

Документ подписан простой электронной подписью

Информация о владельце:

ФИО: Соловьев Дмитрий Александрович

Должность: ректор ФГБОУ ВО Вавиловский университет

Дата подписания: 31.03.2025 10:54:36

Уникальный программный ключ:

528682d78e671e566ab07f01fe1ba2172f735a12

Министерство сельского хозяйства Российской Федерации

ФГБОУ ВО Вавиловский университет

Мелиоративные гидротехнические сооружения

Учебно-методическое пособие по выполнению
курсового проекта для направления подготовки
35.03.11 «Гидромелиорация»

Саратов – 2024

Содержание

Содержание.....	2
ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. Водохозяйственные расчеты.....	5
1.1. Выбор емкости пруда	5
1.2. Расчет срока службы пруда.	10
1.3. Установление расчетного расхода водосбросного сооружения с учетом аккумуляции.	11
1.4. Определение бытовых глубин в нижнем бьефе.	18
2. Краткое описание района створа гидроузла.	22
2.1. Топографическая характеристика. Климатическая характеристика. Геологические условия.	22
3. Обоснование выбора створа плотины и компоновка узла сооружений.	24
3.1. Выбор и обоснование створа ГТС.	24
3.2. Компоновка узла сооружений.	26
4. Грунтовая плотина.	27
4.1. Основные расчетные положения. Нагрузки и воздействия	29
4.2. Определение класса капитальности плотины. Расчетные горизонты вод.....	34
4.3. Определение отметки гребня плотины. Определение геометрических параметров плотины.	35
4.3.1 Определение отметки гребня плотины.	35
4.3.2. Определение геометрических параметров плотины.	43
4.4. Фильтрационный расчет тела плотины.	45
4.5. Расчет противофильтрационного устройства.....	53
4.6. Расчет устойчивости низового откоса плотины.	58
5. Трубчатый водоспуск.....	72
5.1. Гидравлический расчет.	72

6. Водосбросное сооружение.....	76
6.1. Назначение, компоновка, трасса водосбросного сооружения.....	76
6.1.1 Условия проектирования.....	76
6.2. Открытые водосбросные сооружения.....	77
6.2.1. Гидравлический расчет траншейного водосброса.....	77
6.3. Закрытые водосбросные сооружения.....	79
6.3.1. Гидравлический расчет сифонного водосброса.....	79
6.3.2. Гидравлический расчет трубчато-ковшового водосброса.....	82
6.4. Примеры расчета.....	84
6.4.1. Гидравлический расчет трубчато-ковшового водосброса.....	84
6.4.2. Гидравлический расчет сифонного водосброса.....	86
6.4.3. Гидравлический расчет траншейного водосброса бетонной конструкции.....	88
Список литературы:.....	91

ВВЕДЕНИЕ

Гидротехническими сооружениями называют инженерные сооружения, предназначенные для использования природных водных ресурсов и для предотвращения вредного воздействия воды на окружающую среду.

Строительство мелиоративных гидротехнических сооружений развивалось в разных странах в соответствии с общим развитием в них водного хозяйства. Искусство строить гидротехнические сооружения было известно с древнейших времен, причем довольно крупные сооружения создавали уже при рабовладельческом строе. Относительно сложные сооружения для орошения возводили в IX-VIII вв. до н. э.

Гидротехническое строительство свелось к устройству малых сооружений – водяных мельниц, небольших сооружений для водоснабжения городов и замков, для регулирования русел рек в феодальный период. В XIV в. н. э. в Европе строят первые судоходные шлюзы.

В XVIII – начале XIX в. развитие гидротехнического строительства наблюдалось в основном в области водного транспорта и гидроэнергетики (устройство простейших гидроустановок), возводили такие заводские плотины – главным образом земляные и деревянные. В начале XIX в. строительство водных путей и громоздких гидроустановок замедлилось. Новый подъем гидротехнического строительства начался в конце XIX – начале XX вв. после изобретения гидравлических турбин и внедрения в промышленность электричества, когда стали возводить гидроэлектростанции, а также после появления бетона и железобетона.

В настоящее время водохозяйственное строительство продолжает интенсивно развиваться. Построено и строится много выдающихся гидротехнических сооружений. Высота отдельных плотин достигает 200-300 метров, объемы бетонных работ по гидроузлам достигают нескольких миллионов кубических метров, а объемы земельно-скальных работ – десятков миллионов кубических метров.

1. Водохозяйственные расчеты

1.1. Выбор емкости пруда

Емкость пруда складывается из полезного объема $V_{плз}$, мертвого объема $V_{м.о.}$ и объема потерь на фильтрацию и испарение, за исключением объема осадков.

$$V = V_{плз} + V_{м.о.} + V_{пот} - V_{ос.} \quad (1),$$

Для определения объемов, площадей зеркала воды при характерных уровнях воды строятся батиграфические характеристики в виде графиков зависимости объемов и площадей воды пруда от уровней воды (Рисунок 1).

Данные для построения кривых определены в результате планиметрирования карт Государственной съемки масштаба 1: 10000.

Построение батиграфических кривых пруда сводится к установлению следующих зависимостей:

Между площадью зеркала и уровнем воды, $w = f(H)$;

Между объемом и уровнем воды, $V = f(H)$ кривая объемов;

Зависимость средней глубины от уровня воды $h_{cp} = f(H)$ кривая средних глубин, $Lw = f(H)$ кривая критерия литорали.

Элементарные объемы ΔV отдельных слоев воды между смежными парами горизонталей определяют по формуле:

$$\Delta V = \frac{\omega_i + \omega_{i+1}}{2} \cdot \Delta H \quad (2)$$

где ω_i, ω_{i+1} - площади, ограниченные соседними горизонталями; ΔH - разность глубины между двумя отметками уровня (Нл – Н) м.

Объем воды в пруду V_i при любой отметке уровня вычисляют путем последовательного суммирования объемов отдельных слоев, начиная с

самого низкого:
$$V_i = \sum_0^i \Delta V$$

По полученным данным строят на графике кривую объемов пруда $V = f(H)$.

Среднюю глубину пруда h_{cp} находят по формуле

$$h_{cp} = \frac{V_i}{\omega_i} \quad (3)$$

и строят кривую зависимости средней глубины пруда от отметки зеркала воды: $h_{cp} = f(H)$.

Площадь мелководья (литорали) глубиной $\omega_\alpha = 2$ м вычисляют как разность площадей зеркала воды при заданной отметке и при отметке на 2 м ниже:

$$\omega_\alpha = \omega_H - \omega_{H-2} \quad (4)$$

Критерий литорали Lw – отношение площади литорали к площади зеркала при той же отметке Н:

$$Lw = \frac{\omega_\alpha}{\omega_H} \quad (5)$$

Все вычисления приводятся в таблице 1.

Расчет батиграфических кривых пруда.

Таблица 1.

Отметка Н, м	Глубина воды, м	Площадь зеркала, тыс.м2	Сред няя площ адь ω_{CP} , тыс.м 2	Слой воды Δ Н, м	Объем воды $\Delta V =$ $\omega_{CP} * h1$	Суммарный объем V, тыс.м3	Сре дняя глубина h_{CP} , м	Литораль	
								$\square L$	Lw
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
187,4 3	0	0				0	0	0	-
			11,5	2,57	29,6				
190,0	2,57	23				29,6	1,2 9	23	1,0
			41,5	2,5	103,8				
192,5	5,07	60				133,4	2,2 2	37	0,6 2
			86,5	2,5	216,3				
195,0	7,57	113				349,7	3,0 9	53	0,4 7
			136	2,5	340				
197,5	10,07	159				689,7	4,3 4	46	0,2 9

			178, 5	2,5	446,3				
200,0	12,57	198				1136, 0	5,7 4	39	0,2

Мертвый объем представляет собой неиспользуемый объем в пруду. Он служит для отложения наносов в течении 50 лет и защиты дна оврага от эрозии, поэтому он остается неприкосновенным в пруду в течение всего года.

Уровень мертвого объема в пруду назначаем из условий:

продолжительности заиления,
срока службы узла сооружений,

санитарно-гигиенических требований (глубина воды $h_{cp} \geq 2,5 м.$; критерий литорали $L_w \leq 0,35$).

Исходя из санитарно-гигиенических условий глубину мертвого объема принимаем равной 2,57 м. по кривой $h_{cp} = f(H)$ (Рисунок 1) получаем отметку уровня мертвого объема 190,0 м.

Критерий литорали $L_w = 0,41$ (Рисунок 1). Так как L_w получился больше допустимого, необходимо запроектировать обвалование берегов пруда и снизить критерий литорали до 0,35 м.

При УМО 190,0 объем воды в пруде $V_{м.о.} = 29000 м^3$, площадь зеркала $\omega_{УМО} = 23000 м^2$.

Отметку НПУ в пруду назначаем из условия полного задержания весеннего стока 80% обеспеченности и с учетом потерь на испарение и фильтрацию. При назначении отметки НПУ также учитываются условия минимального затопления ценных сельскохозяйственных угодий и создание возможно большей емкости пруда.

Объем стока 80% обеспеченности равен:

$$V_{80\%} = \alpha \cdot F \cdot h_{80\%} \cdot 1000 \quad (6)$$

где $h_{80\%}$ - слой стока 80% обеспеченности мм, определяемый по “Карта изолиний весеннего стока 80% обеспеченности с учетом аккумуляции” ($h_{80\%} = 29,5 мм$);

F – водосборная площадь, км²;

α – коэффициент, учитывающий уменьшение величины стока в результате агрометеорологических мероприятий ($\alpha = 0,898$).

Тогда $V_{80\%} = 0,898 \cdot 11,8 \cdot 29,5 \cdot 1000 = 312594 \text{ м}^3$.

Для выполнения условия создания максимально возможной емкости пруда принимаем $V_{плз} = 312594 \text{ м}^3$. Слой потерь воды на испарение и фильтрацию с учетом выпавших осадков за безледоставный период равен:

$$h_{ном} = E + \Phi - X \quad (7),$$

где E – потери на испарение, мм;

Φ – суммарные потери на фильтрацию, мм. Для хороших гидрологических условий $\Phi = 360$ мм/год или 30 мм/месяц;

X – осадки, мм.

При проектировании сезонного регулирования стока в качестве расчетной величины потерь на испарение принимают слой дополнительных потерь на испарение расчетной обеспеченности.

Расчетная обеспеченность испарения равна :

$$P_e = 100 - P_x \quad (8),$$

где P_x – обеспеченность осадков, %.

Расчетный слой дополнительных потерь на испарение за каждый месяц безледоставного периода \bar{E}_d находят по формуле:

$$\bar{E}_d = \bar{E}_B \cdot K_{PE} - \bar{X} \cdot K_{PX} \quad (9),$$

где $\bar{E}_B \cdot K_{PE}$ – месячный слой испарения сводной поверхности расчетной обеспеченности, мм;

$\bar{X} \cdot K_{PX}$ – месячный слой осадков расчетной обеспеченности, мм;

\bar{E}_B – среднегодовое значение слоя испарения с водной поверхности, мм

K_{PE} и K_{PX} – модульные коэффициенты слоя осадков и испарения с водной поверхности заданной обеспеченности при C_{VX} , C_{VE} и $C_S = 2C_v$;

\bar{X} – многолетний средний слой осадков, мм, приведенные по данным метеостанции;

C_{VX} – коэффициент вариации осадков;

C_{VE} – коэффициент вариации испарения;

C_S – коэффициент асимметрии.

Расчет потерь производим в таблице 2 по следующим данным $C_{VE}=0,11$; $P_e=100-P_x=10\%$; $P_x=90\%$; $K_{pe}=1,143$; $K_{px}=0,72$.

Итог потери или слой потерь воды из пруда за месяц определяется по следующему выражению:

$$h_{пот} = \bar{E}_д + \Phi \quad (10).$$

Вычисление потерь из пруда в мм слоя.

Таблица 2.

Месяцы	Фильтрация Φ , мм	Испарение			Осадки, мм		Дополни- тельное испарение \bar{E}_g , мм	Итого потерь $h_{пот}$, мм
		E_B , %	\bar{E}_B , мм	$E =$ $E_B \cdot K_{pe}$	\bar{X}	X_P		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
I	30	-	-	-	46	33	-	30
II	30	-	-	-	44	32	-	30
III	30	-	-	-	37	27	-	30
IV	30	6	42	48	39	28	20	50
V	30	14	98	112	51	37	75	105
VI	30	20	140	160	55	40	120	150
VII	30	21	147	168	57	41	127	157
VIII	30	19	133	152	56	40	112	142
IX	30	12	84	96	45	32	64	94
X	30	6	42	48	50	36	12	42
XI	30	2	14	16	46	33	-	30
XII	30	-	-	-	53	38	-	30
Год	360	100	700	800	579	417	530	890

Такие потери воды из пруда будут наблюдаться в первые годы эксплуатации. Для снижения потерь на испарения производится посадка лесополос вокруг пруда.

В дальнейшем снижение фильтрации произойдет за счет кальматации.

Назначаем предварительную отметку НПУ:

$$V_{\text{НПУ}} = V_{\text{М.О.}} + V_{80\%} \quad (11),$$

$$V_{\text{НПУ}} = 29000 + 312594 = 341594 \text{ м}^3.$$

По батиграфической кривой $V = f(H)$ (Рисунок 1) этому объему, с учетом потерь $h_{\text{пот}} = 0,89$ м соответствует отметка НПУ 195,89 м.

Отметку НПУ выбираем на основании расчета по предотвращению линейной эрозии, т.е. из расчета снижения базиса эрозии, а также с учетом топографических условий, обеспечивающих обводнение земель. НПУ принимаем равной 197,0 м. Этой отметке НПУ соответствует $V_{\text{НПУ}} = 620000 \text{ м}^3$ и площадь зеркала $\omega_{\text{НПУ}} = 152000 \text{ м}^2$.

Уточняем отметку НПУ:

$$V_{\text{пот}} = \frac{\omega_{\text{НПУ}} + \omega_{\text{УМО}}}{2} \cdot h_{\text{пот}} \quad (12),$$

$$V_{\text{пот}} = \frac{152 + 23}{2} \cdot 0,89 = 77875 \text{ м}^3.$$

Емкость пруда будет составлять:

$$V = 312594 + 29000 + 77875 = 419469 \text{ м}^3.$$

Отметку НПУ принимаем окончательно равной 197,00 м, на основании условий приведенных выше.

1.2. Расчет срока службы пруда.

По суходолу оврага во время прохождения весеннего паводка транспортируются твердые частицы грунта, образовавшиеся в результате предела пруда и его водосборной площади. Наносы перемещаются в водном потоке во взвешенном состоянии, постепенно заполняя его емкость. Этот

процесс называется заилением пруда. Он происходит одновременно в регулируемой призме и мертвом объеме. Так как сток полностью аккумулируется, следовательно, наносы полностью выпадают в осадок.

Срок службы пруда определяем по формуле:

$$T = \frac{V_{MO}}{V_H} \quad (13),$$

где V_{MO} – объем воды при уровне мертвого объема, м³;

V_H – объем наносов м³/год.

$$T = \frac{29000}{509,76} = 57 \text{ лет.}$$

Так как срок службы пруда получился больше 50 лет, следовательно, отметка УМО выбрана правильно. Оставляем отметку УМО 190,0 м.

1.3. Установление расчетного расхода водосбросного сооружения с учетом аккумуляции.

При прохождении паводка часть воды задерживается в пруду и уровень ее превышает отметку НПУ, достигая форсированного подпорного уровня. Часть паводка, задержанного прудом и располагающегося между отметкой ФПУ и НПУ, называется объемом форсировки. Слой воды, поступивший в пруд сверх НПУ, должен быть сброшен в нижний бьеф через водосбросное сооружение.

Для водохозяйственного строительства на малых водотоках, при отсутствии на них длительного ряда гидрометрических наблюдений, расчет трансформации гидрографа паводка пруда производится упрощенно по методу Д. И. Кочерина.

По этому методу при любой схематизации гидрографа паводка допускается, что нарастание сбросных расходов через водосброс происходит линейно. Основные допущения этого метода: расчет применим к одиночному

глухому водосбросу без затворов, отметка гребня водосброса совпадает с НПУ, перед половодьем пруд не опорожняется, он наполнен до НПУ.

Емкости вычисляются по батиграфической характеристики пруда (Рисунок 1.). Потери воды на фильтрацию, испарение и полезную отдачу не учитывают ввиду незначительной их величины по сравнению с объемом половодья (паводка).

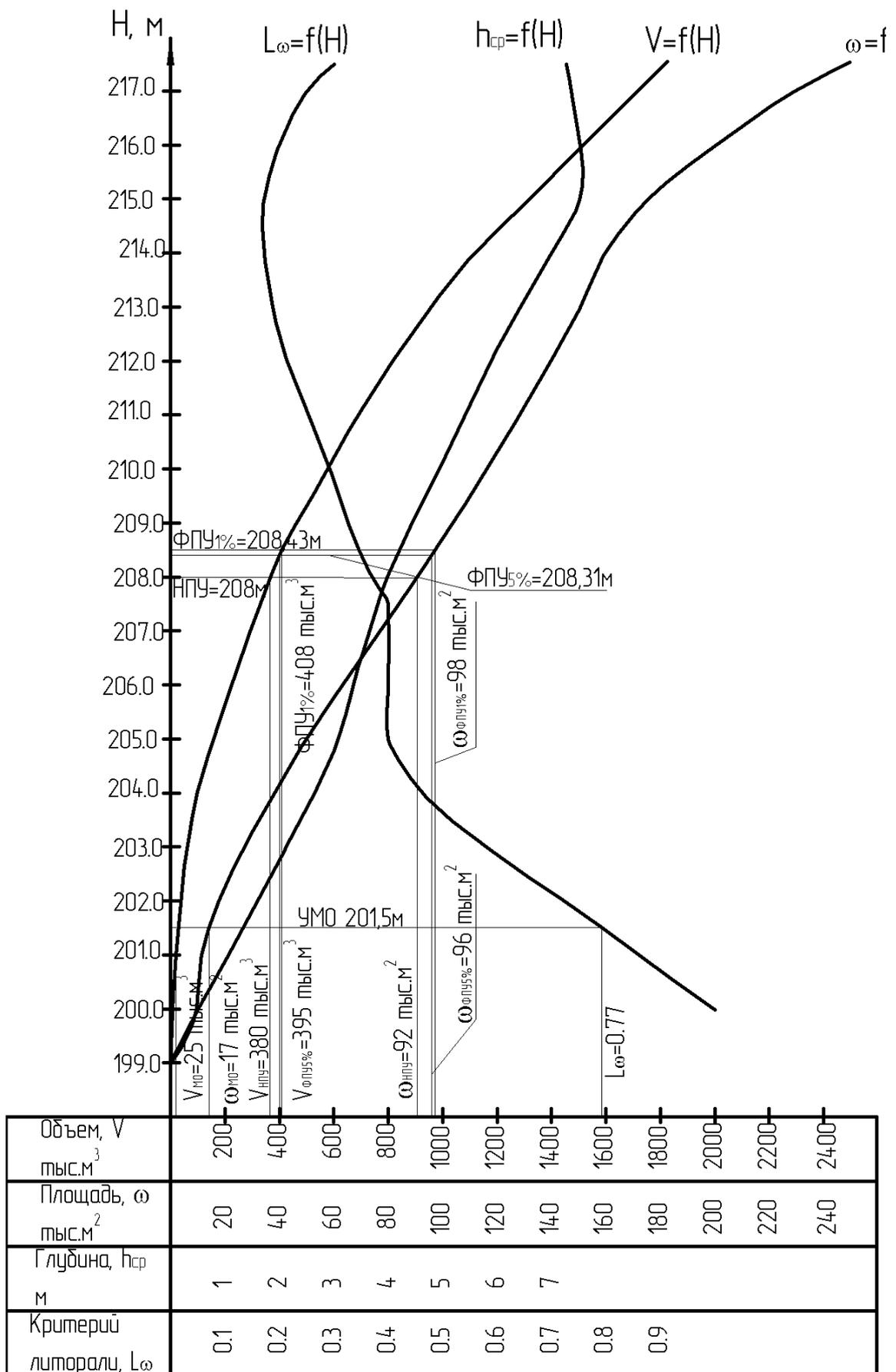


Рисунок 1. Батиграфическая характеристика водохранилища

Расчет ведется в следующей последовательности. Имея гидрограф половодья и основные его элементы (Рисунок 2), определяют отметку уровня форсировки и величины трансформированного расхода.

