м	10	20	30	40	50	60
h_x , м	14,8	13,7	12,5	11,2	9,7	7,9

2. Плотина с экраном на маловодопроницаемом основании (рис. 1.8).

Используется метод виртуальных длин, по которому плотина с экраном приводится к однородной, причем:

$$\Delta L_3 = \delta_{\text{ср.э}} \frac{k_r}{k'_3 \sin \alpha}, \quad (1.15)$$

где α – угол наклона экрана к горизонту;

$$\delta_{\text{ср.э}} = \frac{\delta_{\text{в}} + \delta_{\text{н}}}{2}, \quad (1.16)$$

$$k'_3 = k_3 + \frac{2 k_{\text{ос}} \delta_{\text{ср.э}}}{\pi(H_1 + H_{\text{н}}) \sin \alpha} \ln \left(\frac{2 l_2}{\delta_{\text{н}}} \sin \alpha + \sqrt{\frac{4 l_2^2 \sin^2 \alpha}{\delta_{\text{н}}^2} - 1} \right), \quad (1.17)$$

где k_r , k_3 , $k_{\text{ос}}$ – коэффициенты фильтрации грунтов тела плотины, экрана и основания.

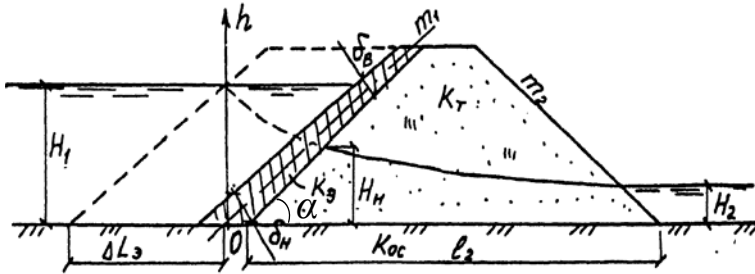


Рис. 1.8. Схема к расчету фильтрации грунтовой плотины с экраном

После приведения плотины к однородной расчеты выполняются по формулам для однородных плотин. Поскольку величина $H_{\text{н}}$ неизвестна, то в первом приближении принимается $H_{\text{н}} = H_2$, затем уточняется расчетом.

Пример. Выполнить расчет фильтрации через земляную плотину с экраном и дренажной призмой (рис. 1.8) при следующих исходных данных: высота плотины – 27,6 м, глубина воды в верхнем бьефе $H_1 = 24,5$ м, в нижнем бьефе $H_2 = 5,7$ м, заложение верхового откоса плотины $m_1 = 3,5$, заложение внутреннего откоса дренажной призмы $m'_1 = 1$, коэффициент фильтрации грунта тела плотины $k_r = 10^{-5}$ м/с, грунта экрана $k_3 = 10^{-7}$ м/с, грунта основания $k_{\text{ос}} = 10^{-9}$ м/с, угол наклона низовой грани экрана к горизонту $\alpha = 17^\circ$, расстояние от начала координат до сечения 1–1 (рис. 1.7) $L = 84,4$ м, расстояние от бровки низового откоса экрана до бровки низового откоса дренажной призмы $l_2 = 163,6$ м, толщина экрана по верху $\delta_{\text{в}} = 0,88$ м, по низу $\delta_{\text{н}} = 4$ м.

$$\delta_{\text{ср.э}} = \frac{0,88 + 4}{2} = 2,44 \text{ м};$$

$$k'_3 = 10^{-7} + \frac{2 \cdot 10^{-9} \cdot 2,44}{3,14(24,5 + 5,7) \sin 17^\circ} \ln \left(\frac{2 \cdot 163,6}{4} \sin 17^\circ + \sqrt{\frac{4 \cdot 163,6^2 \sin^2 17^\circ}{4^2} - 1} \right) = 1,01 \cdot 10^{-7} \text{ м/с};$$

$$\Delta L_3 = 2,44 \frac{10^{-5}}{1,01 \cdot 10^{-7}} \cdot \frac{1}{\sin 17^\circ} = 828,7 \text{ м};$$

$$\Delta L_B = \frac{3,5}{2 \cdot 3,5 + 1} 24,5 = 10,7 \text{ м};$$

$$\Delta L_H = \frac{1}{3} 5,7 = 1,9 \text{ м};$$

$$L_p = 10,7 + 84,4 + 1,9 + 828,7 = 925,7 \text{ м};$$

$$q = \frac{24,5^2 - 5,7^2}{2 \cdot 925,7} 1 \cdot 10^{-5} = 0,307 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2/\text{с};$$

$$h_c = \sqrt{24,5^2 - 2 \cdot 0,307(84,4 + 10,7 + 828,7)} = 5,75 \text{ м}.$$

Координаты кривой депрессии, вычисленные по формуле (1.12), приведены в табл. 1.11.

Таблица 1.11

Координаты кривой депрессии для рассматриваемого примера

x , м	8	16	24	32	40	48	56	64	72	80
h_x , м	8,9	8,6	8,3	8,0	7,6	7,4	7,1	6,7	6,3	5,9

3. Плотины с ядром на маловодопроницаемом основании (рис. 1.9).

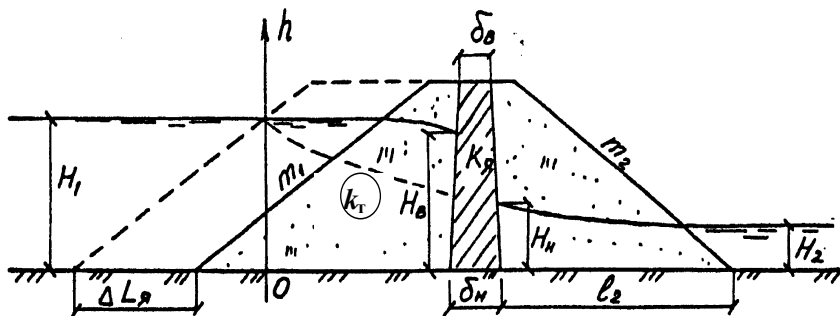


Рис. 1.9. Схема к расчету фильтрации грунтовой плотины с ядром

Используется также метод виртуальных длин, по которому плотина с ядром приводится к однородной. Ядро заменяется участком плотины толщиной $\Delta L_{\text{я}}$:

$$\Delta L_{\text{я}} = \frac{k_{\text{т}}}{k'_{\text{я}}} \delta_{\text{ср.я}}, \quad (1.18)$$

где

$$k'_{\text{я}} = k_{\text{я}} + \frac{2k_{\text{ос}}\delta_{\text{ср.я}}}{\pi(H_{\text{в}} + H_{\text{н}})} \ln \left(\frac{2l_2}{\delta_{\text{н}}} + \sqrt{\frac{4l_2^2}{\delta_{\text{н}}^2} - 1} \right); \quad (1.19)$$

$$\delta_{\text{ср.я}} = \frac{\delta_{\text{в}} + \delta_{\text{н}}}{2}, \quad (1.20)$$

где $k_{\text{т}}$ и $k_{\text{я}}$ – коэффициенты фильтрации грунта тела плотины и ядра.

После приведения плотины к однородной расчеты выполняются по формулам для однородных плотин, например по (1.7–1.13) для плотины с дренажным банкетом. Поскольку величины $H_{\text{в}}$ и $H_{\text{н}}$ являются неизвестными, то в первом приближении принимаются $H_{\text{в}} = H_1$ и $H_{\text{н}} = H_2$, затем их уточняют расчетом.

Пример. Выполнить расчет фильтрации через земляную плотину с ядром (рис. 1.9) и дренажной призмой при следующих исходных данных: высота плотины – 27 м, глубина воды в верхнем бьефе $H_1 = 24$ м, в нижнем бьефе $H_2 = 3,8$ м, заложение верхового откоса плотины $m_1 = 3,5$, заложение внутреннего откоса дренажной призмы $m'_1 = 1$, коэффициент фильтрации грунта тела плотины $k_t = 10^{-7}$ м/с, грунта ядра и грунта основания $k_{oc} = k_{я} = 10^{-9}$ м/с, толщина ядра по верху $\delta_b = 3$ м, по низу $\delta_n = 4$ м, расстояние от начала координат до сечения 1–1 (рис. 1.9) $L = 103$ м, расстояние от бровки низовой грани ядра до бровки низового откоса дренажной призмы $l_2 = 94$ м.

$$\Delta L_b = \frac{3,5}{2 \cdot 3,5 + 1} 24 = 10,5 \text{ м};$$

$$\Delta L_n = \frac{1}{3} 3,8 = 1,3 \text{ м};$$

$$\delta_{cp} = \frac{3 + 4}{2} = 3,5 \text{ м};$$

$$k'_{я} = 10^{-9} + \frac{2 \cdot 10^{-9} \cdot 3,5}{3,14(24 + 3,8)} \ln \left(\frac{2 \cdot 94}{4} + \sqrt{\frac{4 \cdot 94^2}{4^2} - 1} \right) = 1,36 \cdot 10^{-9} \text{ м/с};$$

$$\Delta L_{я} = \frac{10^{-7}}{1,36 \cdot 10^{-9}} 3,5 = 257,4 \text{ м};$$

$$L_p = 10,5 + 103 + 1,3 + 257,4 = 372,2 \text{ м};$$

$$q = \frac{24^2 - 3,8^2}{2 \cdot 372,2} 10^{-7} = 0,75 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{с};$$

$$h_c = \sqrt{24^2 - 2 \cdot 0,75(103 + 10,5 + 257,4)} = 4,4 \text{ м}.$$

Координаты кривой депрессии, вычисленные по формуле (1.12), приведены в табл. 1.12.

Таблица 1.12

Координаты кривой депрессии для рассматриваемого примера

x , м	20	30	40	50	60	70	80	90	100
h_x , м	12,0	11,4	10,7	9,9	9,2	8,3	7,3	6,2	4,9

4. Плотина с экраном и понуром с дренажным банкетом на водопроницаемом основании конечной мощности ($k_{oc} = k_T$) (рис. 1.10).

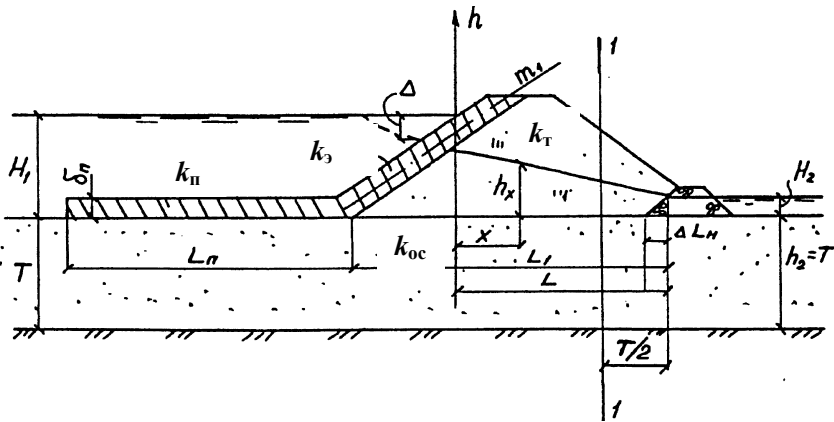


Рис. 1.10. Схема к расчету фильтрации грунтовой плотины с экраном и понуром на водопроницаемом основании конечной мощности ($k_T = k_{oc}$)

$$q = \frac{k_{oc} \Delta}{\Phi} + \frac{k_3 (1 + m_1^2) \Delta (2H_1 - \Delta)}{2\delta_3}; \quad (1.21)$$

где

$$\Phi = \frac{th(\alpha L_n)}{\alpha(T - \delta_n)}; \quad \alpha = \sqrt{\frac{k_n}{k_T \delta_n (T - \delta_n)}}; \quad (1.22)$$

$$A = \frac{B - \sqrt{B^2 - AC}}{A}. \quad (1.23)$$

В формуле (1.23):

$$A = \frac{1}{L_1 + \Delta L_H} + \frac{k_3(1 + m_1^2)}{k_{oc}\delta_3}, \quad (1.24)$$

$$B = \frac{H_1 + T}{L_1 + \Delta L_H} + \frac{1}{\Phi} + \frac{k_3 H_1(1 + m_1^2)}{k_{oc}\delta_3},$$

$$C = \frac{(H_1 + T)^2 - h_2^2}{L_1 + \Delta L_H} \lim_{\delta x \rightarrow 0}. \quad (1.25)$$

$$\Delta L_h = 0,4 h_2 + 0,4 \left(h_2 - \frac{q}{k_{oc}m_1'} \right). \quad (1.26)$$

Задача в данном случае решается методом последовательных приближений, полагая в первом приближении $\Delta L_H = 0,4 h_2$.