Для IV класса сооружений за расчетный принят максимальный расход 5% обеспеченности $Q_{5\%}=15,0 \text{ м}^3/\text{с}$ весеннего паводка.

За поверочный расход принят максимальный расход 1% обеспеченности $Q_{1\%}=24,1 \text{ м}^3/\text{с}$.

Период паводка принят $T=12$ дней.

Максимальный расход сброса равен:

$$q_{\max} = Q_{\max} \cdot \left(1 - \frac{V_{\phi}}{W_{np}}\right) \quad (14),$$

где Q_{\max} – максимальный расход весеннего половодья; $\text{м}^3/\text{с}$.

V_{ϕ} – объем форсировки (объем пруда выше отметки НПУ), тыс. м^3 ;

W_{np} – объем расчетного половодья, тыс. м^3 .

$$W_{np} = \frac{1}{2} \cdot Q_{\max} \cdot T \cdot t \quad (15),$$

где T – период паводка;

t – число секунд в сутках, $t=86400 \text{ с}$;

$$W_{np1\%} = 12493440 \text{ м}^3.$$

$$W_{np5\%} = 7776000 \text{ м}^3.$$

Задаваясь значениями слоя фосировки $h_{\phi}=0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0$, находим емкость форсировки для каждого слоя по батиграфической характеристики (Рисунок 1) выше отметки НПУ.

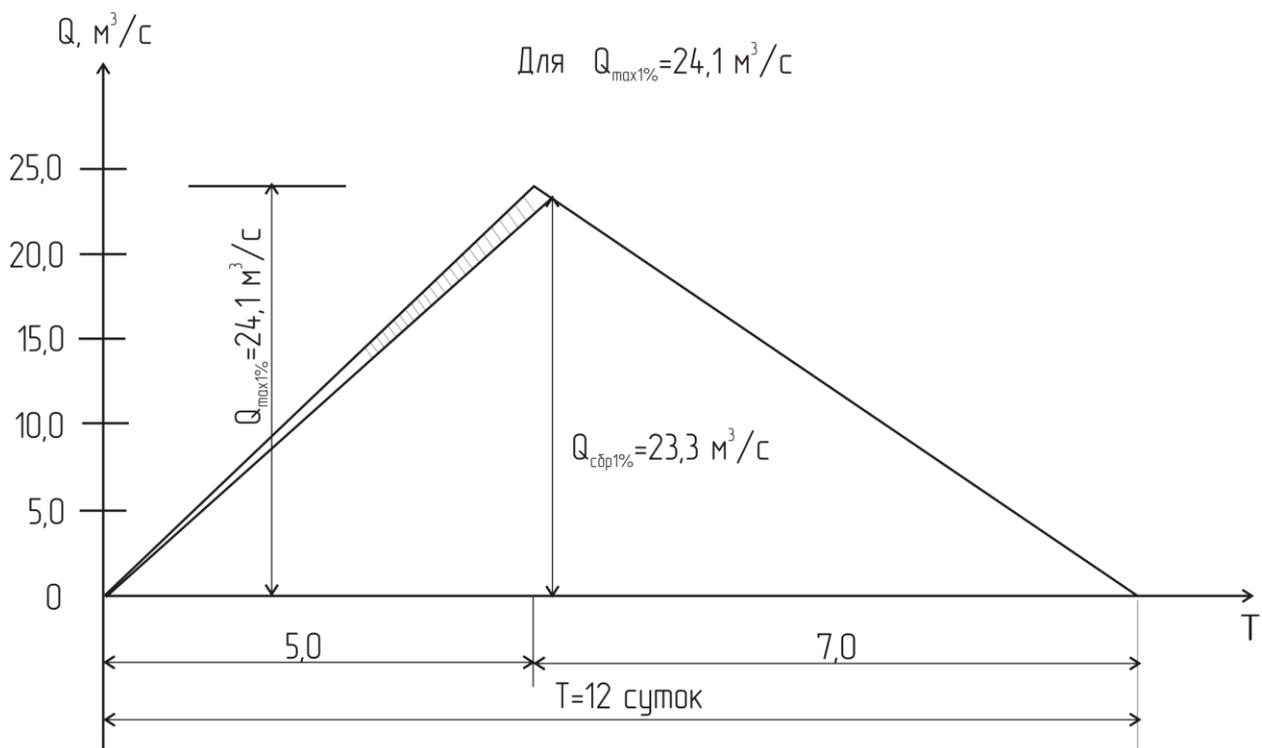
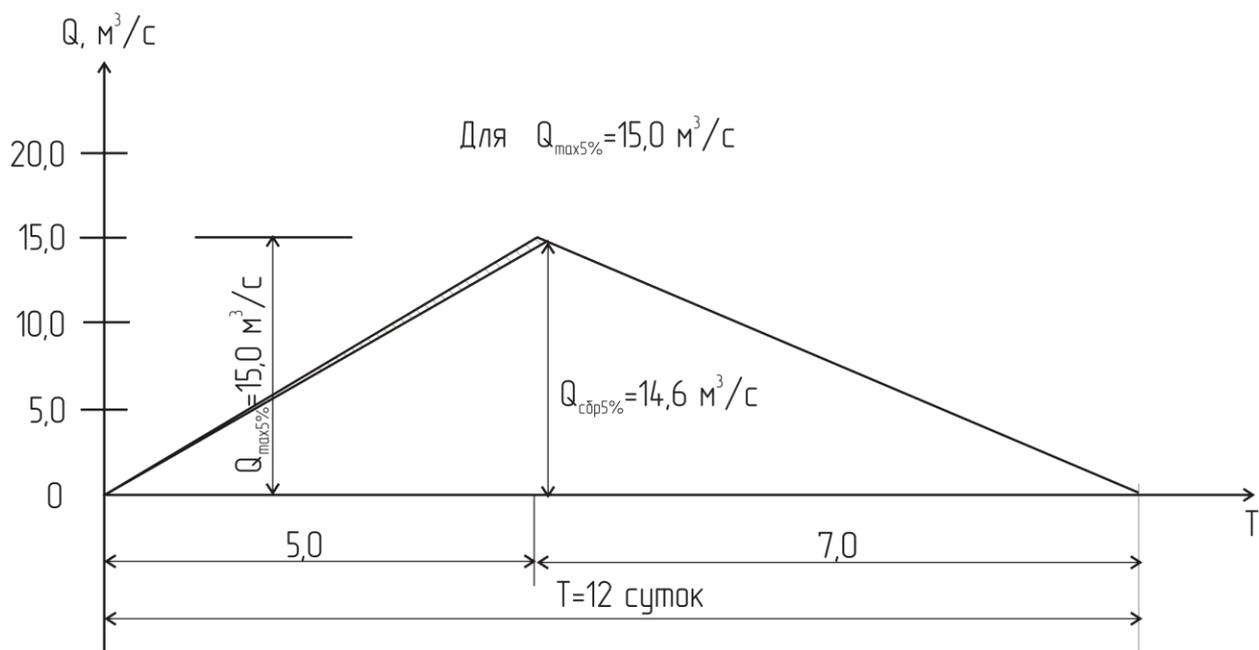


Рисунок 2. Расчетный гидрограф весеннего половодья.

Расчет сводим в таблицу 3.

Определение максимальных трансформированных расходов весеннего паводка.

Таблица 3.

h_{ϕ} , м	V_{ϕ} , тыс. м ³	$q_{\max 5\%} = Q_{\max 5\%} \cdot \left(1 - \frac{V_{\phi}}{W_{np}}\right)$	$q_{\max 1\%} = Q_{\max 1\%} \cdot \left(1 - \frac{V_{\phi}}{W_{np}}\right)$
1	2	3	4
0,2	20	14,96	24,05
0,4	60	14,88	23,98
0,6	80	14,85	23,95
0,8	110	14,79	23,89
1,0	130	14,74	23,86

На графике (Рисунок 3) строятся совмещенные кривые пропускной способности водосбросных сооружений КВАТ-2.

За расчетный расход 5% обеспеченности водосбросного сооружения принимаем $Q_{тр5\%}=14,6$ м³/с, слой форсировки $h_{\phi5\%} = 0,46$ м.

Отметка ФПУ при этом равна $ФПУ_{5\%}=НПУ+h_{\phi5\%}=197,0+0,46=197,46$ м, этой отметке ФПУ соответствует $V_{ФПУ5\%}=670000$ м³/с. Поверочный расход 1% обеспеченности $Q_{тр1\%}=23,4$ м³/с, $h_{\phi1\%} = 0,64$, тогда отметка $ФПУ_{1\%}=НПУ+h_{\phi1\%}=197,0+0,64=197,64$ м. Этой отметке ФПУ соответствует $V_{ФПУ1\%}=705000$ м³.

Сбросной максимальный расход паводковых вод определяем по формуле:

$$Q_{сб}^{П.В} = Q_{p\%}^{П.В} \cdot \left(1 - \frac{W_{рег}}{V_{p\%}}\right) \quad (16),$$

где $Q_{p\%}^{П.В}$ - максимальный паводковый расход, принимаем

$Q_{5\%}=15,0$ м³/с и $Q_{1\%}=24,1$ м³/с.

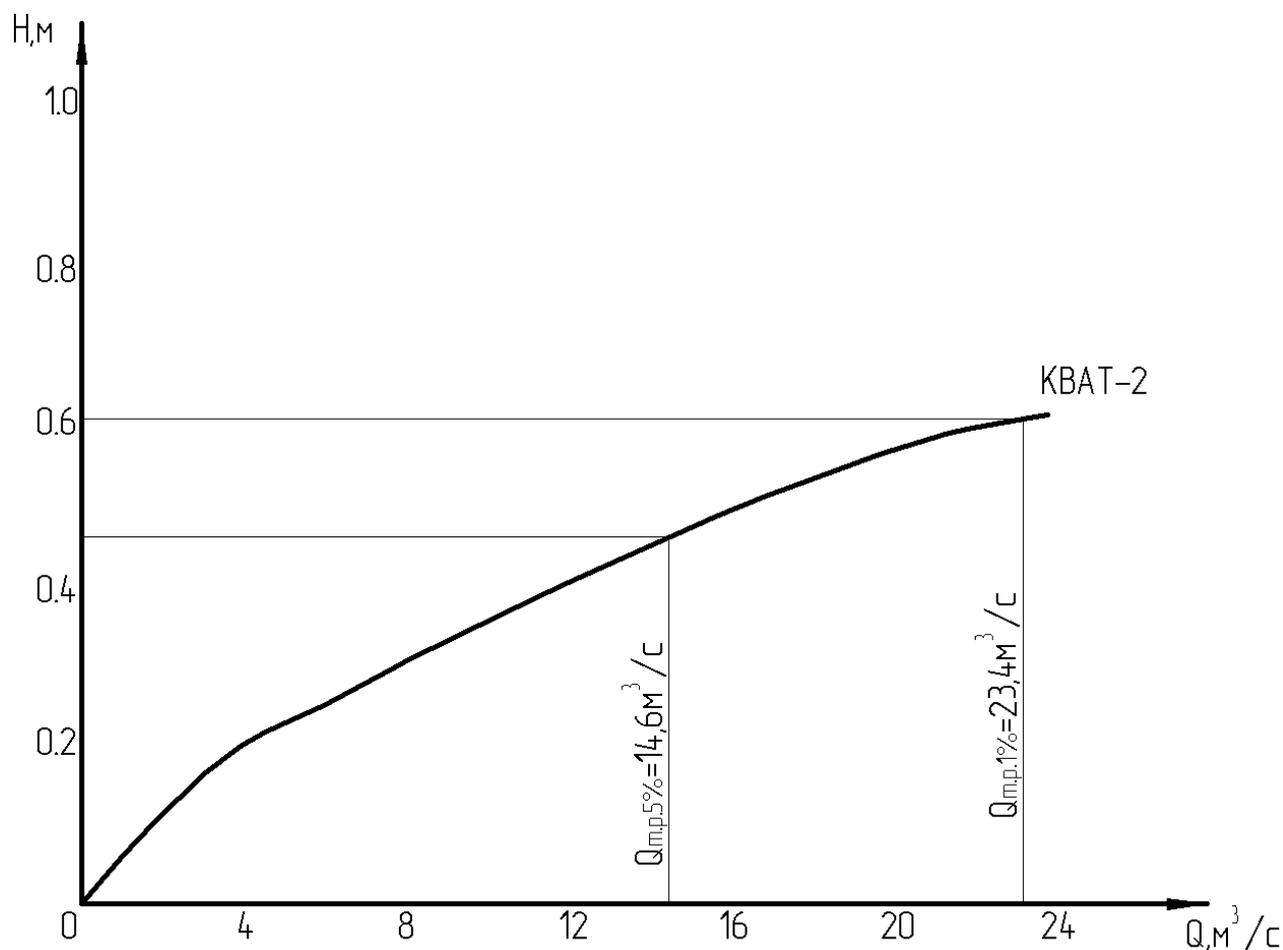


Рисунок 3. Графики сбросных расходов в зависимости от высоты слоя форсировки.

W_{pez} - регулируемый объем, определяемый по формуле:

$$W_{pez1\%} = V_{1\%ФПУ} - V_{НПУ} \quad (17)$$

$$W_{pez5\%} = V_{5\%ФПУ} - V_{НПУ} \quad (18)$$

$$W_{pez1\%} = 705000 - 620000 = 85000 \text{ м}^3.$$

$$W_{pez5\%} = 670000 - 620000 = 50000 \text{ м}^3.$$

$V_{p\%}$ - объем стока весенний, м^3 ,

$$V_{1\%} - 2407200 \text{ м}^3$$

$$V_{5\%} - 1722800 \text{ м}^3.$$

$$Q_{1\%сб}^{П.В} = 24,1 \cdot \left(1 - \frac{85000}{2407200}\right) = 23,3 \text{ м}^3/\text{с}$$

$$Q_{5\%сб}^{П.В} = 15 \cdot \left(1 - \frac{50000}{1722800}\right) = 14,6 \text{ м}^3/\text{с}.$$

За расчетный сбросной расход принимаем расход равный $Q_{сб1\%} = 23,3 \text{ м}^3/\text{с}$ и $Q_{сб5\%} = 14,6 \text{ м}^3/\text{с}$.

1.4.Определение бытовых глубин в нижнем бьефе.

Бытовая глубина в нижнем бьефе определяется путем гидравлического расчета поперечного сечения русла на расстоянии 498 м от створа плотины. Уклон дна русла определен равным 0,0024. Расчетная схема поперечника представлена на рисунке 4.

Площадь живого сечения определяется по формуле треугольника:

$$w = \frac{1}{2} \cdot v \cdot h, \quad (19),$$

где v – ширина по урезу воды, м;

h – глубина воды, м.

Смоченный периметр для естественных русел принимаем равным ширине потока по урезу воды $\chi = v$.

Величину гидравлического радиуса определяем по формуле:

$$R = \frac{w}{\chi} \quad (20),$$

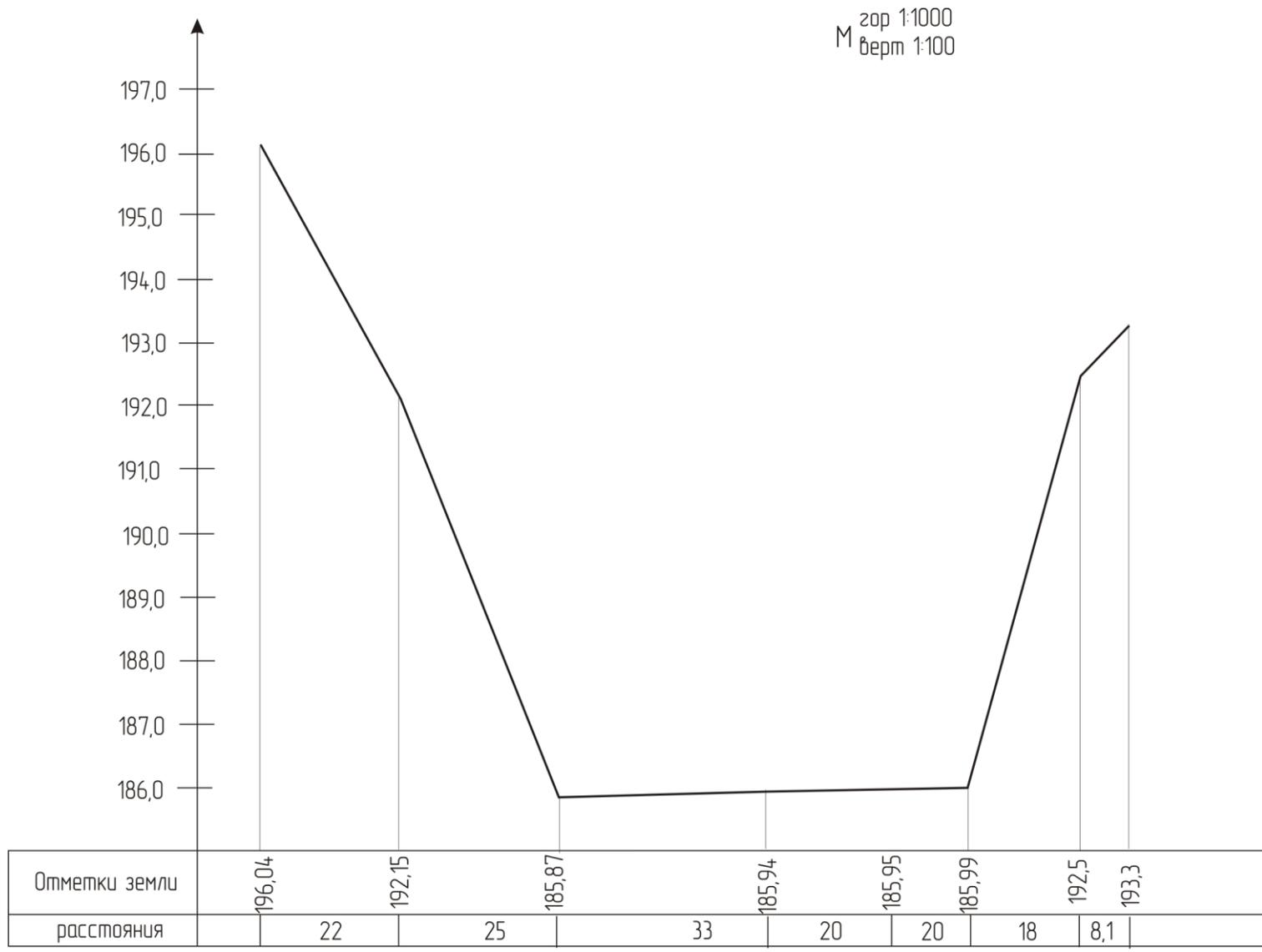


Рисунок 4. Расчетный поперечник

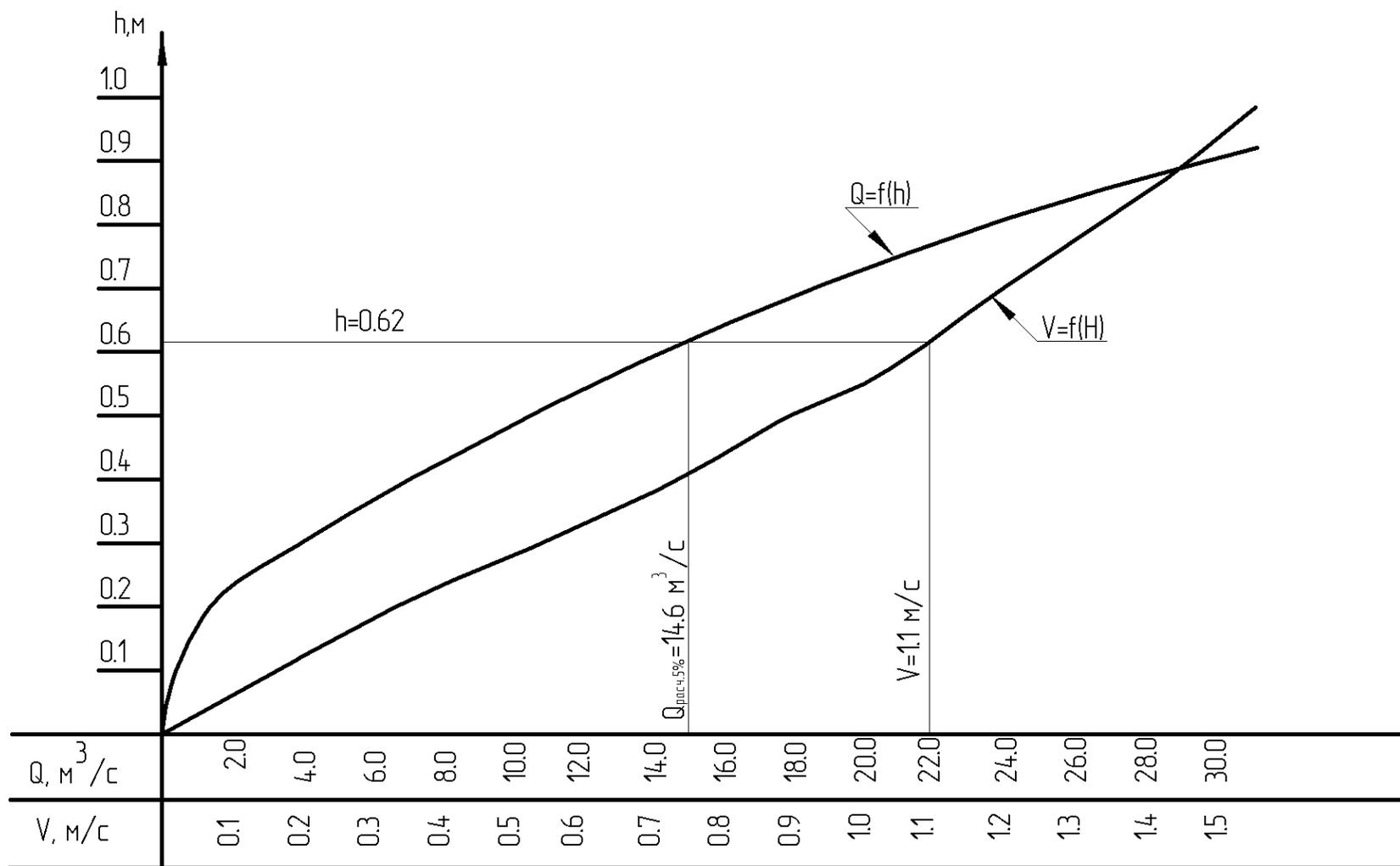


Рисунок 5. Графики зависимости расхода и скорости воды от глубины

где χ – смоченный периметр, м;

Значение коэффициента Шези принимаем по формуле:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^y \quad (21),$$

$$\text{где } y = 2,5\sqrt{h} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{h} - 0,01) \quad (22).$$

n – коэффициент шероховатости, принимается для русел в плохих условиях равным $n=0,05$.

Значение скорости потока определяем по формуле:

$$v = C \cdot \sqrt{R \cdot i}, \text{ м/с} \quad (23),$$

i – уклон дна русла, $i=0,0024$.

Величина расхода определяется по формуле:

$$Q = \omega \cdot v = \omega \cdot c \sqrt{R \cdot i}, \text{ м}^3/\text{с} \quad (24).$$

Задаваясь величинами глубины наполнения h , определяем расчетные значения расходов и скорости. Расчет сводим в таблицу 4.

Гидравлический расчет русла

Таблица 4.

h , м	B , м	ω , м ²	χ , м	R , м	\sqrt{Ri}	C	V , м/с	Q , м ³ /с
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,12	67	4,02	67	0,06	0,012	6,7	0,19	0,4
0,37	73	13,6	73	0,19	0,021	11,2	0,68	5,8
0,62	81	35,6	81	0,44	0,032	15,4	1,1	14,6

По данным таблицы 4 строятся графики зависимости расхода и скорости воды от глубины $Q=f(h)$ и $V=f(h)$ (Рисунок 5).

По кривым определено, что при прохождении расчетного расхода $Q=14,6 \text{ м}^3/\text{с}$, уровень воды находится на отметке $h=0,62 \text{ м}$.

Расчетная скорость при этой глубине равна $V=1,1 \text{ м/с}$, что ниже допускаемой неразмывающей скорости глины, равной 1,38.

2. Краткое описание района створа гидроузла.

2.1. Топографическая характеристика. Климатическая характеристика. Геологические условия.

Узел ГТС планируется запроектировать на равнинной реке «Звездная» близ села Елское Саратовской области Ершовского района. Река протекает в северном направлении. В грунтах основания – песок среднезернистый.

Характерной особенностью климата Саратовской области является его континентальность, неустойчивость по годам и его засушливость. Для континентальных районов характерны короткие осени. Однако они более продолжительны, чем весны. Морозы обычно наступают в конце октября - в ноябре. Осенью наблюдается увеличение облачности, снижение испаряемости. Температура воздуха постепенно понижается. Сначала до +10 +15 °С, потом ниже. Увеличивается скорость ветра. Зима устойчивая и продолжительная. Отрицательные температуры держатся до -5 °С и ниже. Самый холодный месяц – январь с температурой в пределах -11 -14 °С. Абсолютный минимум в северной части достигает 40-44 °С ниже нуля.

Весна дружная и коротковременная, особенно в южной части. Уже в мае температура в отдельные дни достигает +22 +24 °С. Не редки весенние суховеи. Лето характеризуется жаркой, засушливой и в большинстве случаев ясной погодой. Средняя его продолжительность – четыре с лишним месяца. Самые жаркие месяцы – июль и август, когда температура в отдельные дни достигает +40 °С.

Виды грунтов и их характеристики по створу гидроузла и тела плотины представлены в таблице 5.

Таблица 5.

Грунт	Удельная плотность частиц, т/м ³	Пористость	Удельное сцепление грунта, кПа		Угол внутреннего трения, град.	
			естественной влажности	насыщенного водой	естественной влажности	насыщенного водой
Глина	2,74	0,35...0,50	3,0...6,0	2,0...3,5	20...26	12...16
Суглинок	2,71	0,35...0,45	2,0...4,0	1,5...3,	21...27	15...20
Супесь	2,70	0,30...0,45	0,5...1,3	0,3...0,5	25...30	20...23
Песок:						
пылеватый	2,70	0,38...0,44	0,2...0,6	0,2...0,6	26...32	24...30
мелкий	2,66	0,38...0,43	0,2...0,4	0,2...0,4	28...32	27...32
средний	2,66	0,35...0,41	0,1...0,2	0,1...0,2	35...38	34...37
крупный и гравелистый	2,66	0,35...0,41	0,1	0,1	38...40	35...38

3. Обоснование выбора створа плотины и компоновка узла сооружений.

3.1. Выбор и обоснование створа ГТС.

При выборе створа плотины рассматривается два створа. Ось створа желательно выбрать прямолинейной. Створ плотины выбирается на основании следующих требований:

- 1) створ выбирается в наиболее узком месте речной долины; не должно быть оврагов, оползней, рукавов и островов;
- 2) в створе должны учитываться технико-экономические показатели в зависимости от топографических, инженерно-геологических условий, от объема земляных работ и от возможности обеспечения НПУ и необходимых объемов водохранилища.

Расчет объема земляных работ по створам плотины.

$$V_{I-I} = \sum S_{I-I} \cdot l_{п.м.} \quad (25)$$

$$S_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,4 \cdot 1 = 0,2$$

$$S_7 = \frac{1}{2} \cdot 0,5 = 0,25$$

$$S_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,8 = 0,4$$

$$S_8 = \frac{1}{2} \cdot 0,8 = 0,4$$

$$S_3 = \frac{1}{2} \cdot 0,5 = 0,25$$

$$S_9 = \frac{1}{2} \cdot 0,9 = 0,35$$

$$S_4 = \frac{1}{2} \cdot 1,5 = 0,75$$

$$S_{10} = \frac{1}{2} \cdot 0,7 = 0,35$$

$$S_5 = \frac{1}{2} \cdot 1 = 0,5$$

$$S_{11} = \frac{1}{2} \cdot 0,9 = 0,45$$

$$S_6 = \frac{1}{2} \cdot 1,2 = 0,6$$

$$S_{12} = \frac{1}{2} \cdot 0,3 = 0,15$$

$$S_{gh.} = 0,8 + 2 \cdot 0,5 + 3 \cdot 1,5 + 4 \cdot 1 + 5 \cdot 1,2 + 6 \cdot 0,4 + 5 \cdot 0,5 + 4 \cdot 0,8 + 3 \cdot 0,9 + 2 \cdot 0,7 + 0,9 = 29,4$$

$$V_{I-I} = 0,2 + 0,4 + 0,25 + 0,75 + 0,5 + 0,6 + 0,25 + 0,4 + 0,45 + 0,35 + 0,45 + 0,15 + 0,4 + 29,4 = 34,55$$

$$V_{II-II} = \sum S_{II-II} \cdot 1_{II.M.} \quad (26)$$

$$S_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 1 = 0,25$$

$$S_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,4 = 0,2$$

$$S_3 = \frac{1}{2} \cdot 0,14 = 0,07$$

$$S_4 = \frac{1}{2} \cdot 0,14 = 0,07$$

$$S_5 = \frac{1}{2} \cdot 0,5 = 0,25$$

$$S_6 = \frac{1}{2} \cdot 0,7 = 0,35$$

$$S_7 = \frac{1}{2} \cdot 1 = 0,5$$

$$S_8 = \frac{1}{2} \cdot 0,4 = 0,2$$

$$S_9 = \frac{1}{2} \cdot 1 = 0,5$$

$$S_{10} = \frac{1}{2} \cdot 0,9 = 0,45$$

$$S_{11} = \frac{1}{2} \cdot 0,8 = 0,4$$

$$S_{12} = \frac{1}{2} \cdot 0,5 = 0,25$$

$$S_{13} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 0,15 = 0,3$$

$$S_{\text{вн.}} = 0,4 + 5 \cdot 1,4 + 4 \cdot 0,5 + 5 \cdot 0,7 + 6 \cdot 0,3 + 5 \cdot 1 + 4 \cdot 0,4 + 3 \cdot 1 + 2 \cdot 0,9 + 0,8 = 26,9$$

$$V_{\text{II-II}} = 0,25 + 0,2 + 0,7 + 0,7 + 0,25 + 0,35 + 0,5 + 0,2 + 0,5 + 0,45 + 0,4 + 0,25 + 0,3 + 26,9 = 31,95$$

Так как $V_{\text{II-II}} < V_{\text{I-I}}$, то за основной створ выбираем меньший створ II-II.

3.2. Компоновка узла сооружений.

В состав гидроузла входят:

1. Грунтовая плотина. Она выполнена из местного материала, расположена на грунтах, в основании – песок среднезернистый (Рисунок б). Плотина предназначена для создания нормативного подпорного уровня, глубиной 17,2 и для создания водохранилища, используемого для орошения, водоснабжения животноводческих ферм, разведения рыбы, плавающих птиц и других народно-хозяйственных целей.

2. Трубчатый водовыпуск, предназначенный для полного опорожнения водохранилища, поддержания уровня воды в нижнем бьефе, орошения, водоснабжения, иногда, для сброса воды.

3. Водосбросное сооружение, предназначенное для сброса паводковых и ливневых вод и для предупреждения от размыва грунтовой массы тела плотины.

4. Грунтовая плотина.

Грунтовая плотина является глухой водохранилищной плотиной, через гребень которой недопустим перелив воды. Перед грунтовой плотиной создается подпор воды, который вызывает фильтрацию через тело плотины и ее основание. Эти обстоятельства определяют основные условия работы грунтовых плотин и предъявляют следующие требования:

1. недопустим перелив через гребень плотины;
2. откосы плотины имеют такое заложение, которое исключает оползание;
3. поперечное сечение плотины устойчиво к любым воздействиям (волновое, ветровое).

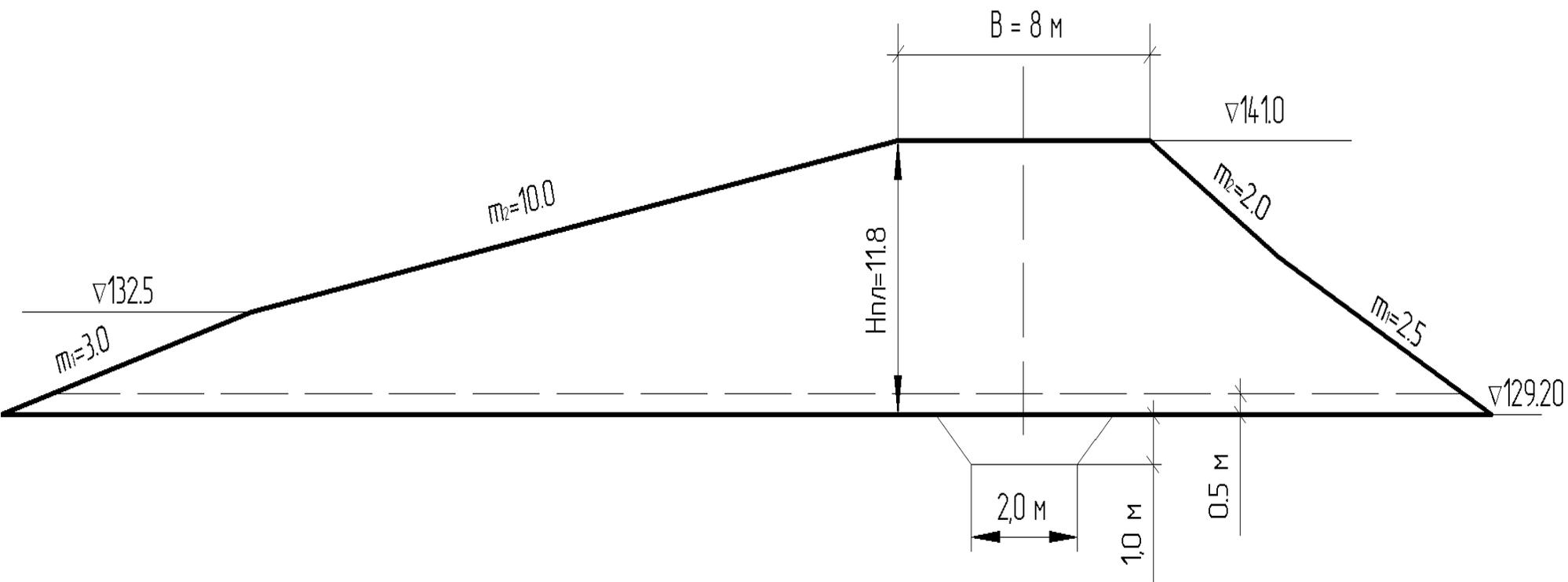


Рисунок 6. Поперечное сечение грунтовой плотины

4.1. Основные расчетные положения. Нагрузки и воздействия

Гидротехнические сооружения, их конструкции и основания следует рассчитывать по методу предельных состояний.

Расчеты необходимо производить по двум группам предельных состояний:

по первой (полная непригодность сооружений, их конструкций и оснований к эксплуатации) – расчеты общей прочности и устойчивости системы сооружение – основание, общей фильтрационной прочности оснований и грунтовых сооружений, прочности отдельных элементов сооружений, разрушение которых приводит к прекращению эксплуатации сооружений; расчеты перемещения конструкций, от которых зависит прочность или устойчивость сооружений в целом, и др.;

по второй (непригодность к нормальной эксплуатации) – расчеты оснований на местную прочность; расчеты по ограничению перемещений и деформаций, образованию или раскрытию трещин и строительных швов, нарушению местной фильтрационной прочности отдельных элементов сооружений, не рассматриваемой по предельным состояниям первой группы.

При расчетах гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований надлежит соблюдать следующее условие, обеспечивающее недопущение наступления предельных состояний:

$$\gamma_{lc} F \leq R \gamma_c \quad (27)$$

где γ_{lc} – коэффициент сочетаний нагрузок, принимаемый равным:

при расчетах по предельным состояниям первой группы – для основного сочетания нагрузок и воздействий в период нормальной эксплуатации 1,0

то же для периода строительства и ремонта 0,96

для особого сочетания нагрузок и воздействий 0,9

при расчетах по предельным состояниям второй группы 1,0

F – расчетное значение обобщенного силового воздействия (сила, момент, напряжение), деформации или другого параметра, по которому производится оценка предельного состояния;

R – расчетное значение обобщенной несущей способности, деформации или другого параметра, устанавливаемого нормами проектирования;

γ_c – коэффициент условий работы, учитывающий тип сооружения, конструкции или основания, вид материала, приближенность расчетных схем, вид предельного состояния и другие факторы и устанавливаемый действующими нормативными документами на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности (назначению) сооружения, учитывающий капитальность и значимость последствий при наступлении тех или иных предельных состояний;

при расчетах по предельным состояниям первой группы принимается для класса сооружения:

I.....1,25

II.....1,2

III.....1,15

IV.....1,10

при расчетах по предельным состояниям второй группы γ_n следует принимать равным 1,0

при расчете устойчивости естественных склонов γ_n следует принимать как для класса рядом расположенного проектируемого сооружения.

Значение коэффициентов надежности по материалу γ_m и грунтам γ_g применяемых для определения расчетных сопротивлений материалов и характеристик грунтов, устанавливаются по СНиП на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований.

В некоторых случаях расчетные сопротивления материалов и грунтов определяются после статистической обработки результатов экспериментальных исследований.

Расчетное значение нагрузки определяется умножением нормативного значения нагрузки на соответствующий коэффициент надежности по нагрузке γ_f .

Нормативные значения нагрузок следует определить по СНиП на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований.

Значение коэффициентов надежности по нагрузке γ_f при расчетах по предельным состояниям первой группы следует принимать в соответствии с обязательным приложением.

Расчеты гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований по предельным состояниям второй группы следует производить с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f , а также с коэффициентом надежности по материалам γ_m , и грунтам γ_g , равными 1,0, за исключением случаев, которые установлены в СНиП на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований.

Методы расчета гидротехнических сооружений устанавливаются соответствующими нормативными документами по проектированию отдельных видов конструкций и сооружений.

Расчет конструкций и сооружений в необходимых случаях следует производить с учетом нелинейных и неупругих деформаций, влияния трещин и неоднородности материалов.

Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения подразделяются на постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые).

Гидротехнические сооружения следует рассчитывать на основные и особые сочетания нагрузок и воздействий.

Основные сочетания включают постоянные, временные длительные и кратковременные нагрузки воздействия. Особое сочетания включают постоянные, временные длительные, кратковременные и одну (одно) из особых нагрузок и воздействий.

Нагрузки и воздействия необходимо принимать в наиболее неблагоприятных, но реально для рассматриваемого расчетного случая сочетания отдельно для строительного и эксплуатационного периодов и расчетного ремонтного случая.

При проектировании постоянных речных гидротехнических сооружений расчетные максимальные расходы воды надлежит принимать исходя из ежегодной вероятности превышения (обеспеченности), устанавливаемой в зависимости от класса сооружений для двух расчетных случаев – основного и поверочного – по табл. 6. При этом расчетные гидрологические характеристики следует определять по СНиП 2.01.14-83.

Таблица 6.

Расчетные случаи	Ежегодная вероятность превышения P , %, расчетных максимальных расходов воды в зависимости от класса сооружения			
	I	II	III	IV
Основной	0,1	1,0	3,0	5,0
Поверочный	0,01*	0,1	0,5	1,0

* С учетом гарантированной поправки ΔQ , %, в соответствии со СНиП 2.01.14-83.

Расчетный расход воды, подлежащий пропуску в процессе эксплуатации через постоянные водопропускные сооружения гидроузла, следует определять исходя из расчетного максимального расхода, полученного в соответствии с учетом трансформации его проектируемыми для данного гидротехнического сооружения или действующими водохранилищами и изменения условий

формирования стока, вызванного хозяйственной деятельностью в бассейне реки.

Пропуск расчетного расхода воды для основного расчетного случая должен обеспечиваться, как правило при нормальном подпорном уровне (НПУ) верхнего бьефа через:

эксплуатационные водосбросные устройства при полном открытии;

все гидротурбины ГЭС;

другие водопропускные сооружения при нормальном режиме их эксплуатации.

Пропуск расходов воды основного расчетного случая, в том числе через нерегулируемые водосбросы (без затворов), допускается осуществлять и при уровнях верхнего бьефа, отличающихся от НПУ. Нагрузки и воздействия, соответствующие уровням выше НПУ, следует учитывать в составе основного сочетания нагрузки воздействий, а для сооружений, предназначенных для борьбы с наводнениями, - при соответствующем обосновании в составе особого сочетания нагрузок и воздействий.

Пропуск расчетного расхода воды для поверочного расчетного случая надлежит обеспечить при наивысшем технически и экономически обоснованном форсированном подпорном уровне (ФГУ) всеми водопускными сооружениями гидроузла, включая эксплуатационные водосбросы, гидротурбины ГЭС, водозаборные сооружения оросительных систем и систем водоснабжения, судоходные шлюзы, рыбопропускные сооружения и резервные водосбросы. При этом, учитывая кратковременность прохождения пика паводка, допускаются:

уменьшение выработки электроэнергии ГЭС;

нарушение нормальной работы водозаборных сооружений, не приводящее к созданию аварийных ситуаций на объектах – потребителях воды;

повреждение резервных водосбросов, не снижающее надежности основных сооружений;

пропуск воды через водоводы замкнутого поперечного сечения при переменных режимах, не приводящий к разрушению водоводов;

размыв русла и береговых склонов в нижнем бьефе гидроузла, не угрожающий разрушением основных сооружений, селитебных территорий и территорий предприятий, последствия которого могут быть устранены после пропуска паводка.

4.2. Определение класса капитальности плотины. Расчетные горизонты вод.

Класс грунтовых сооружений определяется в зависимости от высоты сооружения, от материала тела плотины и от грунтов основания. А также от ущерба народного хозяйства при аварии. Согласно СНиП при высоте плотины 20,8 и тела плотины, отсыпанного из среднезернистого песка, принимаем VI класс капитальности.

При проектировании гидроузла должны быть определены расчетные горизонты вод:

- 1) нормальный подпорный уровень (НПУ);
- 2) форсированный подпорный уровень (ФПУ);
- 3) уровень мертвого объема (УМО).

Форсированный подпорный уровень (ФПУ) принимаем из расчета превышения над нормальным подпорным уровнем на 0,2 – 2 м.

НПУ=35,2м

ФПУ=37м

УМО=20м

4.3. Определение отметки гребня плотины. Определение геометрических параметров плотины.

4.3.1 Определение отметки гребня плотины.

Высоту плотины назначают с превышением над расчетными уровнями НПУ и ФПУ, гарантирующими отсутствие перелива воды через гребень грунтовой плотины. Расчеты выполняют для двух расчетных уровней, при этом учитывают:

1. уровень воды на отметке НПУ или выше него, при этом учитывается сочетание нагрузок и воздействий на плотину;
2. уровень воды на отметке ФПУ при пропуске максимального поверочного расхода воды (особое сочетание нагрузок и воздействий).

При проектировании плотины, прежде всего, определяют отметку гребня, исходя из принимаемых в проекте отметок нормального и фиксированного уровней воды в водохранилище, а также исходя из расчетных значений элементов ветровых волн и конструктивных особенностей гребня плотины. Превышение отметки гребня плотины над расчетным статистическим уровнем воды в водохранилище определяется формулой

$$d = \Delta h + h_{\text{н}} + a \quad (28)$$

где Δh – высота ветрового нагона волны; $h_{\text{н}}$ – высота наката волны на откос; a – запас, принимаемый не менее 0,5 м.

Расчетные значения Δh и $h_{\text{н}}$ определяют в соответствии с требованиями СНиП 2.06.04-82.

Расчеты по формуле следует проводить для двух расчетных случаев:

1) уровень воды на отметке НПУ или выше него (основное сочетание нагрузок и воздействий);

2) уровень воды на отметке ФПУ при пропуске максимального поверочного расхода воды (особое сочетание нагрузок и воздействий).

Расчетную скорость ветра в первом случае принимают 1 % - ной вероятности превышения, наблюдаемую в течение года, а во втором – 50 % -

ной вероятности превышения, наблюдаемую во время форсировки уровня. При определении элементов ветровых волн и ветрового нагона согласно СНиП 2.06.04 – 82 следует принимать вероятность превышения шторма для сооружений I, II класса 2 % и III, IV – 4 %.

В качестве расчетной отметки гребня плотины принимают большую из отметок

$$Z_{гр} = Z_{нпу} + d_{нпу} \quad (29)$$

$$Z_{гр} = Z_{фпу} + d_{фпу} \quad (30)$$

где $Z_{нпу}$ и $Z_{фпу}$ - отметки нормального и форсированного подпорных уровней.

Высоту ветрового нагона определяют по зависимости

$$\Delta h = K_v W^2 D \cos \alpha_v / g(H + \Delta h) \quad (31)$$

где K_v - коэффициент, зависящий от скорости ветра; W – расчетная скорость ветра на высоте 10 м над уровнем воды, м/с; D – длина разгона ветровой волны, м; g – ускорение свободного падения, м/с²; H – условная расчетная глубина воды в водохранилище; α_v – угол продольной осью водоема и направлением господствующих ветров, град.

Таблица 7

W, м/с	20	30	40	50
K_v	$2,1 \cdot 10^{-6}$	$3,0 \cdot 10^{-6}$	$3,9 \cdot 10^{-6}$	$4,8 \cdot 10^{-6}$

Расчет по формуле проводят по известным значениям W , D , H и α_v , первоначально полагая значение Δh , стоящее в знаменателе, равным нулю ввиду его малости по сравнению с величиной H .

Высоту наката ветровой волны для j -й вероятности превышения расчетного шторма вычисляют по формуле

$$h_{H_j} = h_{1\%} K_{\Delta} K_{нп} K_c K_{\beta} K_{нг} K_{H_j} \quad (32)$$

Высоту волны 1 % - ной вероятности превышения, определяют в такой последовательности.

1. Вычисляют безразмерные комплексы

$$gt/W \text{ и } gD/W^2$$

где t – продолжительность действия ветра, принимаемая при отсутствии фактических данных $6 \text{ ч} = 21600 \text{ с}$.

2. По графику для каждого из найденных комплексов определяют значения относительных параметров gt/W и gh/W .

3. Из найденных двух пар значений параметров выбирают наименьшие и из них устанавливают среднюю высоту волны h и средний период волны τ .

4. Вычисляют среднюю длину волны

$$\lambda = g\tau^2/(2\pi) \quad (33)$$

5. Высоту волны 1 % - ной вероятности превышения, определяют по формуле

$$h_1 \% = h K_i \quad (34)$$

где K_i – коэффициент, устанавливаемый по графику при 1 % - ной вероятности превышения в зависимости от значения безразмерного комплекса gD/W^2 .

Коэффициенты K_Δ и $K_{\text{нп}}$ зависят от типа и относительной шероховатости крепления откоса (r/h_1 %), их принимают по таблице.

Характерный размер шероховатости r следует принимать равным среднему диаметру камня при каменной наброске или равным среднему размеру бетонных, железобетонных блоков. При креплении откоса каменной наброской средний диаметр камня предварительно принимают в пределах 0,2 ... 0,3 м. После выполнения расчета крепления откоса при необходимости значения K_Δ и $K_{\text{нп}}$ уточняют по принятому расчетному размеру камня.

Значения коэффициента K_c определяют по таблице в зависимости от скорости ветра и коэффициента заложения откоса $m = \text{ctg } \varphi$, где φ - угол наклона откоса к горизонту.

Значение коэффициентов K_{Δ} и $K_{\text{нп}}$

Таблица 8.

Конструкция крепления откоса	r/h_1 %	K_{Δ}	$K_{\text{нп}}$
Бетонные или железобетонные плиты Гравийно-галечниковые, каменные или бетонные (железобетонные) блоки	-	1,00	0,90
	Менее 0,002	1,00	0,90
	0,005 ... 0,010	0,95	0,85
	0,02	0,90	0,80
	0,05	0,80	0,70
	0,10	0,75	0,60
	Более 0,2	0,70	0,50

Значения коэффициента K_c

Таблица 9.

Скорость ветра, м/с	Заложение откоса			
	0,4	0,4...2	3...5	5
≥ 20	1,3	1,4	1,5	1,6
≤ 10	1,1	1,1	1,1	1,2

Коэффициент K_{β} принимается в зависимости от угла β подхода фронта

волны к плотине:

Таблица 10.

β , град	0	1	2	3	4	5	6
K_{β}	1	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,75

Значение коэффициента K_{β} определяют по графикам. Для пользования ими предварительно устанавливают значение пологости волны λ/h_1 %.

Коэффициент K_{nj} учитывает вероятность превышения j (%) по накату.

Таблица 11.

j , %	0,1	1	2	5	10	30	50
K_{nj}	1,0	1,0	0,96	0,91	0,86	0,76	0,68

Расчет высоты наката по формуле выполняют предполагая, что перед плотиной имеется глубоководная зона (глубина воды $H > 0,5\lambda$) и при $H \geq 2h_1$ %. После вычисления λ по формуле необходимо проверить правильность предположения. При глубине перед сооружением $H < 2h_1$ % коэффициент K_{β} необходимо принимать для значений пологости волны, указанных в скобках.

При устройстве на гребне плотины водонепроницаемого и устойчивого парапета, отметку его верха назначают с превышением над расчетным уровнем на величину d . Устройство парапета дает возможность гребень плотины выполнять ниже, что сокращает объем тела плотины. При этом отметка гребня плотины не должна быть ниже наивысшего уровня воды при максимальном поверочном расходе воды и в тоже время должна быть выше НПУ не менее чем на 0,3 м и не ниже отметки ФПУ.

Значением d определяется проектная отметка гребня. С целью предотвратить опускание гребня плотины ниже проектной отметки в период эксплуатации в результате длительных осадок тела сооружения необходимо

предусмотреть строительный запас, равный ожидаемой эксплуатационной осадке.

Пример расчета:

От этого расчета зависит не только вся конструктивная часть гидроузла, но и его общая стоимость. Расчет проведем в соответствии со СНиП 2.06.05-84*.

Глухие грунтовые плотины не допускают перелива через гребень, поэтому последний должен иметь гарантированный запас над расчетными уровнями воды.

Возвышение гребня плотины h_2 определяем по двум расчетным случаям уровней воды в верхнем бьефе.

Возвышение гребня грунтовой плотины над расчетным уровнем воды верхнего бьефа h_2 определяется по формуле:

$$d = h_H + \Delta h + a \quad (35)$$

где h_H – высота наката ветровой волны на откос

Δh – высота ветрового нагона плотины

a – запас воды, для IV класса сооружений $a = 0,4$ м.

Для расчета необходимы следующие данные:

-длина разгона волны D , км $D = 2,9$ км

-максимальная скорость ветра на высоте 10 м над уровнем водохранилища 4% расчетной обеспеченности $w_{4\%}$ м/с $w_{4\%} = 25,5$ м/с

-максимальная средняя многолетняя скорость ветра по данным наблюдений на метеостанции г.Балашова $w_{cp} = 22$ м/с

-непрерывная продолжительность ветра $t = 6$ часов.

При определении отметки гребня по первому расчетному случаю выбирается большое значение скорости ветра 4% обеспеченности, а по второму – меньшее значение w_{cp} .

Расчет производим для глубоководной зоны, где дно не влияет на основные характеристики волн в водохранилище.

Определение параметров волн в водохранилище: средней высоты волны ($\bar{h}_{\bar{a}\bar{e}}$), среднего периода волны ($\tau_{\bar{a}\bar{e}}$) и средней длины волны ($\bar{\lambda}_{\bar{a}\bar{e}}$).

По безразмерным отношениям

$$\frac{qt}{w^2} \text{ и } \frac{q\ddot{A}}{w^2}, \bar{a}\bar{a}\bar{a} \quad (36)$$

q – ускорение силы тяжести, м/с²

D – длина разгона ветровой волны, км

t – непрерывная продолжительность действия ветра, с

w – расчетная скорость ветра, м/с

С огибающей кривой снимаем значения $\frac{q\bar{h}_{\bar{a}\bar{e}}}{w^2}$ и $\frac{q\bar{\tau}}{w}$ и по меньшим их величинам определяем высоту $\bar{h}_{\bar{a}\bar{e}}$ и средний период $\bar{\tau}$.

$$\frac{qt}{w^2} = \frac{9,81 \cdot 3600 \cdot 6}{25,5^2} = 8309,65$$

$$\frac{qt}{w} = \frac{9,81 \cdot 3600 \cdot 6}{22} = 9631,69$$

$$\frac{q\ddot{A}}{w^2} = \frac{9,81 \cdot 2900}{25,5^2} = 43,75$$

$$\frac{q\ddot{A}}{w^2} = \frac{9,81 \cdot 2900}{22^2} = 58,38$$

$$\frac{q\bar{h}_{\bar{a}\bar{e}}}{w^2} = 0,085 \frac{q\bar{\tau}}{w} = 4,65$$

$$\frac{q\bar{h}_{\bar{a}\bar{e}}}{w^2} = 0,08 \frac{q\bar{\tau}}{w} = 3,8$$

$$\frac{q\bar{h}_{\bar{a}\bar{e}}}{w^2} = 0,0125 \frac{q\bar{\tau}}{w} = 1,33$$

$$\frac{q\bar{h}_{\bar{a}\bar{e}}}{w^2} = 0,014 \frac{q\bar{\tau}}{w} = 1,38$$

$$\bar{h}_{\bar{a}\bar{e}} = \frac{0,0125 \cdot 25,5^2}{9,81} = 0,83$$

$$\bar{h}_{\bar{a}\bar{e}} = \frac{0,014 \cdot 22^2}{9,81} = 0,69$$

$$\bar{\tau} = \frac{1,33 \cdot 25,5}{9,81} = 3,45$$

$$\bar{\tau} = \frac{1,38 \cdot 22}{9,81} = 3,09$$

Для определения высоты 1%-ной обеспеченности следует умножить среднюю высоту волны на коэффициент K_i , принимаем по графику для безразмерной величины $\frac{q\ddot{A}}{w^2}$

$$\bar{h}_{\bar{a}\bar{e}1\%} = K_i \bar{h}_{\bar{a}\bar{e}}$$

$$\bar{h}_{\bar{a}\bar{e}1\%} = 2,5 \cdot 0,83 = 2,075$$

$$\bar{h}_{\bar{a}\bar{e}1\%} = 2,55 \cdot 0,69 = 1,7595$$

Средняя длина волны определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_{\bar{a}\bar{e}} = \frac{q\bar{\tau}^2}{2\pi}, \bar{a}\bar{a}\bar{a} \quad (37)$$

2π – период волны

$$\bar{\lambda}_{\bar{a}\bar{e}} = \frac{9,81 \cdot 3,45^2}{2 \cdot 3,14} = 18,59$$

$$\bar{\lambda}_{\bar{a}\bar{e}} = \frac{9,81 \cdot 3,09^2}{2 \cdot 3,14} = 14,92$$

Высота наката волны 1%-ной обеспеченности определяется по формуле:

$$h_{H1\%} = \Delta K \cdot K_{I\ddot{E}} \cdot K_C \cdot K_{I\ddot{A}} \cdot h_{1\%}, \quad (38)$$

где ΔK и $K_{HЛ}$ – коэффициенты, принимаемые в зависимости от характера крепления откоса

$$\Delta K = 0,8 \quad K_{HЛ} = 0,7$$

K_C – коэффициент принимаемый в зависимости от коэффициента заложения защищаемого откоса и скорости ветра w м/с.

$$K_C = 1,6$$

$K_{HГ}$ – коэффициент принимаемый в зависимости от высоты бегущей волны

$$K_{HГ} = 0,33 \quad K_{HГ} = 0,35$$

$$h_{H1\%} = 0,8 \cdot 0,7 \cdot 1,6 \cdot 0,33 \cdot 2,075 = 0,61 \quad h_{H1\%} = 0,8 \cdot 0,7 \cdot 1,6 \cdot 0,36 \cdot 1,725 = 0,41$$

Величина высоты ветрового нагона воды Δh определяется по зависимости:

$$\Delta h = 2 \cdot 10^{-6} \frac{w^2 \ddot{A}}{qH} \cos \alpha_B \quad (39)$$

где \ddot{A} – протяженность охваченной ветром акватории, м

w – расчетная скорость ветра, м/с

H – глубина водоема в точке измерения, м

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

$$\alpha_B = 0$$

$$\Delta h = 2 \cdot 10^{-6} \frac{25,5^2 \cdot 2250}{6,9 \cdot 9,81} = 0,05$$

$$\Delta h = 2 \cdot 10^{-6} \frac{22^2 \cdot 2500}{7,2 \cdot 9,81} = 0,017$$

$$h_2 = 0,4 + 0,61 + 0,05 = 1,06 \text{ м}$$

$$h_2 = 0,4 \cdot 0,41 + 0,017 = 0,82 \text{ м}$$

$$\nabla_{\text{ад.ив.}} = 139,2 + 1,06 = 140,26 \text{ м}$$

$$\nabla_{\text{ад.ив.}} = 140,0 + 0,82 = 140,8 \text{ м}$$

Из двух расчетных случаев принимаем наибольшую отметку гребня ПЛОТИНЫ

$$\nabla_{\text{ад.ив.}} = 140,8 \text{ м}$$

заложение откосов принимаем

низового $m_{H_1} = 2,0$
 $m_{H_2} = 2,5$

верхового $m_{b_1} = 10,0$
 $m_{b_2} = 3,0$

Преломление верхового откоса на отметке 132,5 м, что ниже на 0,5 м $\nabla_{011} = 133 \text{ м}$.