Гиперболический тангенс в формуле для определения Φ можно определить по формуле:

$$\text{th}(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}}.$$

Ординаты кривой депрессии определяются по формулам:

1) между сечением 1-1 и дренажем:

$$h_x = \sqrt{h_c^2 - (h_c^2 - H_2^2) \frac{x - L + \frac{T}{2}}{\frac{T}{2} + \Delta L_H}}; \quad (1.27)$$

где

$$h_c = \sqrt{\left(H_1^2 + \frac{k_{oc}}{k_T} T \right)^2 - 2 \frac{q}{k_T} \left(L - \Delta L - \frac{T}{2} \right) - \frac{k_{oc}}{k_T} T}, \quad (1.28)$$

2) между сечением 1–1 и осью ординат:

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x + 0,4h_2) + h_2^2}, \quad (1.29)$$

где $\Delta L_{\text{в}}$ – определяется по формуле (1.9).

Пример. Выполнить расчет фильтрации через земляную плотину с экраном и понуром (рис. 1.10) при следующих исходных данных: высота плотины – 21,7 м, глубина воды в верхнем бьефе $H_1 = 17,5$ м, в нижнем бьефе $H_2 = 6,3$ м, заложение верхового откоса плотины $m_1 = 3$, заложение внутреннего откоса дренажной призмы $m'_1 = 1$, мощность водопроницаемого основания $T = 17$ м, коэффициент фильтрации грунта экрана $k_s = 10^{-8}$ м/с, грунтов основания и тела плотины $k_T = k_{\text{ос}} = 10^{-5}$ м/с, средняя толщина экрана $\delta_s = 1,95$ м, длина понура $L_{\text{п}} = 25$ м, средняя толщина понура $\delta_{\text{п}} = 1,8$ м, расстояние от начала координат до точки пересечения уровня воды в нижнем бьефе с внутренним откосом дренажной призмы $L = 70$ м, расстояние от внутренней бровки экрана до точки пересечения уровня воды в нижнем бьефе с внутренним откосом дренажной призмы $L_1 = 130$ м, $h_2 = T + H_2 = 17 + 6,3 = 23,3$ м.

В первом приближении:

$$\Delta h_{\text{н}} = 0,4h_2 = 0,4 \cdot 23,3 = 9,32 \text{ м};$$

$$A = \frac{1}{130 + 9,32} + \frac{10^{-8}(1 + 3^2)}{10^{-5} \cdot 1,95} = 0,0012;$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{10^{-8}}{10^{-5} \cdot 1,8(17 - 1,8)}} = 0,00605;$$

$$\Phi = \frac{\text{th}(0,00605 \cdot 25)}{0,00605(17 - 1,8)} = 1,66;$$

$$B = \frac{17,5 + 17}{130 + 9,32} + \frac{1}{1,66} + \frac{10^{-8} \cdot 17,5(1 + 3^2)}{10^{-5} \cdot 1,95} = 0,94;$$

$$C = \frac{(17,5+17)^2 - 23,3^2}{130+9,32} = 4,64;$$

$$\Delta = \frac{0,94 - \sqrt{0,94^2 - 0,0012 \cdot 4,64}}{0,0012} = 2,51;$$

$$q = \frac{10^{-5} \cdot 2,51}{1,66} + \frac{10^{-8} (1+3^2) 2,51 (2 \cdot 17,5 - 2,51)}{2 \cdot 1,95} = 0,172 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{с}.$$

Во втором приближении:

$$\Delta L_{\text{н}} = 0,4 \cdot 23,3 + 0,4 \left(23,3 - \frac{0,172 \cdot 10^{-4}}{10^{-5} \cdot 1} \right) = 18 \text{ м};$$

$$A = \frac{1}{130+18} + \frac{10^{-8} (1+3^2)}{10^{-5} \cdot 1,95} = 0,011;$$

$$\alpha = 0,00605;$$

$$\Phi = 1,66;$$

$$B = \frac{17,5+17}{130+18} + \frac{1}{1,66} + \frac{10^{-8} \cdot 17,5 (1+3^2)}{10^{-5} \cdot 1,95} = 0,91;$$

$$C = \frac{(17,5+17)^2 - 23,3^2}{130+18} = 4,12;$$

$$\Delta = \frac{0,91 - \sqrt{0,91^2 - 0,011 \cdot 4,12}}{0,011} = 2,3;$$

$$q = \frac{10^{-5} \cdot 2,3}{1,66} + \frac{10^{-8} (1+3^2) 2,3 (2 \cdot 17,5 - 2,3)}{2 \cdot 1,95} = 0,158 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{с}.$$

Координаты кривой депрессии, вычисленные по формуле (1.28), приведены в табл. 1.13.

Таблица 1.13

Координаты кривой депрессии для рассматриваемого примера

$x, \text{ м}$	5	10	20	30	40	50	60	70
$h_{xz}, \text{ м}$	28,6	28,3	27,8	27,2	26,6	26,0	25,4	24,8

При определении полного фильтрационного расхода через земляную плотину ее разбивают по длине на ряд характерных участков l_1, l_2, \dots, l_n (рис. 1.11), в пределах которых имеются одинаковые геологические условия в основании и примерно одинаковые напоры. Для каждого участка определяются удельные расходы q_1, q_2, \dots, q_n , принимая напор средним по участку. Полный фильтрационный расход через земляную плотину определяется по зависимости:

$$Q = q_1 l_1 + q_2 l_2 + \dots + q_n l_n. \quad (1.30)$$

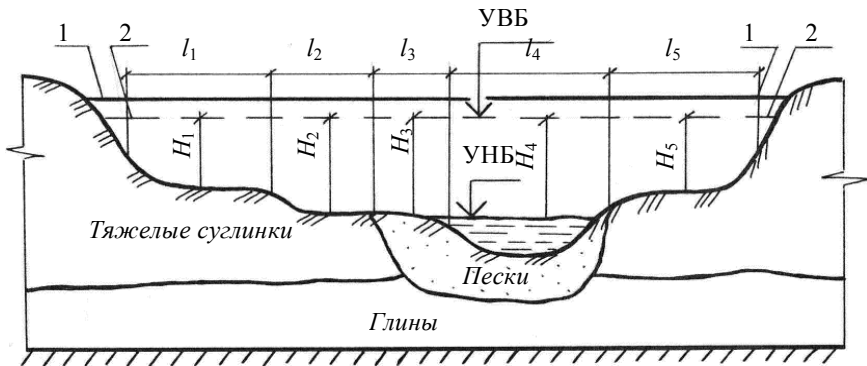


Рис. 1.11. Расчетная схема для определения суммарного фильтрационного расхода:
1 – гребень плотины; 2 – расчетный уровень верхнего бьефа

Проверка фильтрационной прочности грунта тела плотины, ее основания и противofильтрационных устройств производится по контролирующему градиенту фильтрационного потока [8].

$$J_k \leq \frac{J_{кр}}{k_n}, \quad (1.31)$$

где J_k – средний градиент напора фильтрационного потока в расчетной области фильтрации, контролирующий фильтрационную прочность грунта;

k_n – коэффициент надежности [2, табл. 2.2];

$J_{кр}$ – критический средний градиент напора, принимаемый по табл. 1.14.

Таблица 1.14

Значение критических средних градиентов напора

Грунт	Значение $J_{кр}$ для		
	понура	экрана и ядра	тела и призмы плотины
Глина, глинобетон	15	12	2–8
Суглинок	10	8	1,5–4
Супесь	3	2	1–2
Песок:			
средний	–	–	1
мелкий	–	–	0,75

Проверку выполнения условия (1.31) необходимо проводить для всех возможных зон возникновения фильтрационных деформаций (в теле плотины, ее основании, в местах выхода фильтрационного потока в нижний бьеф и в дренаж, в противofильтрационных устройствах и на их границах с телом плотины).

В случае однородной плотины (см. рис. 1.7) контролирующий градиент определяется по зависимости:

$$J_k = \frac{H_1 - H_2}{L + \Delta L_B}. \quad (1.32)$$

Для противофильтрационных устройств из грунтовых материалов (ядро, экран) контролирующий градиент равен:

$$J_k = \frac{\Delta h}{\delta_{\text{ср}}}, \quad (1.33)$$

где Δh – потери напора в противофильтрационном элементе;
 $\delta_{\text{ср}}$ – средняя толщина ядра или экрана.

1.4. Расчеты устойчивости откосов

Целью расчета является определение минимальных коэффициентов запаса устойчивости откосов плотины для принятого поперечного профиля. Найденный минимальный коэффициент должен быть равным или большим (но не более чем на 10 %) допустимого коэффициента запаса устойчивости откоса, принимаемого равным коэффициенту надежности.

Расчеты устойчивости откосов земляных плотин всех классов выполняются для плоской задачи (на 1 п. м. длины плотины). В проекте необходимо выполнить расчет устойчивости низового откоса по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

При расчетах устойчивости откосов плотин рассматриваются следующие случаи.

Для низового откоса:

1. Первый расчетный случай (основной): в верхнем бьефе НПУ, в теле плотины – установившаяся фильтрация; при наличии воды в нижнем бьефе глубину ее принимают максимально возможной при пропуске в НБ расчетного паводкового расхода.

2. Второй расчетный случай (основной) при открытых водосбросах (без затворов): уровень верхнего и нижнего бьефов определяется максимальным расходом, относимым к основному сочетанию нагрузок и воздействий.

3. Третий расчетный случай (особый): в верхнем бьефе – форсированный подпорный уровень (ФПУ); в нижнем бьефе глубина воды принимается максимальной, соответствующей пропуску паводкового расхода.

Для верхового откоса:

1. Первый расчетный случай (основной): максимально возможное снижение уровня воды в водохранилище от НПУ с наибольшей возможной скоростью с учетом фильтрационных сил неустановившейся фильтрации.

2. Второй расчетный случай (строительного периода): уровень воды в верхнем бьефе находится на самой низкой отметке, но не ниже 0,24 (где высота откоса); уровень грунтовых вод в теле плотины принимается соответствующим установившемуся, т. е. на той же отметке, что и в водохранилище.

3. Третий расчетный случай (особый): максимально возможное снижение уровня воды в водохранилище от ФПУ с наибольшей возможной скоростью; при этом учитываются фильтрационные силы неустановившейся фильтрации.

Расчет ведется в следующем порядке. На миллиметровой бумаге в масштабе вычерчивается поперечное сечение плотины в русловой ее части (рис. 1.12), наносится кривая депрессии. Из середины этого откоса (точка «С») проводится вертикаль CD и линия CE под углом 85° к откосу. Из точек «А» и «В», как из центров, очерчиваются две дуги окружности с радиусом R_0 , которые пересекаются в точке «О». Значение радиуса определяется как:

$$R_0 = \frac{R_H + R_B}{2}. \quad (1.34)$$

Величины R_H и R_B определяются по табл. 1.15 в долях высоты плотины.

Таблица 1.15

К определению радиусов R_H и R_B

Значения радиусов R_H и R_B	Коэффициент заложения откоса, м					
	1	2	3	4	5	6
$R_H / H_{пл}$	1,1	1,4	1,9	2,5	3,3	4,3
$R_B / H_{пл}$	2,2	2,5	3,2	4,7	5,8	6,7

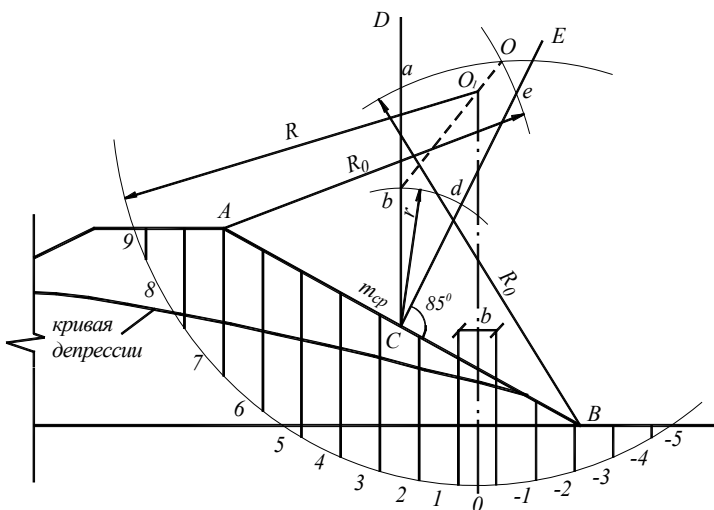


Рис. 1.12. Схема к расчету устойчивости низового откоса

Проведя из точки «С» дугу радиусом $r = OC / 2$ до пересечения с линиями CD и CE , находится многоугольник $Oedba$, в котором располагаются центры наиболее опасных поверхностей скольжения.

Центры таких поверхностей располагаются чаще всего на линии Ob , на которой в первую очередь и выбирают несколько центров. Вычислив для каждой кривой коэффициенты запаса устойчивости, через точку с минимальным значением коэффициента проводим линию, перпендикулярную Ob , на которой также выбираем ряд центров кривых скольжения и подсчитываем для них значения коэффициентов запаса устойчивости. Таким образом, проведя расчеты для 8–10 кривых скольжения, находим минимальное значение коэффициента запаса устойчивости.

При расчетах откосов из несвязных грунтов центр наиболее опасной кривой скольжения располагается обычно вблизи точки «О». При расчетах откосов из песчаных грунтов на песчаном основании наиболее опасная кривая скольжения проходит через подошву откоса (точка «В»), а если в основании залегает глинистый грунт, то кривая может захватывать часть основания на глубину, обычно не превышающую высоту плотины, считая от поверхности грунта основания. Расчетная кривая скольжения радиусом R должна пере-

секать гребень плотины и захватывать часть основания плотины, если оно сложено нескальными грунтами. В случае скального грунта кривая скольжения должна касаться его поверхности.

Выделенная призма обрушения разбивается на n отсеков шириной $b = 0,1R$. Разбивку на отсеки начинают с нулевого, середина которого располагается на вертикали, проходящей через центр кривой скольжения.

Коэффициент запаса устойчивости низового откоса может быть определен по формуле А. А. Ничипоровича:

$$K = \frac{\sum(G \cos \alpha - P) \operatorname{tg} \varphi + c_i b_i / \cos \alpha_i}{\sum G_i \sin \alpha_i} \cdot \frac{m}{n_c} \geq k_n, \quad (1.35)$$

где G_i – вес грунта и воды в пределах i -го отсека;

P_i – равнодействующая давления воды по подошве i -го отсека;

φ_i – угол внутреннего трения грунта i -го отсека;

α_i – угол между вертикалью и линией, соединяющей центр кривой скольжения с серединой i -го отсека;

c_i – удельное сцепление грунта i -го отсека по линии кривой скольжения;

m – коэффициент условий работы (в курсовом проекте можно принимать равным 1);

n_c – коэффициент сочетания нагрузок, принимается для основного сочетания равным 1.

Силы, действующие на отсеки, определяются следующим образом.

Вес отсека определяется как сумма весов отдельных слоев грунта в пределах отсека с учетом насыщения их водой ниже кривой депрессии и с учетом пригрузки столбом воды, если отсек расположен ниже уровня воды в нижнем бьефе (рис. 1.13).

В общем случае:

$$G_i = \sum_j (\gamma_j y_j + \gamma_w h_i) b, \quad (1.36)$$

где γ_j – удельный вес грунта j -го слоя;

y_j – высота j -го слоя по оси отсека;

γ_w – удельный вес воды, равный 10 кН/м^3 ;

h_i – высота столба воды над i -м отсеком.

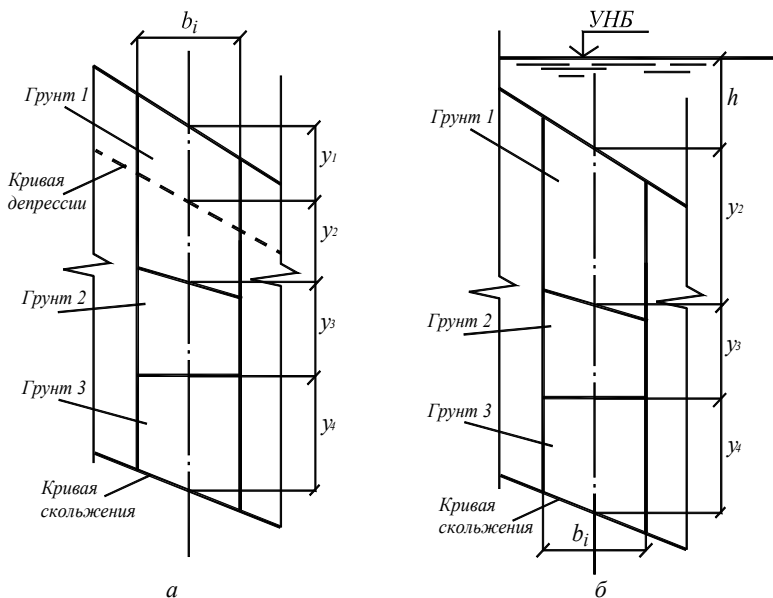


Рис. 1.13. Схема к определению веса отсека:
a – при отсутствии воды над отсеком; *б* – при наличии воды над отсеком

Если грунт пересекает кривая депрессии, то часть выше нее рассматривается как грунт в естественном состоянии, ниже – как насыщенный водой. При определении веса отсека этот грунт разделяется на два слоя.

Удельный вес грунта в естественном состоянии:

$$\gamma_{ec} = \gamma_{сух}(1 + W), \quad (1.37)$$

где W – влажность грунта в долях единицы;

$\gamma_{сух}$ – удельный вес сухого грунта:

$$\gamma_{сух} = \gamma_s(1 - n), \quad (1.38)$$

где γ_s – удельный вес частиц грунта: $\gamma_s = \rho_s g$;

n – пористость грунта.

Плотность частиц песка $\rho_s = 2,65\text{--}2,67 \text{ г/см}^3$, супеси $2,68\text{--}2,72 \text{ г/см}^3$, суглинка $2,69\text{--}2,73 \text{ г/см}^3$, глины $2,71\text{--}2,76 \text{ г/см}^3$.

Удельный вес насыщенного водой грунта

$$\gamma_{\text{нас}} = \gamma_{\text{сух}} + n\gamma_w \quad (1.39)$$

Суммарное воздействие взвешивающих и фильтрационных сил:

$$P_i = P_{\text{взв}} + P_{\text{ф}} + P_{\text{к}}, \quad (1.40)$$

где $P_{\text{взв}}$ – взвешивающее давление;

$P_{\text{ф}}$ – фильтрационное давление;

$P_{\text{к}}$ – давление консолидации или поровое давление.

В расчетах устойчивости низовых откосов плотин, когда режим фильтрации в теле плотины считается установившимся, учитываются только взвешивающее и фильтрационное давление. Поровое давление $P_{\text{к}}$ учитывается при расчетах земляных плотин I и II класса, у которых тело, ядро, экран или основание плотины сложены из глинистых грунтов.

Сумма взвешивающего и фильтрационного давления на подошву отсека определяется по зависимости:

$$P_i = P_{\text{взв}} + P_{\text{ф}} = \gamma_w \sum y_j^{\text{H}} \frac{b_i}{\cos \alpha_i}, \quad (1.41)$$

где $\sum y_j^{\text{H}}$ – суммарная высота насыщенных слоев рассматриваемого отсека.

Расчеты по определению коэффициента запаса устойчивости удобно вести в табличной форме (табл. 1.16).

Таблица 1.16

Расчет устойчивости откоса грунтовой плотины

№ отсека	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$y_1, \text{ м}$	$y_2, \text{ м}$	$y_n, \text{ м}$	$h, \text{ м}$	$G, \text{ кН}$	$P_i, \text{ кН}$	$\text{tg} \varphi$	$(G \cos \alpha - P_i) \text{ tg} \varphi, \text{ кН}$	$C, \text{ кПа}$	$\frac{cb_i}{\cos \alpha}, \text{ кН}$	$G \sin \alpha, \text{ кН}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
										Σ		Σ	Σ

Примечание. При $b = 0,1R$ величина $\sin \alpha$ равна порядковому номеру отсека, деленному на десять.

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}. \quad (1.42)$$

Суммы граф 11, 13, 14 дают соответствующие члены формулы (1.35).

Расчеты устойчивости верховых откосов однородных земляных плотин и плотин с ядром также выполняются методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Расчеты выполняются для основного расчетного случая максимально возможного снижения уровня воды в водохранилище (обычно от отметки НПУ до отметки уровня мертвого объема (УМО)) с наибольшей возможной скоростью с учетом сил давления воды при неустановившейся фильтрации.

В соответствии с методом, предложенным Бишопом, грунт тела плотины в отсеках, расположенных ниже НПУ, считается насыщенным водой. При определении веса отсека вес столба воды над отсеком учитывается только от поверхности откоса до отметки УМО. Вес столба воды выше УМО (до отметки НПУ) не учитывается. Таким образом, вес отсеков, часть которых находится выше НПУ, определяется по зависимости:

$$G_i = (y'_i \gamma_i + y''_i \gamma_i^H) b_i, \quad (1.43)$$

а отсеков, расположенных ниже УМО – по формуле:

$$G_i = (y''_i \gamma_i^H + y'''_i \gamma_{oc}^H + h'_i \gamma) b_i, \quad (1.44)$$

где h'_i – высота столба воды над отсеком, отсчитываемая от отметки УМО.

Суммарное давление воды на подошву отсека с учетом фильтрационных сил неустановившейся фильтрации определяется по зависимости:

$$P_i = P_{взв} + P_{ф} + P_{к} = (\gamma''_i + \gamma'''_i + h_i - h_i r_u) \gamma \frac{b_i}{\cos \alpha_i}, \quad (1.45)$$

где h_i – высота столба воды над отсеком, отсчитываемая от отметки НПУ;

r_u – коэффициент порового давления, величину которого для условий плоской задачи определяют в компрессионном приборе Ничипоровича-Мигина.

Для фильтрационных расчетов коэффициент порового давления можно определить по графику, полученному для различных грунтов В. М. Павловским [3, рис. 4.19].

Расчеты по определению коэффициента запаса устойчивости верхового откоса удобно вести по табл. 1.17.

Таблица 1.17

Расчет устойчивости верхового откоса плотины

№ отсека	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	y'_i , м	y''_i , м	y'''_i , м	h , м	h' , м	G , кН	P , кН	$\operatorname{tg} \varphi$	$(G \cos \alpha - P) \operatorname{tg} \varphi$, кН	C , кПа	$\frac{cb_i}{\cos \alpha}$, кН	$G \sin \alpha$, кН
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
											Σ		Σ	Σ

Суммы (для всех отсеков) граф 12, 14 и 15 подставляются в формулу (1.35) для нахождения коэффициента запаса устойчивости верхового откоса.

Пример. Рассчитать устойчивость низового откоса однородной земляной плотины (см. рис. 1.7) из супеси, расположенной на суглинке, при следующих исходных данных: плотность супеси $\rho_s = 2,69 \text{ г/см}^3$, пористость $n = 0,45$, удельное сцепление в состоянии естественной влажности $c = 30 \text{ кПа}$; в насыщенном состоянии $c = 5 \text{ кПа}$; угол внутреннего трения в состоянии естественной влажности $\varphi = 27^\circ$ ($\operatorname{tg} \varphi = 0,5095$); в насыщенном состоянии $\varphi_n = 21^\circ$ ($\operatorname{tg} \varphi_n = 0,3839$); плотность суглинка $\rho_s = 2,73 \text{ г/см}^2$, пористость $n = 0,35$, удельное сцепление в насыщенном состоянии $c = 30 \text{ кПа}$, угол внутреннего трения в насыщенном состоянии $\varphi_n = 18^\circ$ ($\operatorname{tg} \varphi_n = 0,3249$), плотность воды $\rho = 1 \text{ г/см}^3$; глубина воды в нижнем бьефе $H_2 = 5,6 \text{ м}$; радиус кривой скольжения $R = 55,2 \text{ м}$; ширина отсеков $b = 0,1R = 5,52 \text{ м}$.

Удельный вес супеси в состоянии естественной влажности:

$$\gamma_{\text{суп}} = \rho_s (1 - n)g = 2,69(1 - 0,45)9,81 = 14,51 \text{ кН/м}^3;$$

в насыщенном состоянии:

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{суг}}^H &= \rho_s (1 - n)g + \rho n g = \\ &= 2,69(1 - 0,45)9,81 + 1 \cdot 0,45 \cdot 9,81 = 18,92 \text{ кН/м}^3. \end{aligned}$$

Удельный вес суглинка в состоянии естественной влажности:

$$\gamma_{\text{суг}} = 2,73(1 - 0,35)9,81 = 17,41 \text{ кН/м}^3;$$

в насыщенном состоянии:

$$\gamma_{\text{суг}}^{\text{H}} = 2,73(1 - 0,35)9,81 + 1 \cdot 0,35 \cdot 9,81 = 20,84 \text{ кН/м}^3.$$

Расчет выполняется в табличной форме (табл. 1.18).