Для защиты низового откоса от действия ветра, дождевых вод необходимо предусмотреть его крепление. Так как плотина невысокая 11,6 м, то рекомендуется крепление в виде сплошной одерновки – высев многолетних трав. Толща растительного слоя должна быть не менее 30 см. Семена для высева трав применять не ниже III класса.

4.3.2. Определение геометрических параметров плотины.

Ширина гребня плотины назначается с учетом производства работ, эксплуатационных требований и транспортной схемы. При отсутствии проезда по гребню его ширина должна быть не менее 3 м, а для высоких плотин – не менее 6 м. При наличии автодороги, или железнодорожного пути, или того или другого одновременно ширина плотины по гребню назначается в зависимости от габаритов дорог, определяемых сопутствующими нормативными документами. Конструкция гребня плотины определяется конструкциями прокладываемых по гребню дорог и пешеходных путей, ливневыми стоками, кабельными траншеями и т. п. Если тело плотины или ядро сложены глинистыми грунтами, то гребень покрывают защитным слоем из песчаного гравийного грунта, толщина которого должна превосходить глубину промерзания грунта в данном районе, это предотвращает морозное пучение глинистого грунта и тем самым защищает от разрушения дорожные перекрытия.

Заложения откосов плотины определяется расчетами устойчивости и зависит от конструкции плотины, расчетных характеристик прочности грунтов тела плотины, условий эксплуатации существующих плотин. В качестве аналогов следует использовать прогрессивные конструкции, созданные в сходных природных условиях из грунтов, близких по своим показателям (зерновому составу, прочностным и деформационным характеристикам) к

грунтам, используемым в проектируемом сооружении. В соответствии с накопленным опытом в настоящее время для земляных насыпных плотин из песчаных и глинистых грунтов на предварительных стадиях проектирования могут быть рекомендованы следующие заложения откосов: для плотин высотой 5 -15 м – верховой откос 2-3, низовой откос 1,5-2,5; для плотин высотой 15-50 м – верховой откос 3-4, низовой откос 2,5-4,0; для плотин выше 50 м – верховой откос 4,0-5,0, низовой откос 4-4,5. Более пологие верховые откосы имеют место при необходимости пригрузки длинных понуров или при устройстве экрана из грунта с низкими прочностными характеристиками. Пологий низовой откос получается при необходимости пригрузки основания для обеспечения общей устойчивости плотины. При наличии в основании слабых грунтов откосы плотины могут быть более пологими, чем это указано выше.

На откосах плотины могут быть устроены бермы через 15-20 м шириной не менее 1,0 м для осмотра и ремонта откосов плотины. Более широкие бермы устраивают для служебных проездов, прокладки автомобильных и железнодорожных путей, для укладки специальных трубопроводов и т. п. Для отвода атмосферных вод в бермах предусматривают кюветы или лотки. Бермы также устраивают в местах сопряжения тела плотины с дренажным банкетом или перемычками, включаемыми в профиль плотины.

Коэффициенты заложения откосов земляных насыпных плотин

Таблица 12.

Типы плотин	Заложения откосов при высоте плотины, м					
	до 5		от 5 до 10		от 10 до 15	
	верхово го	низово го	верхо вого	низов ого	верхо вого	низо вого
Однородные без дренажа:						
глинистые грунты	2.00	1.75	2.50	2.00	3,00	2,25
песчаные грунты	2,50	2,00	2,75	2.25	3,00	2,25

Однородные с дренажем:						
глинистые грунты	2,00	1,50	2,50	1.75	3.00	2,00
песчаные грунты	2,50	1,75	2.75	2,00	3.00	2,00
Песчаные с суглинистым экраном без дренажа	2.25	2,00	2.50	2,25	3.00	2,50
Песчаные с суглинистым ядром без дренажа	3.00	2,00	3.00	2,00	3.25	2.50

Основные параметры поперечного профиля автомобильных дорог

Таблица 13.

Категория дороги	Ширина, м		
	проезжей части (А)	обочин (Б)	земляного полотна
II	7.5	3,75	15
III	7.0	2.50	12
IV	6,0	2.00	10
V	4,5	1.75	8

4.4. Фильтрационный расчет тела плотины.

Расчет фильтрации через однородную грунтовую плотину на водонепроницаемом основании без дренажа и при отсутствии воды в нижнем бьефе.

При отсутствии воды в нижнем бьефе расчетные уравнения имеют вид :

$$\frac{q_{\bar{A}}}{k_{\bar{O}}} = \frac{H_{\bar{i}\bar{e}} - d_0 - h}{m_1} 2.31g \frac{H_{\bar{i}\bar{e}}}{H_{\bar{i}\bar{e}}} \cdot h \quad [\bar{E} - 6]$$

$$\frac{q_{\bar{A}}}{k_{\bar{O}}} = \frac{h^2 - a_0^2}{2S}; \quad \frac{q_{\bar{A}}}{k_{\bar{O}}} = \frac{a_0}{m_2}$$

$$S = b_{\bar{i}\bar{e}} + m_2(H_{\bar{i}\bar{e}} - a_0)$$

$$\bar{A} = \sqrt{\frac{2a_0}{m_2} [b_{\bar{i}\bar{e}} + m_2(H_{\bar{i}\bar{e}} - a_0)] + a_0^2};$$

$$E = 2.31g \frac{H_{\bar{i}\bar{e}}}{H_{\bar{i}\bar{e}} - \bar{A}}; \quad \Delta l = \frac{m_1 H_{\bar{i}\bar{e}}}{2m_1 + 1};$$

Пример расчета:

Исходные данные для расчета

$$H_{\bar{i}\bar{e}} = 11,6 \text{ м}, \quad b_{\bar{i}\bar{e}} = 8,0 \text{ м}, \quad m_1 = 10,0$$

$$m_2 = 2,25, \quad d_0 = 1,6 \text{ м}, \quad k_T = 0,00001 \text{ м} / \text{сек}$$

Расчеты сводим в таблицу 14.

Расчет фильтрации через тело плотины.

Таблица 14.

a_0	$F_1 = \frac{m_1}{m_2} a_0$	S	Д	E	$F_2 = (H_{\bar{i}\bar{e}} - d_0 - \bar{A})E$
0,7	2,8	35	4,482	0,483	2,66
0,65	2,8	33,08	4,419	0,437	2,4
0,6	2,66	33,2	4,25	0,437	2,51
0,55	2,44	33,31	4,072	0,414	2,45

Задаваясь значениями a_0 , решаем уравнения, добиваясь равенства

$$F_1(a_0) = F_2(a_0)$$

Найдя $a_0 = 0,55$ м, определяем остальные неизвестные $q_{\bar{A}}$, S и h

Удельный фильтрационный расход:

$$q_{\bar{A}} = \frac{k_T a_0}{m_2} = \frac{0,00001 \cdot 0,55}{2,25} = 0,0000024 \text{ м}^3 / \text{сек} \cdot \text{м}^2$$

$$S = b_{\bar{v}} + m_2 H_{\bar{v}} - m_2 a_0 = 8 + 2,25 \cdot 11,6 - 2,25 \cdot 0,55 = 32,86 \text{ м}$$

Ординаты депрессионной кривой определяем по уравнению:

$$y_2 = h^2 - \frac{2q_{\bar{A}}}{k_T} \quad (40)$$

Задавая значениями x от 0 до S вычисляем y . Расчеты сводим в таблицу

15

Определение ординат депрессионной кривой.

Таблица 15

Точки	$x, \text{м}$	$\frac{2q_{\bar{A}}}{k_T} \cdot K$	y^2	$y, \text{м}$
1	0	16,36	16,36	4,04
2	5	2,4	13,96	3,73
3	15	7,2	9,16	3,03
4	25	12	4,36	2,09
5	30	14,4	1,96	1,4
6	32,86	16,06	0,30	0,55

$$h = \sqrt{\frac{2a_0 S}{m_2} + a_0^2} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,55 \cdot 32,86}{2,25} + 0,55^2} = 4,04 \text{ м} \quad (41)$$

Скорость фильтрации при выходе фильтрационного потока на низовой откос определяем по зависимости

$$v_{\hat{a}\hat{u}\hat{o}} = k_{\hat{o}} \cdot J_{\hat{a}\hat{u}\hat{o}} = 0,00001 \cdot 0,297 = 0,0000029 \quad (42)$$

где $J_{\hat{a}\hat{u}\hat{o}}$ – уклон кривой депрессии при выходе на низовой откос

$$J_{\hat{a}\hat{u}\hat{o}} = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{y_5 - y_6}{x_6 - x_5} = \frac{1,4 - 0,55}{32,86 - 30} = 0,297 \quad (43)$$

Проверка устойчивости грунта на механическую суффозию заключается в определении скорости фильтрации в местах выхода фильтрационных вод и сравнении ее с допустимой скоростью для заданного грунта.

Суффозия будет отсутствовать при $v_{\text{ф}} \leq v_{\text{доп}}$, где

$v_{\text{доп}}$ – допустимая скорость для грунта плотины (м/с), вычисленная приближенно по формуле Зихарта-М.М. Гришина

$$v_{\text{доп}} = \sqrt{\frac{K_T}{3\ddot{A}}}, \quad (44)$$

причем k_T – коэффициент фильтрации грунта тела плотины м/сутки

$$v_{\text{доп}} = \sqrt{\frac{0,00001}{3\ddot{A}}} = 0,0005745 \dot{\iota} / \ddot{n}$$

$v_{\text{ф}} < v_{\text{доп}}$, суффозия отсутствует ($0,0000029 < 0,0005745$)

б) Сечение II – II

Фильтрация через однородную земляную плотину без дренажа и при отсутствии воды в нижнем бьефе.

Данные для расчета

$$\begin{aligned} H_{\text{в}} &= 5,8 \dot{\iota} & b_{\text{в}} &= 8 \dot{\iota} \\ m_1 &= 10 & m_2 &= 2,0 \\ d_0 &= 1,6 \dot{\iota} & K_T &= 0,00001 \dot{\iota} / \ddot{n} \end{aligned}$$

Расчеты сводим в таблицу 16.

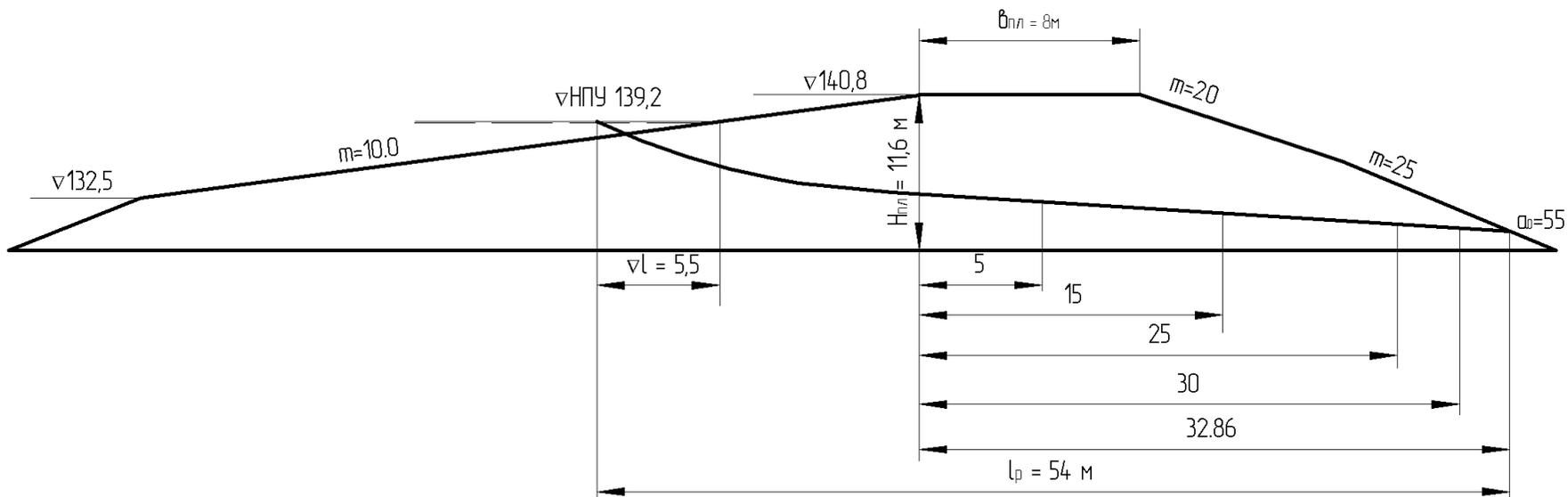
Расчет фильтрации через тело плотины.

Таблица 16.

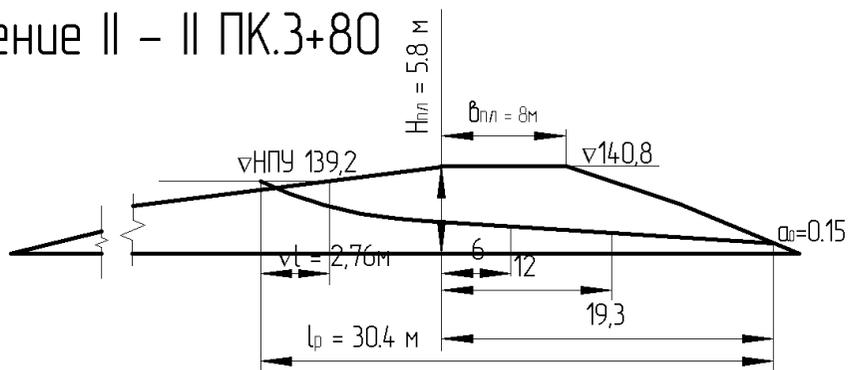
a_0	$F_1 = \frac{m_1}{m_2} a_0$	S	\mathcal{D}	E	F_2
0,6	3	18,4	3,376	0,828	0,68
0,45	2,25	18,7	2,94	0,773	0,89

0,1	0,5	19,4	1,39	0,276	0,77
0,15	0,75	19,3	1,71	0,345	0,75

Сечение I – I ПК.4+00



Сечение II – II ПК.3+80



Сечение III – III ПК.4+58.2

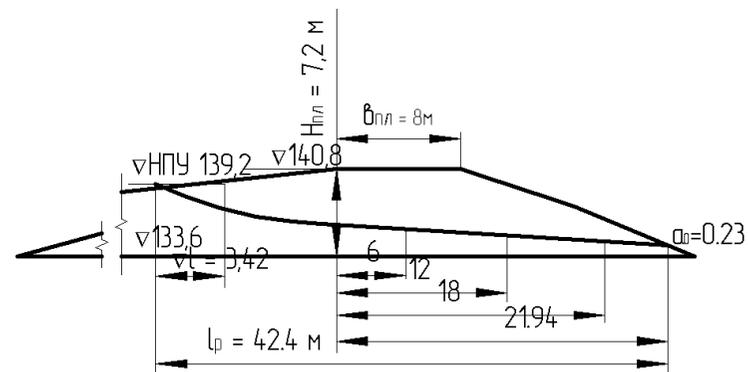


Рисунок 7. Фильтрационный расчет

$$S = b_{i\bar{e}} + m_2 H_{i\bar{e}} - m_2 a_0 = 8 + 5,8 \cdot 2 - 2 \cdot 0,15 = 19,3 \text{ м}$$

$$q_{\bar{A}} = \frac{k_T a_0}{m_2} = \frac{0,00001 \cdot 0,15}{2} = 0,00000075 \text{ м}^3 / \text{сек} \cdot \text{м}^2$$

Ординаты депрессивной кривой определяем по уравнению:

$$y^2 = h^2 - \frac{2q_{\bar{A}}}{k_T} \cdot x \quad (45)$$

Расчеты сводим в таблицу 17.

Определение ординат депрессионной кривой.

Таблица 17.

Точки	$x, \text{м}$	$\frac{2q_{\bar{A}}}{k_T} \cdot K$	y^2	$y, \text{м}$
1	0	0	2,92	1,71
2	6	0,84	2,08	1,44
3	12	1,68	1,24	1,11
4	19,3	2,90	0,02	0,15

$$h = \sqrt{\frac{2a_0 \cdot S}{m_2} + a_0^2} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,15 \cdot 19,3}{2} + 0,15^2} = 1,71$$

в) сечение III – III

Фильтрация через однородную земляную плотину без дренажа и при отсутствии воды в нижнем бьефе.

Исходные данные для расчета:

$$H_{nl} = 7,2 \text{ м} \quad b_{nl} = 8 \text{ м}$$

$$m_1 = 10,0 \quad m_2 = 2,0$$

$$d_0 = 1,6 \text{ м} \quad k_T = 0,00001 \text{ м/сут}$$

Расчеты сводим в таблицу 18.

Расчет фильтрации через тело плотины.

Таблица 18

a_0	F_1	S	D	E	F_2
0,3	1,5	21,8	2,575	0,437	1,32
0,25	1,25	21,9	2,352	0,345	1,12
0,30	1,15	21,94	2,258	0,345	1,15

$$S = b_{i\bar{e}} + m_2(H_{i\bar{e}} - a_0)$$

$$\bar{A} = \sqrt{\frac{2a_0}{m_2} [b_{i\bar{e}} + H_2(H_{i\bar{e}} - a_0)] + a_0^2}; \quad E = 2,31g \frac{H_{i\bar{e}}}{H_{i\bar{e}} - \bar{A}}$$

Удельный фильтрационный расход

$$q_{\bar{A}} = \frac{0,00001 \cdot 0,23}{2} = 0,0000011 \text{ м}^3 / \text{сек} \cdot \text{м}^2$$

$$S = 8 + 7,2 \cdot 2 - 2 \cdot 0,23 = 21,94 \text{ м}$$

Уравнение кривой депрессии

$$y^2 = h^2 - \frac{2q_{\bar{A}}}{k_T} x \quad (46)$$

Расчеты сводим в таблицу 19.

Определение ординат депрессионной кривой.

Таблица 19.

Точки	$x, \text{м}$	$\frac{2q_{\bar{A}}}{k_T} \cdot K$	y^2	$y, \text{м}$
1	0	0	5,099	2,258
2	6	1,32	3,77	1,94
3	12	2,64	2,45	1,57

4	18	3,96	1,13	1,06
5	21,94	5,04	0,05	0,23

$$h = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,23 \cdot 21,94}{2} + 0,23^2} = 2,258i$$

Скорость фильтрации при выходе фильтрационного потока на низовой откос определяем по зависимости

Механическая суффозия определяется по формуле:

$$v_{\tilde{n}\acute{o}\acute{o}} = \sqrt{\frac{k_T}{30}} = \sqrt{\frac{0,00001}{30}} = 0,0005745i / \tilde{n} \quad (47)$$

$$v_{\acute{a}\acute{u}\acute{o}} = 0,0000021i / \tilde{n} \quad \langle v_{\tilde{n}\acute{o}\acute{o}} = 0,0005745i / \tilde{n}$$

(суффозия отсутствует)

4.5. Расчет противофильтрационного устройства.

Расчет плотины с ядром и дренажем на водопроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе.

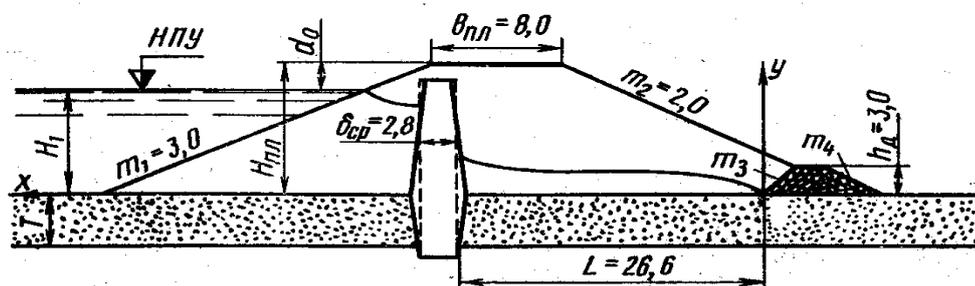


Рисунок 8. Расчетная схема фильтрации через грунтовую плотину с ядром и дренажем на водопроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе.