В итоге получаем:

$$K = \frac{2302,3 + 1789,9}{2475,5} = 1,65.$$

Вычисленное значение K должно быть равно допустимому значению или больше его.

Таблица 1.18

Пример расчета устойчивости низового откоса

№ отсека	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$y', \text{ м}$	$y'', \text{ м}$	$y''', \text{ м}$	$h, \text{ м}$	$G, \text{ кН}$	$P, \text{ кН}$	$\text{tg } \varphi$	$(G \cos \alpha - P) \text{ tg } \varphi, \text{ кН}$	$C, \text{ кПа}$	$\frac{cb}{\cos \alpha}, \text{ кН}$	$G \sin \alpha, \text{ кН}$
8	0,8	0,60	0,4	—	—	—	32,0	—	0,5095	9,8	15	138,0	25,6
7	0,7	0,71	5,4	1,0	—	—	536,9	76,3	0,3839	117,0	5	38,9	375,8
6	0,6	0,80	4,2	7,0	—	—	1067,5	473,8	0,3839	145,9	5	34,5	640,5
5	0,5	0,87	3,2	9,6	—	—	1258,9	597,5	0,3839	191,1	5	31,7	629,4
4	0,4	0,92	2,0	11,2	1,2	—	1467,9	729,9	0,3249	201,6	30	180,0	587,2
3	0,3	0,95	1,2	10,2	3,6	—	1575,5	786,6	0,3249	230,7	30	174,3	472,6
2	0,2	0,98	0,5	9,2	5,4	—	1622,1	806,7	0,3249	254,4	30	169,0	324,4
1	0,1	0,99	—	7,8	6,4	—	1550,9	776,7	0,3249	246,5	30	167,3	155,1
0	0	1,0	—	5,8	6,8	0,4	1409,6	682,3	0,3249	236,3	30	165,6	0
-1	-0,1	0,99	—	4,0	6,4	1,4	1229,8	568,9	0,3249	210,7	30	167,3	-123,0
-2	-0,2	0,98	—	2,2	5,4	3,2	1024,2	419,9	0,3249	189,7	30	169	-204,8
-3	-0,3	0,95	—	0,6	3,6	5,4	769,2	239,4	0,3249	159,6	30	174,3	-230,8
-4	-0,4	0,92	—	—	1,2	5,6	441,3	70,6	0,3249	109,0	30	180	-176,5
										2302,3		1789,9	2475,5

Расчеты по плоским и комбинированным поверхностям скольжения проводят в следующих случаях:

1. В основании плотины имеется прослойка из слабого грунта небольшой мощности с низкими прочностными характеристиками, когда невозможно провести круглоцилиндрическую поверхность скольжения таким образом, чтобы она большей своей частью проходила в этой прослойке. В этом случае плоская поверхность сдвига, максимально располагаемая в слабом грунте, может дать наиболее невыгодный случай с точки зрения устойчивости сооружения.

2. Поверхность обрушения проходит по контакту защитного слоя с экраном или защитного слоя вместе с экраном по контакту экрана с грунтом тела плотины.

Для расчета устойчивости экрана и защитного слоя используется метод, разработанный К. П. Тоустошем, для условий плоской задачи. В этом случае коэффициент запаса устойчивости защитного слоя или защитного слоя вместе с экраном определяется отношением пассивного E_p и активного E_a давлений, действующих соответственно слева и справа от вертикали AB (рис. 1.14).

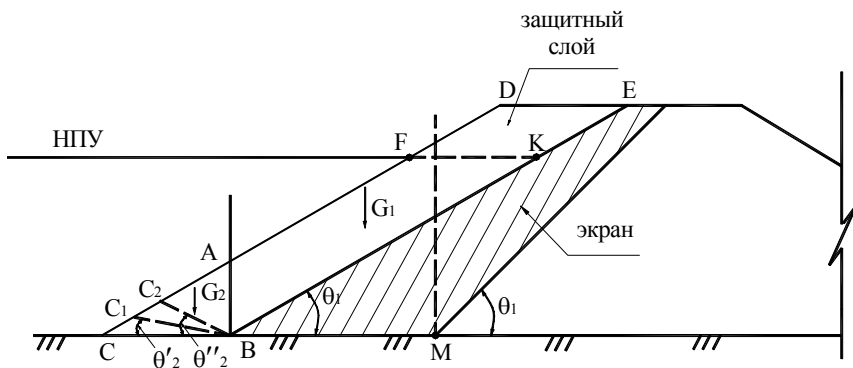


Рис. 1.14. Схема к расчету устойчивости защитного слоя и экрана вместе с защитным слоем

Коэффициент устойчивости защитного слоя:

$$K_3 = \frac{E_p}{E_a},$$

при давлениях:

$$E_a = G_1 \cos \theta_1 \sin \theta_1;$$

$$E_{\text{п}} = G_1 \cos^2 \theta_1 \operatorname{tg} \varphi + G_2 \operatorname{tg}(\varphi + \theta_2) + c (L_1 \cos \theta_1 + L_2 \cos \theta_2),$$

где G_1 – вес защитного слоя справа от вертикали AB ;

$G_1 = S_{ABFK} \gamma_{\text{взв}} + S_{FDEK} \gamma_{\text{гр}}$ или вес защитного слоя вместе с экраном справа от вертикали, проходящей через точку «М» (где $\gamma_{\text{взв}}$ и $\gamma_{\text{гр}}$ – соответственно удельный вес грунта во взвешенном состоянии и в состоянии естественной влажности);

θ_1 – угол наклона защитного слоя или экрана к горизонту;

G_2 – вес защитного слоя слева от вертикали AB или защитного слоя вместе с экраном слева от вертикали, проходящей через точку «М», дающий минимальное значение члена $G_2 \operatorname{tg}(\varphi + \theta_2)$. Это минимальное значение находится подбором, задаваясь различными значениями угла θ_2 от 0° до 20° с интервалом 5° . Расчеты сводятся в табл. 1.19;

φ – угол внутреннего трения (на контакте двух грунтов принимается меньшее значение);

C – сцепление (при расчете защитного слоя $C = 0$);

$L_1 = BE$ – длина плоскости скольжения защитного слоя по экрану (или экрана вместе с защитным слоем по телу плотины);

L_2 – длина основания защитного слоя (или экрана вместе с защитным слоем) слева от вертикали AB , соответствующая минимальному значению слагаемого $G_2 \operatorname{tg}(\varphi + \theta_2)$.

Если $G_2 \operatorname{tg}(\varphi + \theta_2)_{\min}$ получается при $\theta_2 = 0$, то $L_2 = BC$, если при $\theta_2 = 5^\circ$, то $L_2 = BC_1$ и т. д.

Таблица 1.19

Определение минимального значения $G_2 \operatorname{tg}(\varphi + \theta_2)$

θ_2 , град	φ , град	$\varphi + \theta_2$, град	$\operatorname{tg}(\varphi + \theta_2)$	G_2 , кН	$G_2 \operatorname{tg}(\varphi + \theta_2)$
0				$S_{ABC} \gamma_{\text{взв}}$	
5				$S_{ABC1} \gamma_{\text{взв}}$	
10				$S_{ABC2} \gamma_{\text{взв}}$	
15				$S_{ABC3} \gamma_{\text{взв}}$	
20				$S_{ABC4} \gamma_{\text{взв}}$	

Пример. Рассчитать устойчивость песчаного защитного слоя над экраном земляной плотины (рис. 1.14), выполненным из суглинка при следующих исходных данных: плотность частиц песка $\rho_s = 2,66 \text{ г/см}^3$, пористость $n = 0,35$, удельное сцепление $c = 0$, угол внутреннего трения $\varphi = 33^\circ$, угол внутреннего трения суглинка в насыщенном состоянии $\varphi_n = 19^\circ$, высота плотины $27,7 \text{ м}$, заложение верхового откоса плотины $m_1 = 3,5$, глубина воды в верхнем бьефе $H_1 = 24,5 \text{ м}$, толщина защитного слоя $\delta_{3,c} = 1,2 \text{ м}$, угол наклона верхового откоса экрана к горизонту $\theta_1 = 16^\circ$, плотность воды $\rho = 1 \text{ г/см}^3$.

Расчет ведется для одного погонного метра плотины $l = 1 \text{ м}$.

Удельный вес песка защитного слоя во взвешенном состоянии:

$$\gamma_{3,c}^{\text{BЗВ}} = g(1-n)(\rho_s - \rho) = 9,81(1-0,35)(2,66-1) = 10,6 \text{ кН/м}^3.$$

Вес защитного слоя справа от вертикали AB :

$$G_1 = s_1 l \gamma_{3,c}^{\text{BЗВ}},$$

где s_1 – площадь трапеции $ABDE$.

$$G_1 = \frac{96+100}{2} 1,2 \cdot 1,0 \cdot 10,6 = 1246,6 \text{ кН}.$$

Активное давление грунта:

$$E_a = 1246,6 \cdot \cos 16^\circ \cdot \sin 16^\circ = 332,6 \text{ кН}.$$

Минимальное значение $G_2 \text{tg}(\varphi + \theta_2)$ производится подбором (табл. 1.20).

Таблица 1.20

Определение минимального значения $G_2 \text{tg}(\varphi + \theta_2)$

θ_2 , град	φ , град	$\varphi + \theta_2$, град	$\text{tg}(\varphi + \theta_2)$	G_2 , кН	$G_2 \text{tg}(\varphi + \theta_2)$
0	19	19	0,3443	38,8	13,4
5	19	24	0,4452	27,3	12,2
10	19	29	0,5543	21,6	12,0
15	19	34	0,6745	17,2	11,6
20	19	39	0,8098	14,6	11,8

Вес защитного слоя слева от вертикали AB :

$$G_2 = S_2 b l \gamma_{3,c}^{взв},$$

где S_2 – площадь треугольников ABC , ABC_1 , ABC_2 и т. д.

Минимальное значение пассивного давления грунта:

$$E_{п} = 1246,6 \cos^2 16^\circ \cdot \operatorname{tg} 19^\circ + 11,6 = 408,2 \text{ кН.}$$

Минимальное значение коэффициента устойчивости защитного слоя:

$$K_3 = \frac{408,2}{332,6} = 1,23.$$

2. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ВОДОСБРОСА

2.1. Береговые открытые водосбросы

2.1.1. Компоновка сооружений

Открытые береговые водосбросы состоят из подводящего канала, головной части в виде водосливной плотины, регулирующей сбрасываемый расход, сопрягающего сооружения и отводящего канала. Иногда между водосливной плотиной и сопрягающим сооружением устраивается промежуточный канал (рис. 2.1).

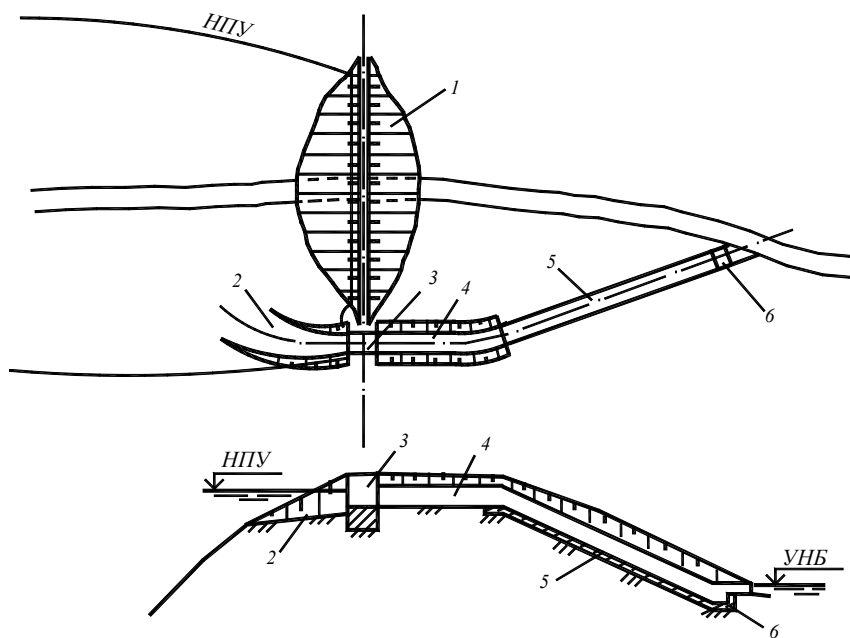


Рис. 2.1. Схема открытого берегового водосброса:
1 — грунтовая плотина; 2 — подводящий канал;
3 — головное сооружение; 4 — промежуточный канал;
5 — сопрягающее сооружение; 6 — водобойное сооружение в НБ

По выбранной трассе водосбросного тракта в масштабе строится продольный профиль дневной поверхности. На профиль наносятся все элементы водосброса таким образом, чтобы основания всех сооружений располагались на прочном коренном грунте при минимальных объемах земляных работ при устройстве котлованов под сооружения водосброса.

Подводящий канал должен обеспечивать плавный подвод воды к водосливу. В плане он обычно имеет криволинейное очертание. При больших глубинах канал может выполняться с горизонтальным дном, а при малых глубинах – с обратным уклоном, что обеспечивает более равномерный и плавный вход в него воды. Поперечное сечение подводящего канала трапецидальное с заложением откосов от 1,5 до 2,5 в не скальных грунтах и от 0,5 до вертикальных – в скальных. Если скорость потока в канале превышает допустимую по размыву, дно и откосы его укрепляются каменной наброской или бетонными плитами.

Головная часть представляет собой водосливную плотину, чаще всего с широким порогом. Методика определения размеров водосливных отверстий головной части изложена в п. 2.1.2. Если сопрягающее сооружение располагается непосредственно за водосливной плотиной (промежуточный канал отсутствует), то гасители кинетической энергии сбрасываемого потока за плотиной не устраиваются. При наличии промежуточного канала необходимо выполнить расчет сопряжения бьефов (за бытовую глубину в НБ водослива принимается расчетная глубина воды в канале) и предусмотреть устройства для гашения энергии сбрасываемого потока.

Промежуточный канал проектируется в том случае, когда продольный профиль дневной поверхности по оси водосбросного тракта имеет небольшой уклон и устройство сопрягающего сооружения непосредственно за водосливом ведет к резкому увеличению объемов земляных работ в котлованах сооружений. Уклон дна канала принимается меньше критического, расчет выполняется по формулам равномерного движения воды. Поперечное сечение промежуточного канала трапецидальное. Его дно и откосы могут крепиться каменной наброской или бетонными плитами в зависимости от скорости потока и геологических условий.

Сопрягающее сооружение в береговых открытых водосбросах низко- и средненапорных гидроузлов устраиваются в виде быстро-

токов, быстотоков с усиленной шероховатостью, консольных перепадов и многоступенчатых перепадов.

2.1.2. Определение размеров водосливных отверстий головного сооружения

Головное сооружение представляет собой водосливную плотину практического профиля или с широким порогом (рис. 2.2). Гребень водослива может быть расположен на отметке НПУ. В этом случае вода сбрасывается в нижний бьеф при повышении уровня воды над НПУ. Такой водослив называется автоматическим. Если гребень водослива расположен ниже НПУ, необходимый уровень поддерживается затворами, устанавливаемыми на гребне. Такой водослив называется регулируемым. Для пропуска расходов здесь необходимо открывать затворы.

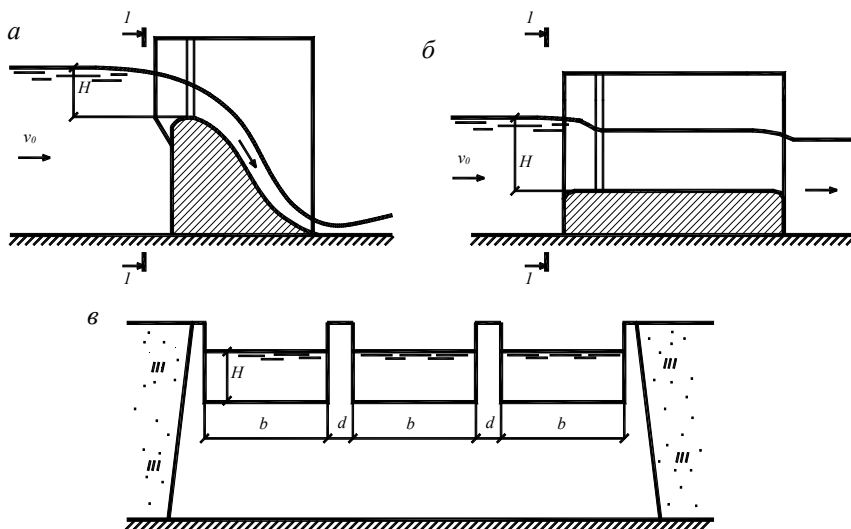


Рис. 2.2. К гидравлическому расчету водосливной плотины:

a – водослив практического профиля;

б – водослив с широким порогом; *в* – вид 1–1

Гидравлический расчет водосливной плотины состоит в определении размеров (ширины и высоты) водосливных отверстий и их коли-

чества. Схема к расчету представлена на рис. 2.2. Формула пропускной способности поверхностного водослива имеет следующий вид:

$$Q = \sigma_n \varepsilon m B \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (2.1)$$

где σ_n – коэффициент подтопления водослива;

ε – коэффициент бокового сжатия;

m – коэффициент расхода водослива;

H_0 – напор на водосливе с учетом скорости подхода;

g – ускорение свободного падения;

B – ширина водосливного фронта.

Порядок расчета следующий.

Ширина водосливного фронта плотины B определяется принятой величиной удельного расхода в нижнем бьефе. В соответствии с данными практики эксплуатации удельный расход q можно принимать: для песчаных оснований – до 30–40 м³/с на 1 погонный метр; для глинистых оснований – до 50–60 м³/с на 1 погонный метр.

Ширину водосливного фронта определяют по зависимости:

$$B = Q_{\text{р.п.}} / q, \quad (2.2)$$

где $Q_{\text{р.п.}}$ – расчетный паводковый расход, м³/с.

В соответствии с найденным значением B принимается количество водосливных отверстий n (обычно не менее 3) и их ширина b ($B = nb$). Размеры отверстий, если они не обусловлены специальными требованиями, назначают стандартными (табл. 2.1).

В первом приближении принимают: $\sigma_n = 1,0$; $\varepsilon = 1,0$; коэффициент расхода для водослива с широким порогом $m = 0,32$ – $0,38$, для безвакуумного водослива практического профиля $m = 0,47$ – $0,49$, для вакуумного $m = 0,57$; $H_0 = H$. (табл. 2.1).

Таблица 2.1

Стандартные размеры водосливных отверстий

Пролет (ширина) отверстия b , м	0,4; 0,6; 0,8; 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2; 2,25; 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 6; 7; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 24; 27; 30
Высота отверстия H , м	0,6; 0,8; 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2; 2,5; 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 6,5; 7; 7,5; 8; 8,5; 9; 10; 11; 12; 13; 14; 15; 16

Подставляя в формулу (2.1) ориентировочные значения σ_n , ε , m и H , определяют величину H_0 , которую округляют до стандартного размера в соответствии с табл. 2.1. После определения высоты H , ширины b и количества водосливных отверстий производится проверка пропускной способности проектируемой плотины. Для этого уточняются значения H_0 , m , ε и σ_n .

Напор с учетом скорости подхода определяется по зависимости:

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

где α_k – коэффициент Кориолиса, равный 1–1,1;

v_0 – скорость подхода, равная средней скорости в верхнем бьефе в сечении, отстоящем от напорной грани водослива на расстоянии (3–5) H .

Коэффициент подтопления σ_n определяется по графику на рис. 2.3 или по таблицам [1, табл. 6.10, 6.11]. Если непосредственно за плотиной устраивается сопрягающее сооружение (быстрооток, перепад и т. д.), то водосливная плотина с широким порогом будет неподтоплена и коэффициент подтопления $\sigma_n = 1$.

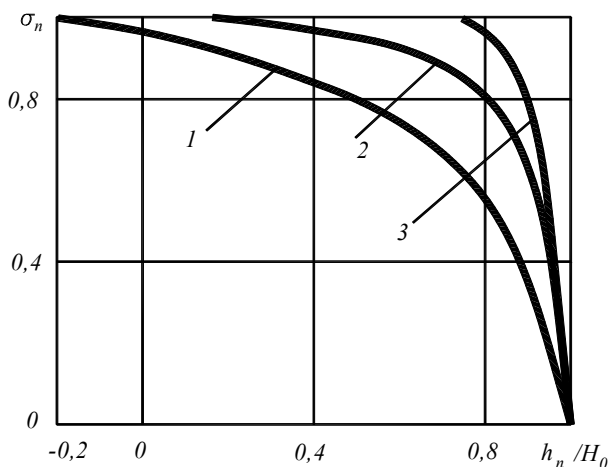


Рис. 2.3. График для определения коэффициента подтопления водослива:

1 – вакуумного; 2 – безвакуумного практического профиля;

3 – с широким порогом

Коэффициент бокового сжатия рекомендуется определять по формуле А. Р. Березинского:

$$\varepsilon = 1 - \frac{\alpha}{\sqrt[3]{0,2 + \frac{p}{H}}} \sqrt[4]{\frac{b}{b+d} \left(1 - \frac{b}{b+d}\right)}, \quad (2.4)$$

где p – высота водослива;

$\alpha = 0,1$ – при плавном очертании быков и устоев;

$\alpha = 0,19$ – при их прямоугольном очертании;

b – ширина водосливного отверстия;

d – толщина бычка.

Бык принимается неразрезным в случае скального основания и разрезным при мягком основании.

Толщина неразрезного быка:

$$d = d_0 + 2s, \quad (2.5)$$

где $d_0 \geq 0,8$ м – толщина суженного пазами перешейка быка;

$s = \frac{t}{2}$ – глубина паза рабочих затворов;

$t = \left(\frac{1}{7} - \frac{1}{10}\right)b$ – ширина паза рабочих затворов.

В случае разрезного быка толщина его, вычисленная по формуле (2.5), увеличивается на 0,5–1,0 м.

Формула (2.4) справедлива при $\frac{b}{b+d} > 0,2$ и $\frac{p}{H} < 3$, при $\frac{b}{b+d} < 2$

следует принимать $\frac{b}{b+d} = 0,2$, а при $\frac{p}{H} > 3$ – принимать $\frac{p}{H} = 3$.

Коэффициент расхода для безвакуумного водослива практического профиля, построенного по координатам Кригера-Офицерова, определяется по формуле:

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - \frac{c}{H}}{1 + 2 \frac{c}{H}}, \quad (2.6)$$

где c – расстояние от начала криволинейного участка оголовка до начала водосливной поверхности. Если на гребне отсутствует горизонтальный участок, устраиваемый для лучшего размещения затворов, то $c = 0,3H$. Ширина вставки может быть такой, чтобы соблюдалось условие $c \leq 2,5H$.

Для водосливов с вакуумными оголовками коэффициент расхода определяется по специальным таблицам [2, табл. 3.12].

Для водосливов с широким порогом при $2,5 \leq \frac{c}{H} \leq 10$ и $0 \leq \frac{c}{H} \leq 3$ коэффициент расхода определяется по формулам А. Р. Березинского:
– при закругленном входном ребре:

$$m = 0,36 + 0,01 \frac{3 - \frac{P}{H}}{1,2 + 1,5 \frac{P}{H}}; \quad (2.7)$$

– при прямоугольном входном ребре:

$$m = 0,32 + 0,01 \frac{3 - \frac{P}{H}}{0,46 + 0,75 \frac{P}{H}}. \quad (2.8)$$

Уточнив, таким образом, все выше перечисленные параметры, по формуле (2.1) производят проверку пропускной способности принятых размеров водосливных отверстий. Полученный по формуле расход должен быть больше расчетного паводкового, т. е. $Q \geq Q_{р. п.}$, но не более чем на 5 %.

Затем выполняется поверочный расчет пропускной способности водосброса по тем же уравнениям, но при напоре, соответствующем ФПУ, т. е. при $H = \text{ФПУ} - \nabla_{\text{гр. водослива}}$. Полученный при этом расход через водослив должен быть больше поверочного, т. е. $Q \geq Q_{\text{пов.}}$. В противном случае следует увеличивать размеры водосливных отверстий.

2.2. Быстроток

Быстротоками называются каналы с уклоном больше критического, сбрасывающие воду из верхнего бьефа в нижний.

Быстроток выполняется в виде бетонного или железобетонного лотка с прямоугольным (рис. 2.4, *a*), трапециевидальным (рис. 2.4, *б*) или полигональным поперечным сечением. Уклон дна быстротока принимается всегда больше критического и наиболее часто задается в пределах 0,05–0,25. Ширина быстротока может быть постоянной или переменной, что обуславливается как условиями гашения энергии в нижнем бьефе, так и возможностью некоторого сокращения объемов работ.