Для расчета плотины с ядром и дренажем на водопроницаемом основании конечной глубины было предложено не учитывать влияние на

фильтрационный поток части плотины до ядра, которая весьма незначительна; рассматривать плотину, как состоящую из двух перемычек: ядра осредненной толщины и низовой части плотины. В этом случае расчет сводится к построению кривой депрессии за ядром и определению фильтрационного расхода. Глубина фильтрационного расхода за ядром описывается уравнением:

$$h = \sqrt{T^2 + \frac{H_1^2 + 2H_1 \cdot T}{1 + \frac{k_T \cdot \delta_\beta}{k_\beta \cdot L}}} - T; \quad (48)$$

Зная величину h , удельный фильтрационный расход высчитывается по формуле:

$$q_T = K_T \frac{(h+T)^2 - T^2}{2L}; \quad (49)$$

Кривая депрессии строится по уравнению:

$$y = h \sqrt{\frac{x}{L}} \quad (50)$$

Исходные данные:

$$H_{пл} = 20,8 \text{ м};$$

$$H_1 = 17,2 \text{ м};$$

$$d_0 = 3,6 \text{ м};$$

$$b = 6 \text{ м};$$

$$m_1 = 3;$$

$$m_2 = 2,5;$$

$$m_3 = m_4 = 1;$$

$$K_T = 5 \text{ м/сут};$$

$$K_{я} = \frac{\hat{E}_0}{10} = \frac{5}{10} = 0,5 \text{ м/сут};$$

$$T = 3,7 + 4,8 = 8,5; \quad \delta_{\bar{n}\delta} = 3; \quad h_g = 3.$$

Расчет фильтрационного расхода:

$$1. \quad L = b + (H_{пл} - h_g) m_2 - 0,5 \cdot \delta_{cp} - h_g \cdot m_3 = 6 + (20,8 - 3) \cdot 2,5 - 0,5 \cdot 3 - 3 \cdot 1 = 46 \text{ м};$$

$$2. h = \sqrt{8,5^2 + \frac{(17,2)^2 + 2 \cdot 17,2 \cdot 8,5}{1 + \frac{5}{0,5} \cdot \frac{3}{46}}} - 8,5 = 12,2 \text{ м};$$

$$3. \phi_1 = 12,2 \cdot \sqrt{\frac{6}{46}} = 4,41;$$

$$\phi_2 = 12,2 \cdot \sqrt{\frac{13}{46}} = 6,49;$$

$$\phi_3 = 12,2 \cdot \sqrt{\frac{20}{46}} = 8,04;$$

$$\phi_4 = 12,2 \cdot \sqrt{\frac{27}{46}} = 9,35;$$

$$\phi_5 = 12,2 \cdot \sqrt{\frac{34}{46}} = 10,49;$$

$$\phi_6 = 12,2 \cdot \sqrt{\frac{41}{46}} = 11,52;$$

$$\phi_7 = 12,2 \cdot \sqrt{\frac{46}{46}} = 12,2;$$

$$4. g_r = 5 \frac{(12,2 + 8,5)^2 - 8,5^2}{2 \cdot 46} = 19,4 \text{ м}^3 / \text{сут}.$$

Расчет фильтрации через однородную земляную плотину на водопроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе с экраном, без дренажа

Расчетные формулы по Н.Н. Павловскому и Е.А. Замарину будут иметь такой вид:

$$\frac{q}{k} = \frac{H_1^2 - h_0 - z^2}{2\delta_{ch}n \sin \theta} \quad (51)$$

$$h = \frac{L}{m_2} - \sqrt{\frac{L^2}{m} - h_t^2} \quad (52)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{h_e^2 - h_1^2}{2(L - m_2 h_1)} \quad (53)$$

где $n = \frac{k_m}{k_s}$ - отношение коэффициента фильтрации грунта тела

плотины к коэффициенту фильтрации грунта экрана; $z = \delta_{cp} \cos \theta$ - проекция средней толщины экрана на вертикаль; $\delta_{ch} = 0.5(\delta_s + \delta_n)$ - средняя толщина экрана; θ - угол наклона экрана к основанию плотины; h_e - глубина фильтрационного потока непосредственно за экраном.

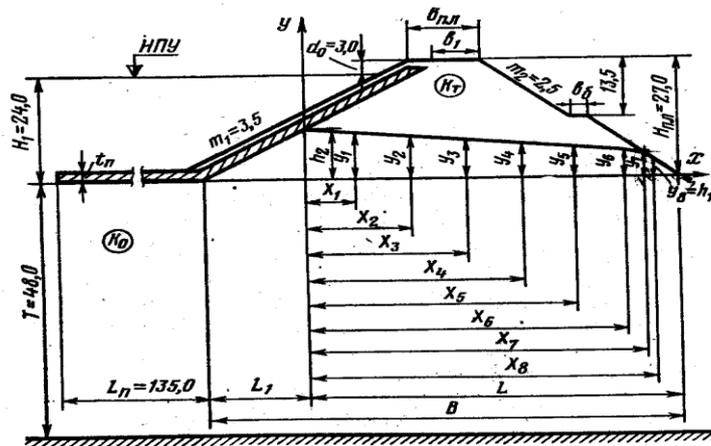


Рисунок 9. Расчетная схема фильтрации через земляную плотину с экраном и понуром без дренажа на водопроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе.

Расчет фильтрации через однородную земляную плотину на водопроницаемом основании с экраном, без дренажа при наличии воды в нижнем бьефе

При наличии воды в нижнем бьефе расчетные уравнения для плотины с экраном имеют вид:

$$\frac{q}{k} = \frac{H_1^2 - h_e^2 - z^2}{2\delta_{cp} n \sin \theta} \quad (54)$$

$$h_1 - h_0 = \frac{L}{m_2} - \sqrt{\frac{L}{m_2^2} - (h_e - h_0)^2} \quad (55)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{h_e^2 - h_1^2}{2(L - m_2 h_1)} \quad (56)$$

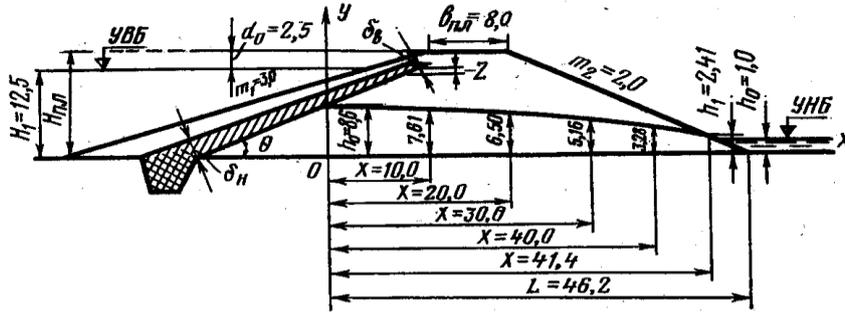


Рисунок 10. Расчетная схема фильтрации через земляную плотину с экраном на водопроницаемом основании без дренажа при наличии воды в нижнем бьефе.

4.6. Расчет устойчивости низового откоса плотины.

Статистические расчеты плотины включают проверку устойчивости верхнего и низового откосов, а также экрана и его защитного слоя. Ниже приведены основные положения расчета устойчивости откосов плотины.

При проверке устойчивости низового откоса плотины, согласно СНиП 02.06.05-84, необходимо рассматривать следующие случаи:

А/ первый расчетный случай (основной): в верхнем бьефе нормальный подпорный уровень, в теле плотины - устанавливается фильтрация: при наличии воды в нижнем бьефе глубину ее принимают максимально возможной при НПУ, но не более $0,2H$, где H – высота откоса,

Б/ второй расчетный случай (основной) при открытых водосборах (без затворов): подпорный уровень нижнего бьефа определяются максимальным расходом, относимым к основному сочетанию нагрузок и воздействий,

С/ третий расчетный случай (особый): в верхнем бьефе – сформированный подпорный уровень воды, в нижнем бьефе глубину воды принимают максимальной, соответствующей ФПУ.

При проверке устойчивости верхнего откоса в качестве основной расчетной принимают схему, когда наблюдается максимально возможное снижение уровня воды в водохранилище от НПУ с наибольшей возможной скоростью, при этом учитывают фильтрационные силы неустановившейся фильтрации. Рассматривают также расчетный случай строительного периода, когда водохранилище еще не наполнено, уровень воды в верхнем бьефе находится на самой низкой отметке, но не ниже $0,2H$, где H – высота откоса, а уровень грунтовой воды соответствует установившемуся. В качестве особого случая при расчете устойчивости верхнего откоса учитывают условия, возникающие при максимально возможном снижении уровня воды в водохранилище от ФПУ с наибольшей скоростью при учете фильтрационных сил неустановившейся фильтрации.

Расчеты устойчивости откосов грунтовых плотин всех классов следует выполнять для кругло цилиндрических поверхностей сдвига. При наличии в основании или теле плотины ослабленных зон (прослойки грунта с более низкими прочными свойствами, при оценке устойчивости экрана или защитного слоя и т.д.) расчеты выполняют для произвольных поверхностей сдвига.

При использовании метода круглоцилиндрических поверхностей сдвига выполняют следующие основные операции.

1. Строят область нахождения центров поверхностей сдвига.
2. Проводят круглоцилиндрические поверхности сдвига.
3. Вычисляют значения коэффициентов устойчивости откоса для множества поверхностей сдвига по формуле

$$K_{уст} = R / F \quad (57)$$

где R , F —равнодействующие моментов сил сопротивления сдвигу и активных сил относительно оси поверхности сдвига.

4. Определяют минимальное значение коэффициента устойчивости K_{min}
5. Делают вывод об устойчивости откоса и правильности принятого его заложения. Откос считается устойчивым, если

$$K_{min} > K_n K_c / K_M \quad (58)$$

где K_n — коэффициент надежности по ответственности сооружения; K_c — коэффициент, зависящий от сочетания нагрузок и равный для основного сочетания—1,0; для особого сочетания — 0,9; для строительного периода — 0,95; K_M —коэффициент, равный 0,95 при упрощенных методах расчета и 1,0 — при удовлетворяющих условиях равновесия.

Найденное значение не должно превышать $K_n K_c / K_M$ более чем на 10%, если это не обусловлено особенностями сооружения.

Для построения области нахождения центров поверхностей сдвига предложено несколько методов. Один из наиболее простых метод В. В. Фандеева, в котором рекомендуется центры круглоцилиндрических поверхностей сдвига располагать в криволинейном четырехугольнике,

образованном следующими линиями, проведенными из середины откоса: вертикалью и прямой

под углом 85° к откосу, а также двумя дугами радиусов определяемые в зависимости от заложения откоса.

Область центров поверхностей сдвига можно также строить по рекомендациям В. В. Аристовского или М. М. Гришина.

Поверхность сдвига на поперечном профиле плотины представляет собой дугу окружности радиуса R , проведенную таким образом, чтобы она пересекала гребень плотины и захватывала часть основания. При этом граница кривой сдвига на поверхности основания обычно не выходит за пределы $2H_{пл}$ во внешнюю сторону от подошвы откоса. При несвязных грунтах основания и тела плотины кривую сдвига рекомендуется проводить вблизи подошвы откоса.

Значения коэффициента устойчивости откоса для некоторой кривой сдвига вычисляют для 1 м длины плотины в такой последовательности.

1. Область, ограниченную кривой сдвига и внешним очертанием плотины (массив обрушения), разбивают вертикальными прямыми на отсеки шириной b . При расчете «вручную» удобно величину b принимать равной $0,1R$, центр нулевого отсека размещать под центром кривой сдвига, а остальные отсеки нумеровать с положительными знаками при расположении их вверх по откосу и с отрицательными — вниз к подошве плотины, считая от нулевого.

2. Для каждого отсека вычисляют $\sin \alpha$ и $\cos \alpha$, где α — угол наклона подошвы отсека к горизонту. При $b = 0,1R$ значение $\sin \alpha = 0,1 T$, где T — порядковый номер отсека с учетом его знака;

3. Определяют средние высоты составных частей каждого отсека, имеющих различные плотности: h_1 — слоя грунта тела плотины при естественной влажности; h_2 — слоя грунта тела плотины при насыщении водой; h_3 — слоя грунта основания при насыщении водой; h_0 — слоя воды. В качестве средних высот принимают высоты частей, замеренные по чертежу в середине отсека. При наличии по краям массива обрушения неполных отсеков их эквивалентная средняя высота $h = \omega/b$, где ω — площадь неполного отсека, определяемая графически.

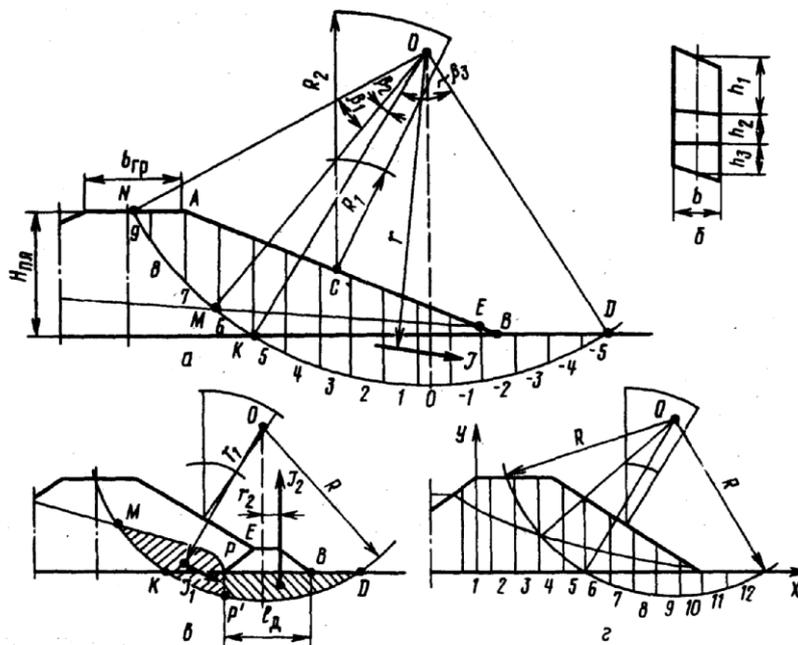


Рисунок 11. Расчетные схемы устойчивости низового откоса:

а – при отсутствии дренажа; б – составные части отсека; в – при наличии дренажа; г – для расчета с применением ЭВМ.

4. Вычисляют плотность грунта каждого слоя по формулам

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= (1-n)\gamma_{г.т.}k \\ \gamma_2 &= (1-n)(\gamma_{г.м.} - \gamma_0) \\ \gamma_3 &= (1-n)(\gamma_{г.о.} - \gamma_0) \end{aligned} \quad (59)$$

где $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ - плотность грунта тела плотины при естественной влажности и при насыщении его водой, а также грунта основания при насыщении водой; n - пористость грунта; k - коэффициент, зависящий от влажности грунта (при влажности, равной 12...18%, $k=1,12...1,18$); γ_0 - плотность воды; $\gamma_{г.т.}, \gamma_{г.о.}$ - удельная плотность частиц грунта тела и основания плотины.

Физико-механические характеристики грунтов следует устанавливать по данным натурных исследований, а при их отсутствии для предварительных расчетов — принимать по таблице 1.

5. Определяют приведенные высоты отсеков

$$h_{np} = h_1 + h_2\gamma_2/\gamma_1 + h_3\gamma_3/\gamma_1 + h_0\gamma_0/\gamma_1 \quad (60)$$

где h_0 - глубина слоя воды над отсеком.

Устанавливают силу трения, возникающую на подошве всего массива обрушения, суммируя соответствующие силы по отсекам,

$$F = b\gamma_1 \sum h_{np} \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (61)$$

Угол внутреннего трения φ зависит от вида грунта и его влажности в зоне кривой сдвига, при отсутствии фактических данных его принимают по таблице. Значение φ будет постоянным на протяжении каждой составной части кривой сдвига, проходящей в грунте тела плотины выше кривой депрессии — φ_1 в грунте тела плотины ниже кривой депрессии — φ_2 ; в основании плотины — φ_3 .

Подобным же образом вычисляют касательную составляющую веса массива обрушения

$$T = b\gamma_1 \sum h_{np} \sin \alpha \quad (62)$$

Силу сцепления, возникающую на подошве массива обрушения, определяют по формуле

$$S = c_1 l_1 + c_2 l_2 + c_3 l_3, \quad (63)$$

где c_1, c_2, c_3 — удельные сцепления грунта тела плотины при естественной влажности и при насыщении водой, а также грунта основания, насыщенного водой; l_1, l_2, l_3 — длины дуг кривой сдвига, соответствующих удельным сцеплениям c_1, c_2, c_3 , вычисляемые по формуле

$$l = 2\pi R\beta / 360^\circ \quad (64)$$

где β — центральный угол (град) круглоцилиндрической поверхности сдвига, опирающийся на дугу l .

Фильтрационную силу учитывают как объемную. При отсутствии дренажа

$$\Phi = \Omega I \gamma_0 \quad (65)$$

где $\Omega = b \sum (h_2 + h_3)$ — площадь фигуры МЕВДК; $I = \Delta y / \Delta x$ — средний градиент фильтрационного потока; Δy — падение депрессионной кривой в пределах массива обрушения; Δx — расстояние, на котором произошло падение депрессионной кривой на Δy .

Для дренированных плотин определяют две составляющие фильтрационной силы. Первую из них Φ_1 вычисляют по формуле выше, только площадь Ω в этом случае равна площади фигуры $MPP'K$, то есть до дренажа. Вторую составляющую, имеющую вертикальное направление, приближенно можно найти следующим образом:

$$\Phi_2 = \Omega_2 I_2 \gamma_0 = \Omega_2 H_1 \gamma_0 / (B - l_0), \text{ где } \Omega_2 - \text{площадь фигуры } PBDP'.$$

Вычисляют значение коэффициента устойчивости откоса

$$K_{уст} = (F + S) / (T + \Phi_r / R) \quad (66)$$

где r – плечо фильтрационной силы, равное расстоянию от центра кривой сдвига до центра тяжести площади Ω , которое измеряют по чертежу.

Для плотин с дренажем формула имеет вид

$K_{уст} = (F + S) / (T + \Phi_1 r_1 / R + \Phi_2 r_2 / R)$, где r_1 и r_2 – плечи фильтрационных сил Φ_1 и Φ_2 .

Значение коэффициента устойчивости откоса следует определять для десятков кривых сдвига, поэтому расчеты целесообразно выполнять на ЭВМ. Поиск кривой с минимальным значением осуществляют методом последовательных приближений. Для предварительно выбранных равномерно расположенных 10... 15 центров кривых сдвига определяют значения $K_{уст}$. В дальнейшем центры кривых сдвига назначают в окрестности центра с наименьшим из найденных значений. Данный процесс повторяют до нахождения центра с минимально возможным значением коэффициента устойчивости откоса. Характер рассмотренного процесса поиска свидетельствует о целесообразности диалогового режима функционирования ЭВМ.

При использовании ЭВМ для вычисления множества значений отвечающих различным кривым сдвига, удобно ввести постоянные оси координат. Нумерация откосов при этом начинается от оси ординат. Угол наклона подошвы j -го отсека к горизонту определяют по формуле

$$\alpha_j = \arcsin[(x_c - (j-1)b) / R] \quad (68)$$

где x_c – абсцисса центра кривой сдвига.