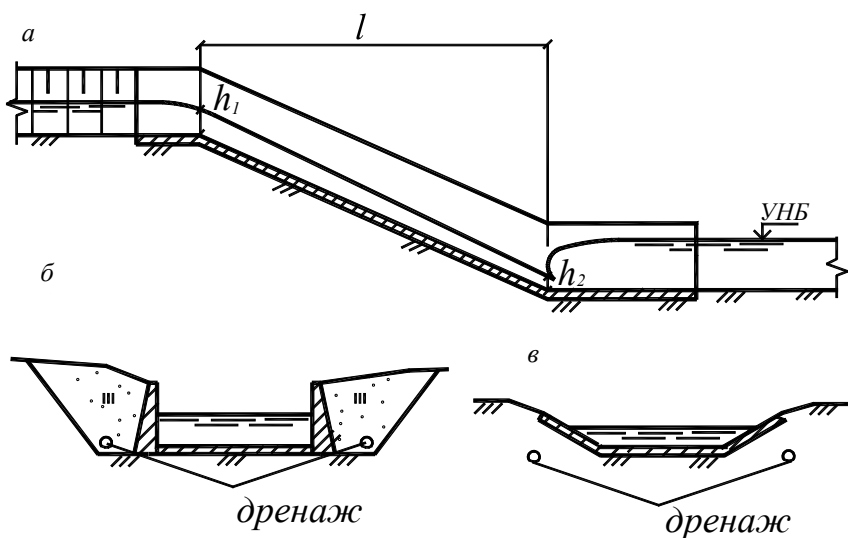


Рис. 2.4. Быстроток:
a – продольный разрез;
б, в – примеры поперечных сечений лотка быстротока

В быстротоках небольшой ширины на нескальном основании стенки и днища представляют собой монолитную неразрезную конструкцию докового типа. В широких быстротоках боковые стенки отрезаются от днища деформационными швами. Толщина днища принимается 0,3–0,8 м, стенки и днище по длине лотка разрезаются деформационными швами через 20–25 м.

В прочных скальных породах бетонная облицовка не устраивается, а в слабых скальных и полускальных породах дно и откосы быстроготока покрываются заанкеренной бетонной облицовкой толщиной 0,2–0,3 м.

В плане быстроготока необходимо придавать прямолинейное очертание, но иногда для уменьшения объемов строительных работ устраивают быстроготоки с виражом. На криволинейном участке дну быстроготока придается поперечный уклон, вогнутая боковая стенка его делается большей высоты, чем выпуклая.

В быстроготоках большой ширины, а также на криволинейных участках без поперечного уклона дна для обеспечения устойчивости потока в поперечном направлении устраивают продольные раздельные стенки.

При высоком положении уровней фильтрационного потока по трассе быстроготока устраивается дренаж под днищем и за боковыми стенками. Чаще всего применяется трубчатый дренаж.

Превышение боковых стенок быстроготока над уровнем воды в нем (кривая свободной поверхности воды в быстроготоке устанавливается гидравлическим расчетом) принимается по табл. 2.2.

Таблица 2.2

К проектированию быстроготока

Расход в быстроготоке, м ³ /с	1	1–10	10–30	30–50	50–100
Превышение боковых стен над уровнем воды, см	20	30	40	50	60

Гидравлический расчет быстроготока при заданных параметрах поперечного сечения, длины и уклона дна заключается в построении кривой свободной поверхности потока и определении максимального значения его скорости, а также расчете сопряжения бьефов. Прежде чем приступать к гидравлическому расчету, необходимо по оси предварительно выбранной трассы водосброса построить продольный профиль. Затем в него вписать быстроготок таким образом, чтобы плита днища находилась на естественном основании и в то же время не была чрезмерно заглублена во избежание больших объемов земляных работ.

Построение кривой свободной поверхности выполняется по уравнению Б. А. Бахметьева:

$$\frac{i_0 l}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{\text{ср}})[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)], \quad (2.9)$$

где i_0 – уклон дна быстротока;

l – длина быстротока;

h_0 – нормальная глубина, т. е. глубина при равномерном движении потока на быстротоке;

$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$, $\eta_2 = \frac{h_2}{h_0}$ – относительные глубины в начале и в конце

быстротока;

$\varphi(\eta_2)$, $\varphi(\eta_1)$ – функции относительных глубин [1, прил. 9; 3, табл. П7; 9, табл. 9.3 и др.];

$$j_{\text{ср}} = \frac{\alpha_{\text{к}} C_{\text{ср}}^2 b_{\text{б}} i_0}{g \chi}, \quad (2.10)$$

где C – коэффициент Шези, средний на рассматриваемом участке;

χ – смоченный периметр.

Обычно при расчетах нет необходимости строить всю кривую спада. Достаточно определить глубины на входе и на выходе быстротока. Расчет выполняется в следующем порядке.

1. Глубина воды на входе в быстроток h_1 принимается равной критической глубине:

$$h_1 = h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{b_{\text{б}}^2 g}}, \quad (2.11)$$

где $\alpha = 1-1,1$ – коэффициент Кориолиса;

Q – расход в быстротоке;

$b_{\text{б}}$ – ширина быстротока.

2. Подбором, задавая ряд значений глубины потока на быстротоке, определяют нормальную глубину из уравнения равномерного движения:

$$Q = \omega C \sqrt{Ri_0}, \quad (2.12)$$

где ω – площадь живого сечения;

R – гидравлический радиус, $R = \omega / \chi$;

χ – смоченный периметр;

C – коэффициент Шези, может быть определен по формуле:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}, \quad (2.13)$$

где n – коэффициент шероховатости, для бетонных поверхностей можно принимать $n = 0,012$.

3. По формуле (2.10) определяют величину j_{cp} по средним значениям C , b_6 и χ в начале и в конце быстротока, принимая в первом приближении глубину в конце быстротока $h_2 = h_0$.

4. Гидравлический показатель русла x определяется из соотношения модулей расхода и глубин в начале и в конце быстротока:

$$x = \frac{2 \lg \frac{K_1}{K_2}}{\lg \frac{h_1}{h_2}}, \quad (2.14)$$

где K – модуль расхода, определяется по формуле:

$$K = \omega C \sqrt{R}. \quad (2.15)$$

5. Вычисляется величина η_1 и по специальным таблицам [1, прил. 9; 3, табл. П7; 9, табл. 9.3] определяется значение функции $\varphi(\eta_1)$. Все найденные величины подставляются в уравнение (2.9), из которого подбором определяется значение функции $\varphi(\eta_2)$ и соответствующая ей относительная глубина η_2 .

6. Находится глубина воды в конце быстротока $h_2 = \eta_2 h_0$. Если полученная величина h_2 отличается от предварительно заданной, расчеты по п. 2–5 повторяются при вновь полученном значении h_2 .

После окончательного определения h_2 определяется максимальная скорость в конце быстротока:

$$v_{\max} = \frac{Q}{b_0 h_2}, \quad (2.16)$$

величина, которой не должна превышать допустимого значения (см. табл. 2.3).

Таблица 2.3

Значения средней неразмывающей скорости потока
для закрепленных русел

Вид крепления	$v_{\text{пр}}$, м/с при глубине потока h , м				
	< 0,5	1	3	5	
Бетонная облицовка (в зависимости от прочности бетона на сжатие)	12,5–19,2	13,8–21,2	16,0–24,6	17,0–26,1	
Облицовка из каменной кладки (в зависимости от прочности раствора на сжатие)	4,3–7,4	5,0–8,7	6,2–10,7	6,7–11,6	
Габбионы (размером 0,5 × 0,5 м и более)	4,7	5,5	6,8	7,3	
Каменная наброска в плетневой клетке	3,0	3,5	4,0	4,4	
Мощение одиночное на слое щебня или глины (10–15 см) с покрытием слоем глины, ила, соломы или сена: – на свеженасыпанном утрамбованном грунте при крупности камней, см:					
	15–20;	2,4	2,8	3,5	3,8
	20–30;	2,8	3,3	4,1	4,4
	– на осевшем или плотноутрамбованном грунте при крупности камней, см:				
15–20;	2,6	3,0	3,7	4,0	
20–30	3,0	3,6	4,5	4,9	
Мощение двойное на слое щебня при крупности камней, см:					
	15–20;	3,0	3,5	4,3	4,7
20–30	3,1	3,7	4,7	5,1	
Дерновка плашмя	1,0	1,25	1,5	1,5	

Быстроток с усиленной шероховатостью. В том случае, когда скорость потока на быстротоке превышает допустимую, а уменьшение его уклона нецелесообразно, устраивается быстроток с усиленной шероховатостью. Искусственная шероховатость выполняется чаще всего в виде поперечных донных ребер, устраиваемых на дне, а иногда и на боковых стенках лотка быстротока (рис. 2.5).

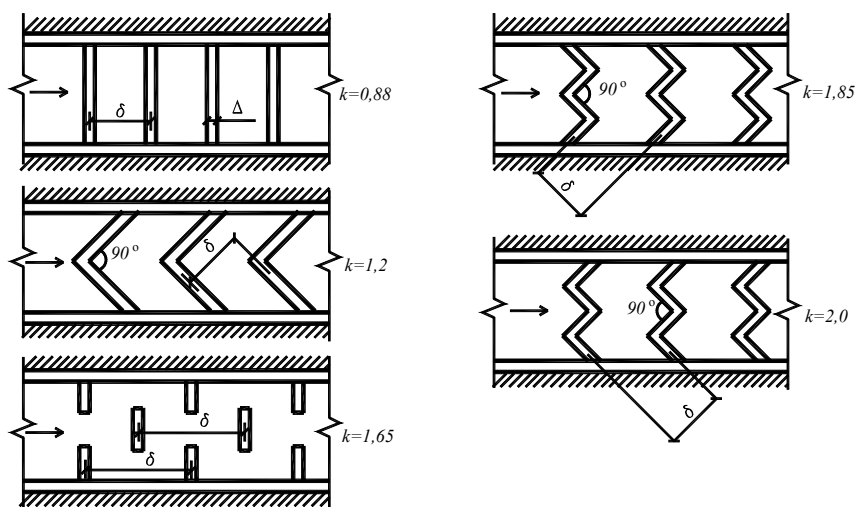


Рис. 2.5. Типы усиленной шероховатости на быстротоке

Расчет ребристой донной шероховатости квадратного сечения ($\Delta \times \Delta$) с расстояниями между осями ребер $\delta = 8\Delta$ и при $i_{кр} < i_0 < 0,6$ выполняется по методу О. М. Айвазяна. Расчет ведется для условий равномерного движения по зависимостям:

$$1 - \frac{Q}{v\omega} = i_0. \quad (2.17)$$

$$\frac{8gRi_0\omega^2}{Q^2} = 0,04 + 2,29i_0^2 + Ki_0^{0,1} \frac{\Delta}{R} \left(\frac{b}{\chi} \right)^2, \quad (2.18)$$

где Q – расчетный расход;

v – скорость потока на быстротоке;

Δ – высота ребер усиленной шероховатости;

i_0 – уклон дна быстротока;

ω , χ , R – соответственно площадь живого сечения, смоченный периметр и гидравлический радиус потока, определяемые по глубине, отсчитываемой от верха ребер шероховатости;

K – опытный коэффициент, зависящий от типа шероховатости (см. рис. 2.5).

Порядок расчета следующий. Задаются значения скорости потока на быстротоке для условий его равномерного движения $v = 6\text{--}8$ м/с. Из формулы (2.17) находится глубина потока, а по формуле (2.18) вычисляется высота ребер искусственной шероховатости. При этом необходимо обеспечить соблюдение условия $h / \Delta \geq 3$. Если при расчете получается $\Delta < 0$, это означает, что при назначенном типе шероховатости и заданных условиях скорость потока заведомо ниже, чем заданное значение v . После расчета высоты Δ следует указать длину участка, на котором водоскат должен быть снабжен усиленной шероховатостью. Ребра устанавливаются, начиная с того сечения, после которого скорости без усиленной шероховатости становятся больше допустимых значений. Местоположение данного сечения устанавливается расчетом по уравнениям (2.9–2.15).

Если усиленная шероховатость предназначена для создания определенного режима лишь на выходе для уменьшения размеров водобойной части, то в этом случае ребрами снабжают лишь концевой участок длиной $l_\Delta \approx 20 h$, где h – расчетное значение глубины потока при равномерном движении на участке усиленной шероховатости.

2.3. Расчет сопряжения бьефов

Концевой участок быстротока выполняется в виде водобойного колодца либо водобойной стенки (при донном режиме сопряжения бьефов), или с консольным перепадом (при режиме сопряжения отброшенной струей). Водобойный колодец обычно устраивается на не скальных грунтах. Консольный перепад – чаще на скальных грунтах. Водобойный колодец может быть со стенкой падения или без нее.

Расчет сопряжения бьефов выполняется для определения необходимости в устройстве гасителей энергии воды в нижнем бьефе и установления их параметров. Расчет выполняется следующим образом (рис. 2.6, а).

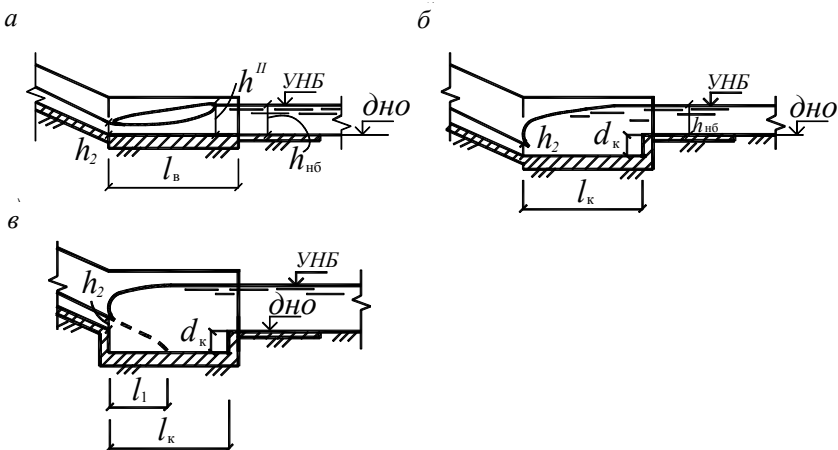


Рис. 2.6. Схемы к расчету донного режима сопряжения бьефов:

- a* – исходная схема (без гасителей);
- б* – с водобойным колодцем без стенки падения;
- в* – с водобойным колодцем со стенкой падения

Первая сопряженная глубина гидравлического прыжка за быстротоком принимается равная глубине в конце быстротока ($h' = h_2$). Определяется вторая сопряженная глубина:

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{кр}}{h'} \right)^3} - 1 \right], \quad (2.19)$$

где $h_{кр}$ – критическая глубина, определяемая по формуле

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{B_c^2 g}}. \quad (2.20)$$

Если $h'' \leq h_{нб}$, где $h_{нб}$ – глубина воды в нижнем бьефе при пропуске расчетного паводкового расхода (определяется по кривой связи $Q = f(h)$), то гидравлический прыжок будет затоплен и не требуется устанавливать гасители кинетической энергии потока на водобое. Если $h'' > h_{нб}$, то для затопления гидравлического прыжка

необходимо запроектировать гаситель кинетической энергии потока, например, водобойный колодец или водобойную стенку.

Глубина водобойного колодца (рис. 2.6, б) определяется как:

$$d_k = h'' - h_{\text{НБ}} - \Delta z, \quad (2.21)$$

где Δz – перепад, образующийся при выходе потока из колодца в НБ.

На практике величиной Δz можно пренебречь, выполняя расчет с «запасом». Длина водобойного колодца, когда струя входит в колодец, не отрываясь от сливной грани (без уступа), определяется по формуле:

$$l_k = (0,75-1,0)l_{\text{пр}}, \quad (2.22)$$

а длина водобоя при отсутствии на нем гасителей кинетической энергии потока равна:

$$l_B = (1,0-1,25)l_{\text{пр}}, \quad (2.23)$$

где $l_{\text{пр}}$ – длина гидравлического прыжка:

$$l_{\text{пр}} = (5h'' - h'). \quad (2.24)$$

При наличии стенки падения (рис. 2.6, в) расчет производится следующим образом. Задается глубина водобойного колодца d_k и по следующей формуле путем подбора определяется глубина в сжатом сечении:

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(h_2 + d_k + \frac{v^2}{2g} - h_c)}, \quad (2.25)$$

где φ – коэффициент скорости, при высоте падения струи от 1 до 5 м принимается соответственно от 0,97 до 0,85 (промежуточные значения – по интерполяции);

v – скорость в конце быстротока.

Затем по формуле (2.19) определяется h'' и проверяется условие $h_{\text{НБ}} + d_k \geq h''$. Если это условие не выполняется, то следует задаться другой величиной d_k и повторить расчет. Если же указанное условие выполняется, то глубина колодца задана верно. Затем определяется длина колодца:

$$l_{\kappa} = l_1 + 0,8l_{\text{пр}}, \quad (2.26)$$

где $l_{\text{пр}}$ – длина прыжка, определяется по формуле (2.23);
 l_1 – дальность полета струи:

$$l_1 = \sqrt{\left(h_2 + \frac{v^2}{2g}\right)(2d_{\kappa} + h_2)}. \quad (2.27)$$

2.4. Консольный перепад

Консольный перепад устраивается в конце быстротока и служит для отброса струи воды на безопасное расстояние с точки зрения подмыва сооружения (рис. 2.7). Проектирование и расчеты быстротока с консольным перепадом выполняются в следующей последовательности.

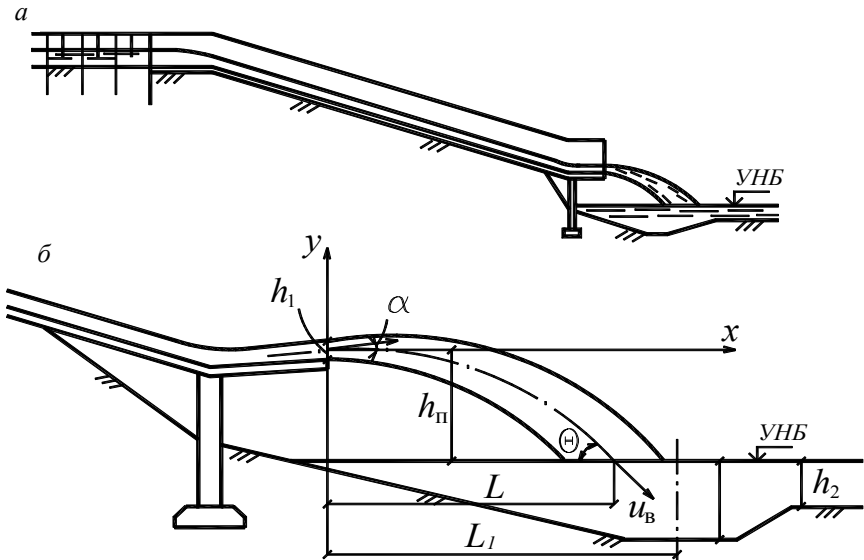


Рис. 2.7. Консольный перепад:
 а – общий вид; б – схема к расчету дальности отброса струи

1. Проектируется быстроток. Вписывание его местность и гидравлический расчет выполняются так, как было изложено выше. Особенность заключается в том, что концовка быстроточка должна располагаться выше УНБ на 5–10 м с выходом на поверхность земли.

2. Выполняется проектирование и гидравлический расчет консоли. Чаще всего консоль располагается горизонтально, иногда ей придается обратный уклон от 0° до 15° . Длина обычно 1–2 м. В зависимости от геологических условий и размеров консоли конструкция ее опор может быть свайной, стоечной или рамной. Подошва крайних опор назначается ниже дна воронки размыва. Гидравлический расчет консольного перепада заключается в определении дальности полета струи и размеров воронки размыва. Дальность полета струи вычисляется по формуле:

$$L = k_a \frac{v_1^2}{g} \sin 2\alpha \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2h_n g}{v_1^2 \sin^2 \alpha}} \right), \quad (2.28)$$

где k_a – коэффициент, учитывающий влияние аэрации на дальность отлета струи; при $Fr \leq 35$ имеем $k_a = 1$; при $Fr > 35$ – $k_a = 0,8–0,9$, где

$$Fr = \frac{v_1^2}{gh} - \text{число Фруда};$$

v_1 – скорость схода струи с трамплина (можно принимать равной скорости потока в конце быстроточка);

α – угол наклона носка к горизонту;

h_n – превышение оси струи на носке над уровнем воды в нижнем бьефе:

$$h_n = p + \frac{h_1}{2 \cos \alpha}, \quad (2.29)$$

где p – превышение сливной кромки носка над уровнем воды в нижнем бьефе (высота падения струи);

h_1 – толщина струи на носке.

Глубина воды в воронке размыва после его завершения для не- скальных грунтов:

$$h_p = A \left(\frac{q}{1,15 \sqrt{g} d_{50}^{0,25}} \right)^{0,8}, \quad (2.30)$$

где d_{50} – для несвязных грунтов – средний диаметр частиц грунтов, соответствующий 50 % по кривой гранулометрического состава; для глинистых грунтов $d_{50} = d_3$, где d_3 – эквивалентный диаметр агрегатов, на который распадается связный грунт, зависящий от коэффициента пористости ε и состава грунта (табл. 2.4);

A – коэффициент, учитывающий размывающую способность потока и неравномерность распределения удельного расхода, при отбросе струи с трамплина вычисляется по формуле:

$$A = k_0 \left(3,4 + \frac{0,45 n_a \varphi^2 y_0}{h_{кр}} \right), \quad (2.31)$$

где k_0 – коэффициент, учитывающий пространственность и условия сопряжения падающей струи с нижним бьефом. Для консольного сброса за быстротоком $k_0 = 0,44$;

n_a – коэффициент, учитывающий влияние аэрации струи, при $Fr = 25$ $n_a = 0,9$; при $Fr = 50$ $n_a = 0,85$; при $Fr = 100$ $n_a = 0,6$, где

$Fr = \frac{v_1^2}{2g}$ – число Фруда в начальном сечении струи;

φ – коэффициент скорости, значение которого можно принимать по специальным графикам [2, рис. 4.8; 9, рис. 10–23].

y_0 – разность уровней воды в бьефах, при расчете быстротока

можно принимать $y_0 = p + h + \frac{v_1^2}{2g}$;

$h_{кр}$ – критическая глубина.

Таблица 2.4

Эквивалентный диаметр d_3 агрегатов связных грунтов

Грунты	Содержание частиц, %, размером, мм		Эквивалентный диаметр d_3 , мм, для частиц различных грунтов			
	0,005	0,005–0,05	мало-плотных, $\varepsilon > 1,2$	средне-плотных, $\varepsilon = 1,2–0,6$	плотных, $\varepsilon = 0,6–0,3$	очень плотных, $\varepsilon = 0,3–0,2$
1	2	3	4	5	6	7
Глины	30–50	50–70	0,15	2	10	50

1	2	3	4	5	6	7
Тяжелые Суглинки	20–30	70–80	0,15	3	10	50
Тощие суглинки	10–20	80–90	0,15	3	10	50
Лессовидные в условиях закончившихся просадок	–	–	0,05	1,5	5	20

2.5. Многоступенчатый перепад

Многоступенчатый перепад представляет собой ряд ступеней из одинаковых по размерам колодцев, образованных продольными (боковыми) и поперечными (водобойными) стенками (рис. 2.8). Он устраивается при значительных (более 0,25) уклонах местности по трассе водосброса.

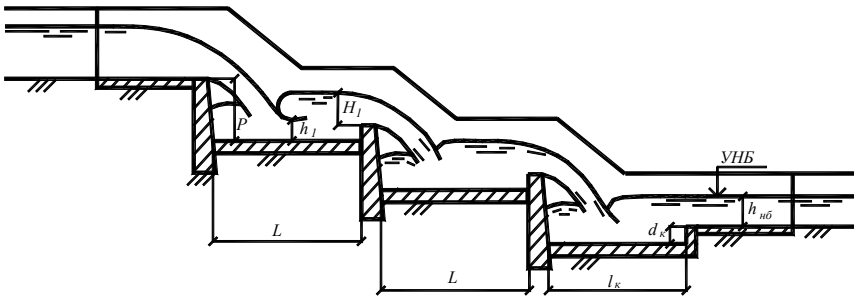


Рис. 2.8. Многоступенчатый перепад

Размеры колодцев и высота водобойных стенок определяются на основании гидравлического расчета из условия полного гашения энергии потока.

Прежде чем приступить к расчетам, необходимо построить продольный профиль поверхности земли по оси предварительно выбранной трассы водосброса, в который вписывается многоступенчатый перепад. Для этого по продольному профилю находится общая высота падения, которая затем разбивается на отдельные равные

между собой ступени. Высота ступеней p обычно назначается одинаковой, не превышающей, как правило, 5–6 м. Длина ступеней – до 20 м. Глубина водобойного колодца при этом предварительно может быть принята $d_k = p / 3$. Тогда средняя высота ступеней $p = P / n + d_k$, где P – разность отметок в начале и в конце перепада.