Устойчивость откосов каменно-набросных плотин приближенно можно оценить по формуле:

$$K_{уст} = tg\varphi / tg\alpha \quad (69)$$

где α - угол откоса плотины; φ - средний угол внутреннего трения каменной наброски.

Расчет устойчивости откосов каменно-земляных плотин выполняют аналогично рассмотренному расчету откосов земляных плотин.

$$K_{уст} = \frac{b\gamma_{ec} \sum h_{np} \cos\alpha tg\varphi + \sum cl}{b\gamma_{ec} \sum h_{np} \sin\alpha + \Omega l \frac{r}{R}}, \text{ где } K_{уст} = K_{min}$$

Пример расчета:

Правильность предварительно принятой крутизны откосов проверяем графоаналитическим способом. Проверку устойчивости откосов проводим для низового откоса, так как он имеет большую крутизну и находится под воздействием сдвигающей силы гидродинамического фильтрационного потока. Степень устойчивости низового откоса оценивается коэффициентом запаса устойчивости k_3 . В результате расчета заданного откоса надо найти минимальное значение k_3 и сравнить эту величину с допускаемой $(k_3)_{доп}$, при этом должно быть соблюдено условие $(k_3)_{min} \geq (k_3)_{доп}$, где величину допускаемого коэффициента запаса $(k_3)_{доп}$ назначаем в зависимости от класса капитальности сооружения и условия работы откоса $(k_3)_{доп} = 1,05$

Исходные данные для расчета

Грунт тела и основания плотины глинистый. $H_{пл} = 11,6$ м, $d_0 = 1,6$ м

$b_{пл} = 8$ м, $m_2 = 2,25$, $T = 11,1$ м, пористость $n = 0,43$, плотность грунта $\gamma_{гр} = 1,62$ т/м³, влажность грунта $w = 17,0$ %

для грунта в естественном состоянии $\varphi_1 = 13^\circ$, $C_1 = 0,17$ т/м²

для грунта насыщенного водой $\varphi_2 = 14^\circ$, $C_2 = 0,41$

для грунта основания плотины $\varphi_3 = 19^\circ$, $C_3 = 0,17$ т/м²

Класс капитальности сооружения IV.

Расчет ведем по методу круглоцилиндрической поверхности графоаналитическим способом. Вычерчиваем поперечный профиль плотины, соблюдая горизонтальный и вертикальный масштабы одинаковыми. Проводим осредненную линию низового откоса А'В'. На профиль наносим кривую депрессионной поверхности фильтрационного потока в теле плотины.

Коэффициент запаса на устойчивость определяется как отношение суммы моментов удерживающих сил к сумме моментов сдвигающих сил

$$k_{\zeta} = \frac{\sum \dot{I} \, \acute{o}\ddot{a}}{\sum \dot{I} \, \grave{n}\ddot{a}\acute{a}} \quad (70)$$

В.В. Фандеев рекомендует центры кривых скольжения располагать в прямоугольнике ДЖЖ'Д'. Для построения этого прямоугольника из середины откоса прочерчиваем вертикаль и линию под углом 85° к откосу. Затем, пользуясь таблицей 7, стр.157 [9], вычисляем радиусы БД и БЖ и проводим дуги ДД' и ЖЖ'. В секторе ДД'ЖЖ' выбираем центр скольжения О, из которого радиусом R очерчиваем кривую скольжения АГ с таким расчетом, чтобы она проходила между осью плотины и бровкой низового откоса плотины. Для выявления всех действующих сил на откосе плотины АА'В'ГА делим на вертикальные полосы шириной $b=0,1R$.

Подсчет действующих сил сводим в таблицу 20.

Приведенную высоту полосы определяем по формуле:

$$h_{i\grave{o}} = h_{\acute{a}\grave{n}} + \frac{\gamma_{\acute{i}\grave{a}\grave{n}}}{\gamma_{\acute{a}\grave{n}\grave{o}}} h_{\acute{i}\grave{a}\grave{n}}, i \quad (71)$$

Объемную массу грунта при естественной влажности вычисляем по формуле $\gamma_{\text{ест}}=(1-n)\gamma_{\text{гр}}$. Объемную массу взвешенного и насыщенного водой грунта определяем по формуле $\gamma_{\text{нас}}=(1-n)(\gamma_{\text{гр}}-\gamma_{\text{в}})$, где

n – относительная пористость грунта

$\gamma_{\text{гр}}$ – плотность грунта

$\gamma_{\text{в}}$ – плотность воды

k – коэффициент, зависящий от влажности грунта

$$k = 1,18$$

$$\gamma_{\tilde{a}\tilde{n}\tilde{\delta}} = (1-n)\gamma_{\tilde{a}\tilde{\delta}}k = (1-0,43) \cdot 1,84 \cdot 1,18 = 1,24\tilde{\delta} / \tilde{i}^3$$

$$\gamma_{i\tilde{a}\tilde{n}} = (1-n)(\gamma_{\tilde{a}\tilde{\delta}} - \gamma_{\tilde{a}}) = (1-0,43)(1,84 - 1) = 0,49\tilde{\delta} / \tilde{i}^3$$

Длину дуги кривой скольжения вычисляем по формуле

$$l = \frac{2\pi R\beta^\circ}{360^\circ} \quad (72)$$

где R – радиус кривой скольжения

β° – центральный угол дуги АМКТ.

$$l = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 92^\circ \cdot 24,2}{360^\circ} = 38,83 \tilde{i}$$

Заполнив таблицу, получаем в результате суммирования данные по графам 5,7,11,14, которыми пользуемся для определения коэффициента запаса на устойчивость по развернутой формуле:

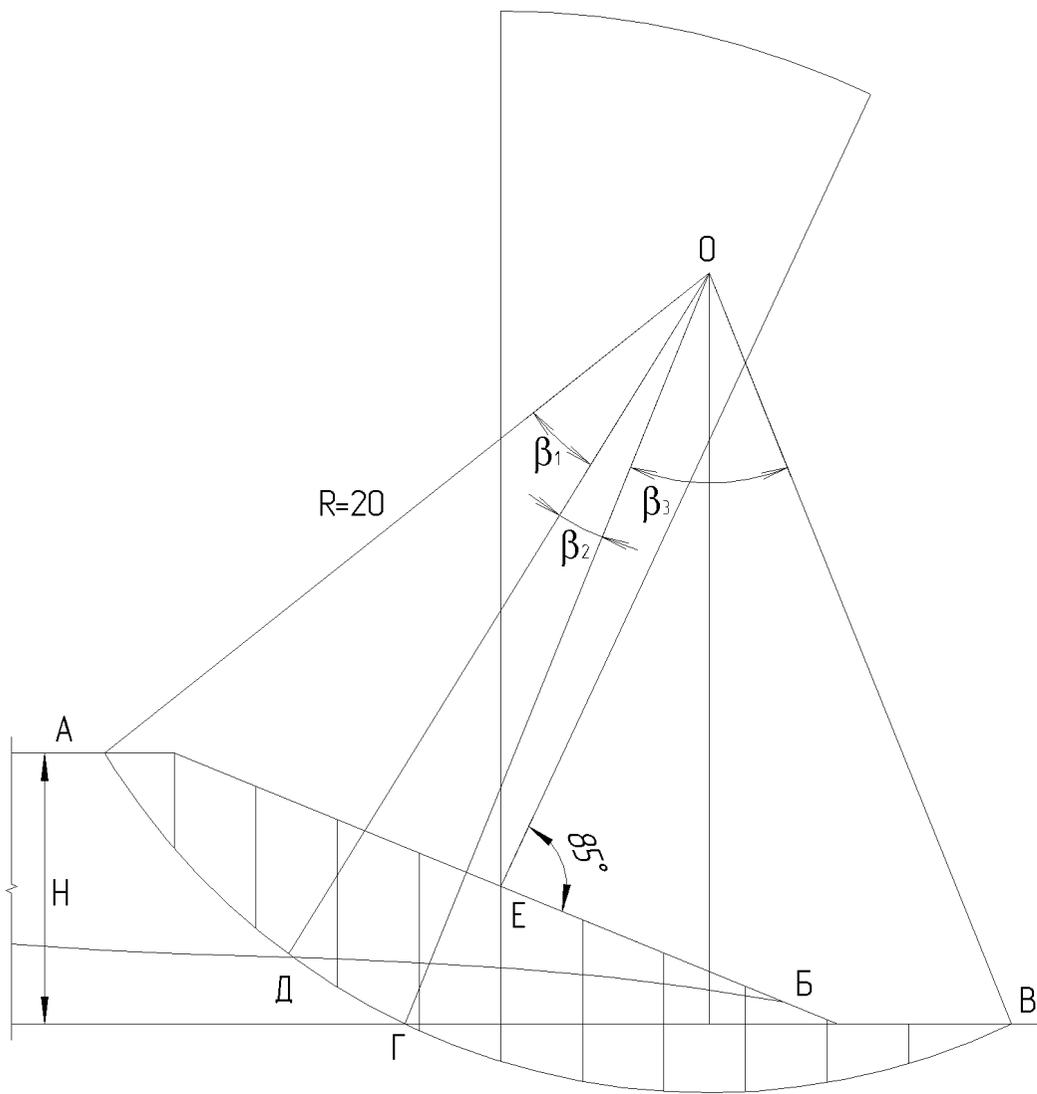


Рисунок 12. Расчетная схема устойчивости низового откоса М1:200

$$k_{\zeta} = \frac{b\gamma_{\text{ан}} \sum h_{i\delta} \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi + \sum cl}{b\gamma_{\text{ан}} \sum h_{i\delta} \sin \alpha + \Omega J \frac{r}{R}} \quad (73)$$

где $b\gamma_{\text{ан}} \sum h_{i\delta} \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi$ - сила трения

$\sum cl$ - сила сцепления

$b\gamma_{\text{ан}} \sum h_{i\delta} \sin \alpha$ - сдвигающая сила от собственного веса

ΩJ – сдвигающая сила от гидродинамического давления
фильтрационного потока

r – плечо силы ΩJ .

Площадь фильтрационного потока в зоне сползаемого массива

$$\Omega = \sum h_{i\text{ан}} \cdot b = 29,6 \cdot 2,42 = 71,63 \text{ м}^2 \quad (74)$$

Средний градиент в этой зоне

$$J = \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{3,6}{24} = 0,15 \quad (75)$$

где Δl и Δh – параметры градиента фильтрационного потока в зоне сползаемого массива.

Радиусы для построения сектора ДД'ЖЖ' в котором размещаются центры наиболее опасных кривых скольжения имеют следующие значения

$$A\ddot{A} = k_1 H_{i\ddot{e}} = 0,875 \cdot 11,6 = 10,15$$

$$A\ddot{E} = k_2 H_{i\ddot{e}} = 2,025 \cdot 11,6 = 23,49$$

В результате графического построения профиля плотины, кривой скольжения и сползаемого массива имеем:

$$R=24,2 \text{ м}, b=0,1 \quad R=0,1 \cdot 24,2=2,42 \text{ м}$$

$$\text{число полос } 14, r=22,6 \text{ м}$$

Путем подсчета величин по данным таблицы получено

$$\begin{aligned} \sum h_{i\delta} \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi &= 13,46 \\ \sum cl &= 81,22 \text{ êĭ} & \sum h_{i\delta} \sin \alpha &= 19,33 \\ \Omega &= 71,63; & J &= 0,15 \end{aligned}$$

Подставляя все данные, полученные графоаналитическим способом, вычисляем коэффициент запаса на устойчивость при радиусе скольжения $R=24,2$ м

$$k_{\xi} = \frac{2,42 \cdot 1,24 \cdot 13,46 + 81,22}{2,42 \cdot 1,24 \cdot 19,35 + 71,63 \cdot 0,15 \cdot 0,93} = \frac{106,59}{71,96} = 1,4$$

$$k_{\xi} = 1,4 > 1,05,$$

отсюда следует, что вычисленный коэффициент устойчивости низового откоса плотины вполне удовлетворяет нормальным условиям работы сооружений IV класса.

Расчет устойчивости низового откоса

Таблица 20.

<i>N</i> <i>кол.</i>	<i>sina</i>	<i>cosa</i>	<i>h_{ест}</i>	<i>h_{нас}</i>	<i>h_{нр}</i>	<i>h_{нр}</i> <i>sina</i>	<i>h_{нр}</i> <i>cosa</i>	φ	<i>tg</i>	<i>h_{нр}</i> <i>cosa</i> <i>tgφ</i>	<i>c</i>	<i>l</i>	<i>cl, кН</i>
9	0,82	0,57	0,6	-	0,6	0,492	0,34	19°	0,344	0,12	0,17	11,82	20,09
8	0,8	0,6	4,6	-	4,6	3,68	2,76			0,95			
7	0,7	0,72	6,0	-	6,0	4,2	4,32			1,49			
6	0,6	0,8	5,8	0,8	6,12	3,67	4,89	14°	0,249	1,22	0,41	6,33	25,96
5	0,5	0,86	5,0	2,0	5,79	2,89	4,98			1,71			
4	0,4	0,92	4,2	2,8	5,31	2,12	4,89			1,68			
3	0,3	0,995	3,4	3,6	4,82	1,45	4,6			1,58			
2	0,2	0,98	2,6	5,8	4,89	0,98	4,79			1,65			
1	0,1	0,995	1,8	4,0	3,38	0,34	3,36	19°	0,344	1,16	0,17	20,68	35,16
0	0,0	1,0	1,2	3,9	2,74	0,0	2,74			0,94			
-1	0,1	0,995	0,6	3,4	1,34	-0,134	1,33			0,46			
-2	0,2	0,98	0,2	2,1	1,03	-0,21	1,01			0,35			
-3	0,3	0,955	-	1,0	0,395	-0,12	0,38			0,13			

-4	0,4	0,92	-	0,2	0,079	-0,032	0,07			0,02			
				Σ29,6		Σ19,33				Σ13,46			Σ81,22

5. Трубчатый водоспуск.

При грунтовой плотине устраивают водоспуск. Водоспуск по назначению может быть хозяйственный и аварийный.

Хозяйственный водоспуск устраивается для осуществления полезных попусков воды из водохранилища в русло реки или специально устроенный в нижнем бьефе канал или трубопровод, транспортирующий воду потребителю. Входное отверстие хозяйственного водоспуска закладывают намного ниже уровня мертвого объема с тем, чтобы при самом низком горизонте воды в верхнем бьефе можно было подать потребителю необходимое количество воды. Хозяйственный водоспуск называют иногда рабочим водоспуском, водоприемником или водозаборным сооружением.

Аварийный водоспуск служит для полного опорожнения водохранилища. Входной порог сооружения на уровне дна водохранилища (донное водное отверстие).

5.1. Гидравлический расчет.

Водоспуск выполняется из металлических труб диаметром 0,3; 0,4; 0,5; 0,7; 0,8; 1 и 1,2 м. Труба укладывается на подготовку (тощий бетон 40 см по низу или вокруг трубы) ниже трубы – каменная отсыпка.

Вдоль трубы с расстоянием через 6 м устанавливают диафрагму. В конце, в нижнем бьефе, монтируют смотровой колодец, в котором устанавливаются 2 задвижки. Колодец размером не менее 2х2 м (из унифицированных колец) устанавливается на плиту из железобетона и сверху накрывается крышкой. На входе в трубу водоспуска обязательно устанавливается грубая решетка 0,1×0,1 м. Время опорожнения водохранилища определяется по формуле:

$$T = \frac{W}{86400 \cdot Q_{\bar{n}\bar{d}}} \quad (76)$$

где W – объем водохранилища.

Подбираем диаметр трубы и вычисляем расход одной трубы:

$$Q_{\bar{n}\bar{d}} = \mu_T \cdot \omega \cdot \sqrt{2gz} \quad (77)$$

где μ_T - коэффициент расхода трубопровода; $g=9,81$; z – разница уровней между верхним и нижнем бьефами.

Вычисляем площадь поперечного сечения трубы:

$$\omega = \frac{\pi d^2}{4} \quad (78)$$

Коэффициент расхода трубопровода определяется по формуле:

$$\mu_T = \frac{1}{\sum \xi} \quad (79)$$

где $\sum \xi$ - сумма коэффициентов сопротивления.

$$\sum \xi = \xi_{\delta\bar{a}\bar{\phi}} + \xi_{\bar{a}\bar{\phi}\bar{i}\bar{u}\bar{a}} + \xi_{\bar{a}\bar{u}\bar{\phi}} + \xi_{\delta\bar{d}\bar{a}\bar{i}\bar{e}\bar{y}} ; \xi_{\delta\bar{a}\bar{\phi}} = 0,2 ; \xi_{\bar{a}\bar{\phi}\bar{i}\bar{u}\bar{a}} = 0,5 ; \xi_{\bar{a}\bar{u}\bar{\phi}} = 1 ,$$

$$\xi_{\delta\bar{d}\bar{a}\bar{i}\bar{e}\bar{y}} = \frac{\lambda \cdot l_{\delta\bar{d}}}{d} ,$$

где λ - коэффициент; $l_{\text{тр}}$ – длина трубы; d – диаметр трубы.

Пример расчета:

Для сброса в нижний бьеф воды к насосной станции и на случай полного опорожнения водохранилища проектом предусматривается устройство в теле плотины водовыпуска на ПК 3+38 из стальных труб $d=800$ мм.

Диаметр трубы принят из расчета минимальной пропускной способности при УМО= 800 л/сек.

Пропускная способность трубчатого водовыпуска определяется по формуле

$$Q = \mu \cdot w \sqrt{2gH}, \text{ м}^3/\text{с} \quad (80)$$

где μ - коэффициент расхода

w – площадь сечения трубы

H – напор воды

Коэффициент расхода определяется по формуле:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \quad (81)$$

где $\sum \xi$ – сумма коэффициентов потерь

$$\xi_{\partial\partial} = \frac{\lambda L}{\ddot{A}} = \frac{0,02 \cdot 120}{0,8} = 3,0$$

на входе $\xi = 0,5$

на выходе $\xi = 1,0$

в решетке $\xi = 0,1$

в задвижке $\xi = 0,1$

Сумма потерь $\sum \xi = 4,7$

Площадь сечения трубы

$$w = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,8^2}{4} = 0,503 \pi \dot{\text{н}}^2$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 4,7}} = 0,418$$

Величина $H_{\text{min}} = 2,0$ м

$$H_{\text{сред}} = 5,4 \text{ м}$$

Минимальная пропускная способность водовыпуска

$$Q_{\text{min}} = 0,418 \cdot 0,503 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2} = 1,32 \dot{\text{н}}^3 / \ddot{\text{н}}$$

Средняя пропускная способность водовыпуска

$$Q_{\text{н\ddot{o}}} = 0,418 \cdot 0,503 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 5,4} = 2,62 \text{ м}^3/\text{с}$$

За сутки водовыпуск способен пропустить объем воды равный

$$V = 86400 \cdot 2,62 = 226100 \text{ м}^3$$

Полное опорожнение водохранилища может быть осуществлено за время

$$t = \frac{9600000}{226100} = 42 \text{ ч}$$

Для предотвращения фильтрации вдоль трубы устраиваются диафрагмы из листовой стали толщиной 4 мм. Труба устанавливается на бетонную подготовку из БГТ-100 толщиной 30 см.

6. Водосбросное сооружение.

6.1. Назначение, компоновка, трасса водосбросного сооружения.

6.1.1 Условия проектирования.

При глухих плотинах для пропуска излишних паводковых и ливневых вод устраивают водосбросы.