На нескальных и полускальных грунтах продольные и поперечные стенки отделяются от водобойной плиты вертикальными деформационными швами. Все швы оборудуются противофильтрационными уплотнениями. Толщину водобойной плиты и стенок определяют расчетом на устойчивость, предварительно назначая ее в соответствии со следующими рекомендациями: водобойная плита – 0,5–1,0 м; продольная стенка: поверху – 0,3–0,7 м, понизу – 1–2 м; водобойная стенка: поверху – 0,5–0,7 м, понизу – 1,2–2,0 м. В скальных породах водобойные плиты могут не устраиваться или может выполняться выравнивающая облицовка толщиной 0,3–0,4 м.

Гидравлическим расчетом уточняются принятые предварительно длины ступеней и высоты водобойной стенки. Расчеты выполняются только для первой, второй и последней ступеней. Размеры всех остальных ступеней принимаются такими же, как и размеры второй ступени. Расчеты выполняются следующим образом. Из формулы

$$Q = \varphi h_1 b \sqrt{2g(H_0 + p - h_1)} \quad (2.32)$$

определяется глубина на ступени в сжатом сечении, равная h_1 , которая принимается в качестве первой сопряженной глубины h . Коэффициент скорости φ принимается по графикам в зависимости от высоты и конструктивных особенностей ступени [1, рис. 7.7]. По формуле (2.19) определяется вторая сопряженная глубина h'' . Глубина воды над порогом водослива в начале следующей ступени (H_1) определяется из уравнения водослива с тонкой стенкой:

$$Q = mb \sqrt{2g} H_{1,0}^{3/2}, \quad (2.33)$$

откуда

$$H_1 = \left(\frac{Q}{mb \sqrt{2g}} \right)^{2/3} - \frac{\alpha v_0^2}{2g}, \quad (2.34)$$

где m – коэффициент расхода, принимаемый как для водослива с тонкой стенкой;

$$v_0 = \frac{Q}{bh^n} \text{ – скорость подхода.}$$

Глубина водобойного колодца на ступени равна $d_k = h'' - H_1$. Длина ступени перепада (водобойного колодца) $L = l_1 + 0,8 l_{пр}$, где $l_{пр}$ – длина прыжка.

Дальность полета струи может быть определена по формуле:

$$l_1 = \frac{q}{h_{кр}} \sqrt{\frac{2p + h_{кр}}{g}}, \quad (2.35)$$

где q – удельный расход: $q = Q / b$;

$h_{кр}$ – критическая глубина, определяемая по формуле (2.20).

При расчете последней ступени перепада глубина водобойного колодца определяется так же, как в п. 2.3.

Отводящий канал устраивается между сопрягающим сооружением и руслом реки. Канал выполняется в выемке таким образом, чтобы дно его сопрягалось с дном реки. Дно отводящего канала может быть горизонтальным, или ему может придаваться уклон меньше критического. Гидравлический расчет канала производится по формулам равномерного движения воды. Если скорости потока в канале превышают допустимые по размыву, дно и откосы его укрепляются.

2.6. Башенные водосбросы

Башенный водосброс (рис. 2.9) состоит из головной части (башни), одной или нескольких ниток труб и концевого участка, на котором располагаются при необходимости гасители энергии потока. Ось башенного водосброса трассируется по возможности перпендикулярно к оси плотины в русле или в пониженных местах поймы.

В башне размещаются ремонтные и рабочие затворы, перекрывающие входные сечения труб, сороудерживающие решетки и механизмы для маневрирования ими, а также служебные помещения. Сечение башни в плане может быть круглым или прямоугольным. Размеры ее зависят от диаметра трубопроводов. Толщина стенок башни обычно уменьшается снизу вверх, но она не должна быть

меньше 20 см. Размещать башню можно в зоне подошвы верхового откоса плотины, в средней его части или у гребня плотины, но всегда она должна располагаться на прочном материковом грунте. Трубы малого диаметра могут быть металлическими или железобетонными. Металлические трубопроводы чаще всего укладываются внутри железобетонных галерей, которые используются в период возведения гидроузла для пропуска строительных расходов.

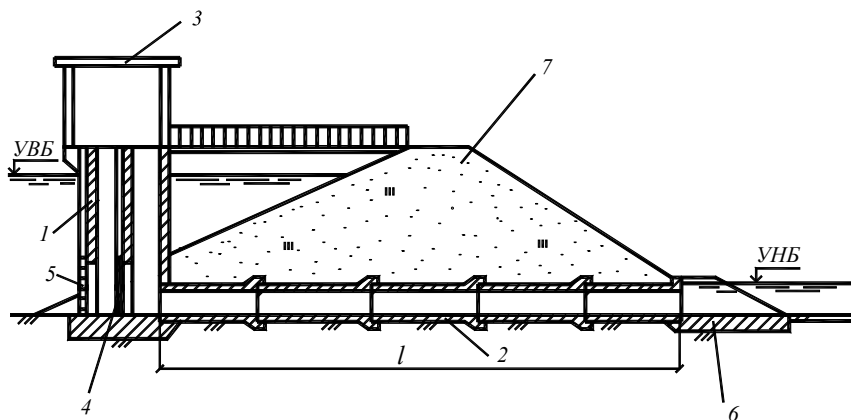


Рис. 2.9. Башенный водосброс:
 1 – башня; 2 – отводящие трубы; 3 – помещение для размещения подъемного оборудования; 4 – затвор; 5 – сороудерживающая решетка; 6 – водобой; 7 – грунтовая плотина

Снаружи металлические трубопроводы покрываются антикоррозионным покрытием. Трубы больших поперечных сечений выполняются из железобетона с круглыми, овальными или прямоугольными отверстиями. При устройстве нескольких труб они объединяются в общую многоочковую конструкцию.

Трубы должны располагаться на плотном грунте основания на уровне подошвы плотины или ниже ее, в траншее. По длине трубы разрезаются температурно-осадочными швами на секции длиной не более 10–15 м. Для предотвращения фильтрации воды через швы они уплотняются шпонками, а для борьбы с контактной фильтрацией воды вдоль трубы в местах стыков секций устанавливаются противофильтрационные ребра (диафрагмы).

Подходной участок к башенному водосбросу выполняется в виде канала, рассчитанного на пропуск строительного расхода. Дно и откосы его крепятся каменной наброской или бетонными плитами в зависимости от скорости течения.

Пропускная способность одной трубы напорного башенного водосброса ($Q_{тр}$) определяется по формуле:

$$Q_{тр} = \mu \omega \sqrt{2gH_d}, \quad (2.36)$$

где ω – площадь выходного поперечного сечения трубы;

μ – коэффициент расхода;

g – ускорение свободного падения;

H_d – действующий напор, принимаемый равным разности между расчетным уровнем воды в верхнем бьефе (НПУ) и центром тяжести выходного сечения трубы при незатопленном истечении и разности НПУ и уровня нижнего бьефа, соответствующего пропуску расчетного расхода, при затопленном выходном отверстии.

Коэффициент расхода напорного башенного водосброса:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_i}}, \quad (2.37)$$

где $\sum \zeta_i$ – сумма коэффициентов сопротивлений (местных и по длине).

В глубинных водосбросах постоянного поперечного сечения, работающих в напорном режиме, надлежит учитывать следующие виды местных сопротивлений:

– на вход (коэффициент сопротивления для прямоугольного входа $\zeta_{вх} = 0,42$, при криволинейном очертании (по радиусу) – 0,10, для определения $\zeta_{вх}$ других форм оголовков имеются специальные графики [9 и др.]);

– в пазах плоских затворов при относительной ширине паза $b_n / b < 0,1$ следует принимать $\zeta_n = 0,05$, при $b_n / b > 0,2$ – $\zeta_n = 0,1$. Здесь b – ширина водосбросного отверстия на участке размещения затворов, b_n – ширина паза. Для двух и более последовательно рас-

положенных пазов затворов коэффициенты сопротивлений следует суммировать;

– на сороудерживающей решетке:

$$\xi_p = \beta \left(\frac{s}{b_c} \right)^{4/3} \sin \alpha, \quad (2.38)$$

где s – толщина стержня решетки;

b_c – величина просвета между стержнями;

β – коэффициент, зависящий от формы стержней (при круглой форме стержней $\beta = 1,79$);

α – угол наклона решетки к горизонту.

Если глубинные водосбросы имеют повороты, сужение, расширение и т. д., коэффициент сопротивления для них определяется по гидравлическим справочникам, например по «Справочнику по гидравлическим расчетам» П. Г. Киселева [9].

Коэффициент сопротивления по длине:

$$\xi_{дл} = \frac{2gl}{C^2 R}, \quad (2.39)$$

где l – длина трубы;

$R = \frac{\omega}{\chi}$ – гидравлический радиус;

χ – смоченный периметр.

Для круглого сечения $R = \frac{d}{4}$, где d – диаметр трубы.

C – коэффициент Шези, может быть определен по формуле Маннинга:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}, \quad (2.40)$$

где n – коэффициент шероховатости (для бетонной поверхности, он может быть принят равным 0,012 [9]).

Гидравлический расчет башенного водосброса выполняется в следующем порядке:

1. На поперечном разрезе земляной плотины выбирают местоположение башни и определяют длину трубы.

2. Задают форму и размеры поперечного сечения трубы и по формуле (2.36) находят пропускную способность одной трубы.

3. Определяют необходимое количество труб для пропуска расчетного паводкового расхода $n = Q_p / Q_{тр}$.

4. По зависимости (2.36) проверяют пропуск поперечного паводкового расхода при уровне верхнего бьефа, равном ФПУ. Если принятого количества труб и их размеров оказывается недостаточно для пропуска поперечного паводкового расхода при ФПУ, то увеличивают либо размер поперечного сечения трубы, либо количество труб.

Расчет сопряжения бьефов ведется в соответствии с п. 2.3, принимая при напорном движении воды в трубах первую сопряженную глубину равной диаметру трубы, т. е. $h' = h_c = d$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Богославчик, П. М. Проектирование и расчеты гидротехнических сооружений : учебное пособие для вузов / П. М. Богославчик, Г. Г. Круглов. – Минск : БНТУ, 2001. – 363 с.
2. Богославчик, П. М. Гидротехнические сооружения : курс лекций для студентов специальности 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов» высших учебных заведений / П. М. Богославчик. – Минск : БНТУ, 2014. – 214 с.
3. Гидротехнические сооружения комплексных гидроузлов : учебное пособие / П. М. Богославчик [и др.]; под ред. Г. Г. Круглова. – Минск : БНТУ, 2006. – 585 с.
4. Гидротехнические сооружения : в 2 ч. / под ред. Л. Н. Рассказова. – М. : Стройиздат, 1996. – Ч.1. – 446 с.
5. Гидротехнические сооружения: справочник проектировщика / под ред. В. П. Недриги. – М. : Стройиздат, 1983. – 543 с.
6. Гольдин, А. Л. Проектирование грунтовых плотин : учебное пособие для вузов / А. Л. Гольдин, Л. Н. Рассказов; под ред. Л. Н. Рассказова. – М. : Стройиздат, 1983. – 543 с.
7. СН 3.03.04-2019: Автомобильные дороги. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 56 с.
8. СН 3.04.01-2020: Гидротехнические сооружения общего назначения. – Минск : Минстройархитектуры, 2021. – 132 с.
9. Справочник по гидравлическим расчетам / под ред. П. Г. Киселева. – М. : Энергия, 1975. – 309 с.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ	4
1.1. Выбор типа плотины и определение физико-механических характеристик грунтов	4
1.2. Проектирование поперечного профиля и элементов плотины	5
1.3. Фильтрационные расчеты	20
1.4. Расчеты устойчивости откосов	34
2. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ВОДОСБРОСА	47
2.1. Береговые открытые водосбросы	47
2.1.1. Компоновка сооружений	47
2.1.2. Определение размеров водосливных отверстий головного сооружения	49
2.2. Быстроток	54
2.3. Расчет сопряжения бьефов	60
2.4. Консольный перепад	63
2.5. Многоступенчатый перепад	66
2.6. Башенные водосбросы	68
ЛИТЕРАТУРА	73

Учебное издание

БОГОСЛАВЧИК Петр Михайлович
МЕДВЕДЕВА Юлия Александровна
НЕМЕРОВЕЦ Ольга Владимировна

ГРУНТОВЫЕ ПЛОТИНЫ

Пособие
для студентов специальности 1-70 04 01
«Водохозяйственное строительство»

Редактор *Н. Ю. Казакова*
Компьютерная верстка *Е. А. Беспанской*

Подписано в печать 22.09.2022. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 4,36. Уч.-изд. л. 3,41. Тираж 100. Заказ 437.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.