Трассу водосбросного сооружения выбирают:

1. на основе технико-экономического обоснования (строят минимум 5 трасс);
2. на основе геологических условий;
3. на основе топографических условий;
4. на основе гидрологических условий;
5. на основе технологии строительства;
6. с учетом рыбозащиты (охрана окружающей среды).

Трасса водосбросного сооружения должна быть прямолинейной, но часто строят трассу с поворотами или криволинейно. Трасса – это осевая линия сооружения, проложенная на местности с разбивкой на ней пикетов. На криволинейной трассе, зная длину кривых, а также зная тангенсы поворотов, назначают начало и конец трассы. На первом этапе выполняют разбивку трассы на местности. Второй этап – разбивка трассы попикетно. Третий этап – отвод полосы строительства. Четвертый этап – разбивка контуров на местности с размерами ГТС.

Окончательно трассу водосбросных сооружений выбирают на основании технико-экономического сравнении вариантов так, чтобы объемы работ и общая стоимость сооружения были минимальными. При этом учитывается возможность частичного или полного использования грунтов. Трасса по возможности должна быть прямолинейной, а там, где достичь

этого невозможно, радиусы закруглений должны быть в пределах, допустимым по нормативам.

Различают открытые и закрытые водосбросные сооружения. Они в свою очередь могут быть регулируемые (с затворами) и нерегулируемые (автоматического действия).

Расположение водосбросных сооружений, их форма и размеры должны быть таковыми, чтобы обеспечивался плановый подход воды к ним и не возникали большие скорости подхода воды.

Такие сооружения необходимо строить до возведения плотины или одновременно с ней. Во избежание подмыва оснований сооружений необходимо предусматривать устройства для гашения энергии потока.

Отметку водосливного порога назначают на отметке нормального подпорного уровня, когда сооружение автоматического действия, а при управлении затворами – ниже нормального подпорного уровня.

6.2. Открытые водосбросные сооружения

6.2.1. Гидравлический расчет траншейного водосброса

Это сооружение состоит из водослива с широким порогом или водослива практического профиля, водосбросной траншеи и отводящего канала.

Порог водослива располагается на отметке НПУ вдоль берега водохранилища на расстоянии 20-40м от плотины. Напор на пороге водослива принимают в пределах 0,75-1м.

Гидравлический расчет траншейного водосброса сводится к определению длины водосливного порога L и построению кривой свободной поверхности воды. Расход следует выполнять при пропуске расходов Q , $0,5Q$ и $0,25Q$.

Длину водосливного порога определяют по формуле неподтопленного или подтопленного водослива в зависимости от характера сопряжения потока в нижнем бьефе.

Если $h_n \geq nH_0$, то водослив подтопленный, в противном случае водослив неподтопленный, где h_n -превышение уровня воды нижнего бьефа над порогом водослива, м; n – коэффициент подтопления, принимаемый от 0,75 до (0,83-0,87).

При неподтопленном водосливе длину водосливного порога вычисляют по формуле:

$$L = \frac{Q}{mH^{3/2}\sqrt{2g}} \quad (82)$$

Где L – длина водосливного порога, м; Q – расход, сбрасываемый через траншею, м³/с; m – коэффициент расхода, принимаемый приближенно равным 0,36; H – напор на пороге водослива, м.

При неподтопленном водосливе длину водосливного порога находят по формуле:

$$L = \frac{Q}{\varphi h \sqrt{2gz}} \quad (83)$$

Где φ – коэффициент скорости; h – глубина воды на пороге водослива в конце входного участка (глубина подтопления), м; z – разность уровней воды перед порогом и на пороге водослива, м.

Глубину воды можно принять равной $h = H - z$.

Разность уровней воды перед порогом и на пороге водослива можно найти из зависимости:

$$v = \varphi \sqrt{2gz} \quad (84)$$

Глубину наполнения и средние уклоны на отдельных участках траншеи определяют, задаваясь шириной траншеи по дну и средней скоростью течения воды.

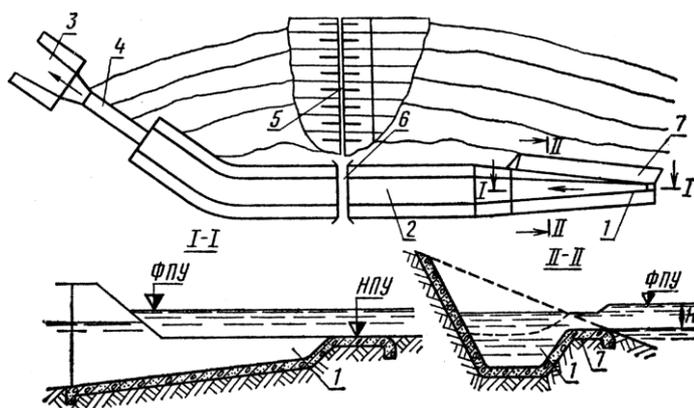


Рисунок 13. Траншейный водосброс бетонной конструкции:

1 - траншея, 2 – сбросной канал, 3 – отводящий канал, 4 – сопрягающее сооружение, 5 – плотина, 6 – мост, 7 – водосливной порог.

6.3. Закрытые водосбросные сооружения

6.3.1. Гидравлический расчет сифонного водосброса.

Сифонный водосброс относится к сооружениям автоматического действия. Водослив сифона располагается на отметке НПУ. Передняя часть трубы имеет расширенный вход и для предупреждения захвата воздуха заглубляется под уровень на 0,7-1м.

В козырьке сифона на отметке НПУ делают воздушные отверстия. Чтобы в сифон не попадали плавающие тела, входное отверстие прикрывают грубой решеткой.

Для принудительного включения сифона (зарядка сифона) предусматривается труба (с задвижкой), через которую можно откачать воздух.

При истечении из сифона под постоянный уровень низшую отметку потолка выходного участка сифона располагают не более, чем на 0,5 м и не менее 0,25 м под уровнем воды нижнего бьефа. При переменном уровне воды за сифоном необходимо устроить водобойный колодец, обеспечивающий

затопление выходного отверстия сифона в тех же пределах. Что указано выше.

Для пропуска больших расходов ставят несколько сифонов (батарея сифонов), у которых отметки водосливов разнятся на 5-10см.

В гидравлическом расчете сифонного водосброса бывает 2 случая:

1. для заданного расхода выбирают тип сифона, определяют поперечные размеры трубы сифона, скорость и вакуум в сифоне.

2. при принятом типе сифона, количестве труб в батарее и поперечных размерах труб определяют расход, скорость и вакуум.

В обоих случаях выполняют расчет сопряжения струи, выходящей из сифона, с нижним бьефом.

Расход сифона определяют по формуле:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH_0} \quad (85)$$

Где μ – коэффициент расхода сифона 0,7-0,85; ω – площадь выходного сечения трубы сифона, м²; H_0 – полный напор, определяемый с учетом скорости подхода, м; H – напор, равный разности уровней воды перед входом и у выхода сифона, м; v_0 – скорость воды при подходе к выходу сифона, м/с.

Коэффициент расхода определяется для двух случаев:

При пропуске воды под уровень:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{(k_m^2 - \sum \xi k_n^2)}} \quad (86)$$

При выпуске в атмосферу:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi k_n^2}} \quad (87)$$

Где k_m – отношение площади выходного сечения к площади живого сечения нижнего бьефа; k_n – отношение площади выходного сечения к площади рассматриваемого сечения; $\sum \xi$ – сумма коэффициентов сопротивления местных потерь состоит из коэффициентов сопротивления во входном сечении, при изменении площади поперечного сечения сифона; на

закруглениях; в выходном сечении (учитывается только при выходе струи воды из сифона под уровень нижнего бьефа) и др.

Скорость в выходном сечении при выпуске воды в атмосферу определяется по формуле:

$$v = \sqrt{\frac{2gH_o}{1 + \Sigma\xi}} \quad (88)$$

После вычисления расхода и скорости определяют вакуум в сифоне, который допускается не больше $\text{вак}_{\text{доп}} \leq 8-8,5$ м вод.ст. Расчет проводят по уравнению Бернулли, составленному для какого-либо сечения относительно плоскости сравнения 0-0:

$$\text{вак} = \frac{p_a}{\gamma} - \frac{p}{\gamma} = y + \frac{v^2}{2g}(1 + \Sigma\xi) - H \quad (89)$$

Где p_a – атмосферное давление, м; p – давление в рассматриваемом сечении, м, y – расстояние от плоскости сравнения до центра рассматриваемого сечения, м, v – скорость в рассматриваемом сечении, м/с.

Если вакуум в сифоне получается больше допустимого, то необходимо уменьшить потери, т.е. придать более плавное очертание поворотам сифона.

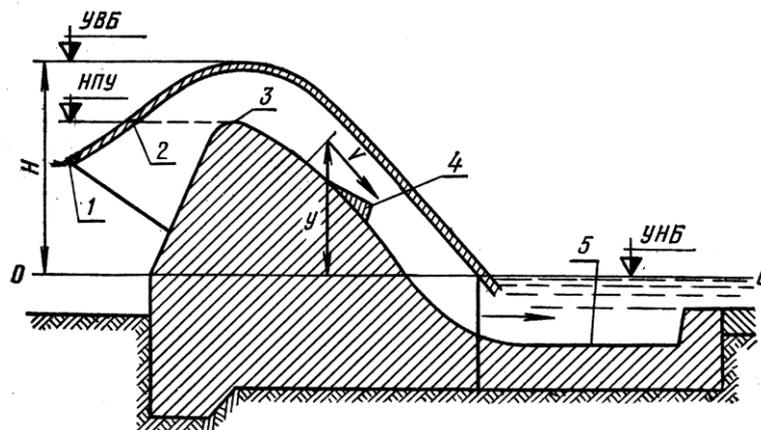


Рисунок 14. Сифонный водосброс:

1 – козырек, 2 – воздушное отверстие, 3 – гребень сифона, 4 – гусек, 5 - водобойный колодец.

6.3.2. Гидравлический расчет трубчато-ковшового водосброса.

Трубчато-ковшовый водосброс состоит из входной части, напорных труб и устройства для гашения энергии потока в нижнем бьефе.

Входная часть представляет собой неподтопленный водослив практического профиля большой ширины с подходом воды с торца и с боков. Если верх водослива находится на отметке НПУ воды, то он является водосбросом автоматического действия.

За водосливным порогом устраивают ковш, в нижней части которого размещаются входные отверстия труб.

Для водосброса обычно применяют железобетонные или асбестоцементные трубы. Трубы укладывают на подготовку из тощего бетона толщиной 0,2-0,4 м. Чтобы предупредить возникновение сосредоточенной фильтрации, вокруг труб укладывают глину или глинобетон.

Гидравлический расчет трубчато-ковшевого водосброса сводится к определению ширины водослива, потере напора в трубах и размера водобойного колодца.

Ширину водослива, обеспечивающую нормальный режим работы сооружения, находят по формуле:

$$b = \frac{Q}{\sigma_n m \sqrt{2g H_1^{3/2}}}, \quad (90)$$

где σ_n - коэффициент подтопления; m – коэффициент расхода; H_1 - напор на пороге водослива, м.

Коэффициент подтопления принимают в зависимости от отношения $\frac{h_n}{H_0}$, где h_n – высота подтопления, м; H_0 – полный напор на пороге водослива с учетом скорости подхода, м.

Имея общую ширину, устанавливают ширину торцевой и боковых частей водослива. Ширина торцевой части должна быть равна или больше входного фронта трубы.

Задаваясь количеством труб, их размерами, определяют скорость $v = \frac{Q}{\omega}$, где ω - площадь живого сечения потока в трубах, м².

Полная потеря напора определяется по зависимости:

$$h_w = \sum \xi \frac{v^2}{2g} = (\xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{вых}} + \xi_{\text{тр}} + \dots) \frac{v^2}{2g} \quad (91)$$

где $\xi_{\text{вх}}$ - коэффициент сопротивления при входе; $\xi_{\text{вых}}$ - коэффициент сопротивления при выходе; $\xi_{\text{тр}}$ - коэффициент сопротивления на трение по длине труб.

Коэффициент сопротивления при входе в трубу принимают при острых кромках $\xi'_{\text{вх}} = 0,5$, при плавном входе 0,2, при весьма плавном входе 0,05.

Коэффициент сопротивления при входе с учетом скорости в трубе:

$$\xi_{\text{вх}} = \xi'_{\text{вх}} \left(\frac{v_{\text{вх}}}{v} \right)^2 \quad (92)$$

где $v_{\text{вх}}$ - средняя скорость течения в сечении на входе, м/с; v - средняя скорость течения в данном сечении трубы, м/с.

Коэффициент сопротивления при выходе под уровень нижнего бьефа:

$$\xi_{\text{вых}} = \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2} \right)^2 \quad (93)$$

где ω_1 - площадь живого сечения потока в трубе, м²; ω_2 - площадь живого сечения потока в водобойном колодце при выходе, м².

Коэффициент сопротивления на трение по длине труб равен:

$$\xi_{\text{тр}} = \frac{\lambda l}{d} \quad (94)$$

где λ - коэффициент сопротивления по длине в трубах; l - длина трубы, м; d - диаметр трубы, м.

Если полные потери напора в трубах примерно равны напору, то сечение труб достаточно для пропуска расчетного расхода.

Для гашения энергии потока в конце трубы устраивают водобойный колодец или водобойную стенку.

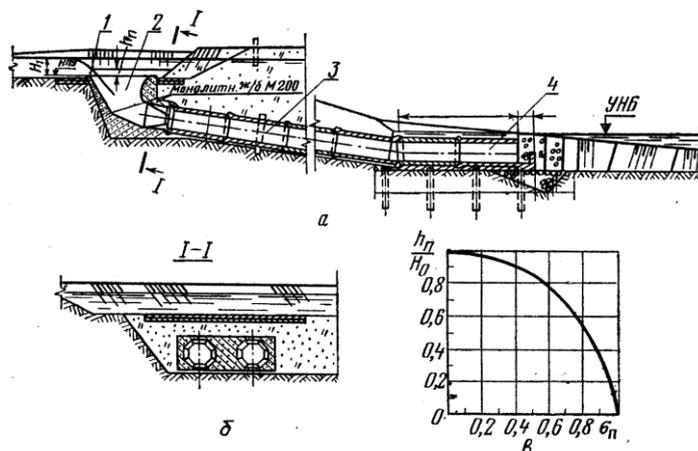


Рисунок 15. Трубчато-ковшовый водосброс (КВАТ-2):

а – трубчато-ковшовый водосброс, 1 – входная часть водосброса, 2 – ковш, 3 – напорные трубы, 4 – гаситель; б – поперечное сечение труб по 1-1; в – график для определения коэффициентов подтопления σ_n .

6.4. Примеры расчета

6.4.1. Гидравлический расчет трубчато-ковшового водосброса

Исходные данные:

$Q=35$ м³/с; $H_1=1,0$ м; отметка уровня воды при сбросе паводковых вод 109,1 м; отметка уровня воды в нижнем бьефе 102,1; уклон труб $i=0,1$; коэффициент шероховатости $n=0,014$; длина труб $l=57,0$ м.

Для создания более спокойного движения воды уровень воды в ковше принимаем выше отметки порога водослива на величину $h_n=0,2$ м. Определяем отметку порога водослива: $109,1 - 1=108,1$ м; отметка уровня воды в ковше будет $108,1 + 0,2 = 108,3$ м; разность уровней воды в ковше и в нижнем бьефе составит $108,3 - 102,1=6,2$ м. Коэффициент подтопления $\sigma_n = 0,96$; коэффициент расхода $m=0,42$.

Определяем ширину водосброса:

$$e = \frac{35}{0,96 \cdot 0,42 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1}^{3/2}} = 20 \text{ м}$$

Принимаем ширину торцевой стенки 6 м, длина каждой из боковых стенок будет равной 7 м.

Для сброса воды примем три трубы, круглого сечения, диаметром $d=1,5$ м, тогда площадь живого сечения потока в трубах:

$$\omega_1 = \pi R^2 = 3,14 \left(\frac{1,5}{2} \right)^2 \cdot 3 = 5,31 \text{ м}^2.$$

$$\text{Определяем скорость в трубах: } v = \frac{35}{5,31} = 6,59 \text{ м/с.}$$

Вход в трубу делаем плавным в виде раструба $d=2$ м, площадь входного раструба будет $\frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} = 3,14 \text{ м}^2$, а скорость на входе в трубы :

$$v_{\text{вх}} = \frac{35}{3,14 \cdot 3} = 3,715 \text{ м/с.}$$

Зная скорости, определяем коэффициент потерь напора при входе :

$$\xi_{\text{вх}} = 0,2 \left(\frac{3,715}{6,59} \right)^2 = 0,06$$

Примем ширину водобойного колодца 6 м и его глубину 1 м. Тогда площадь живого сечения в водобойном колодце будет равна $\omega_2 = 6 \cdot 1 = 6 \text{ м}^2$. Зная площади живых сечений ω_1 и ω_2 , определим коэффициент сопротивления при выходе под уровень

$$\xi_{\text{вых}} = \left(1 - \frac{5,31}{6} \right)^2 = 0,013$$

Определим коэффициент сопротивления на трение в трубах:

$$\xi_{\text{тр}} = \frac{0,021 \cdot 57}{1,5} \cdot 3 = 2,394$$

Определим полные потери напора:

$$\xi_{\text{полн}} = \frac{6,59^2}{2 \cdot 9,81} (0,06 + 0,013 + 2,394 + 0,2) = 5,9 \text{ м}$$

Общий напор:

$$z = \nabla \text{НПУ} - \nabla \text{УНБ} = 108,1 - 102,1 = 6 \text{ м}$$

Так как полные потери напора и общий напор приблизительно равные величины, следовательно, сооружение запроектировано правильно и принятого сечения труб достаточно для пропуска заданного расхода воды.

6.4.2. Гидравлический расчет сифонного водосброса

Исходные данные:

$Q=15 \text{ м}^3/\text{с}$, отметка нормального подпорного уровня воды 35,0 м, отметка уровня воды в верхнем бьефе 37,0 м, отметка уровня воды в нижнем бьефе 30,0 м, длина трубы сифона равна 14,0 м.

Значение коэффициента расхода принимаем $\mu=0,8$, сечение трубы круглое, скоростью подхода пренебрегаем, то есть $H=H_0$, где $H=37,0 - 30,0 = 7,0$ м. Определяем площадь живого сечения трубы:

$$\omega = \frac{15,0}{0,8\sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 7,0}} = 1,6 \text{ м}^2$$

Зная площадь живого сечения, определяем диаметр трубы:

$$d = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,6}{3,14}} = 1,43 \text{ м},$$

Принимаем $d=1,5$ м.

Чтобы определить вакуум в сифоне, необходимо знать скорость в рассматриваемом сечении и суммарный коэффициент сопротивления сифона.

Скорость в трубе равна:

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{15}{1,6} = 9,4 \text{ м/с}.$$

Суммарный коэффициент сопротивления сифонного сооружения складывается из коэффициентов сопротивлений при входе, закруглении, при выходе по длине.

Коэффициент сопротивления на вход равен:

$$\xi_{ex} = \xi'_{ex} \left(\frac{v_{ex}}{v} \right)^2 = 0,2 \cdot \left(\frac{4,87}{9,4} \right)^2 = 0,053,$$

Где $v_{вх}$ – средняя скорость течения в сечении на входе в м/с, определяемая при $d_{вх} = 2,0$ м, то есть $\omega_{вх} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 2,0^2}{4} = 3,14 \text{ м}^2$.

Соответственно средняя скорость течения в сечении на входе составит

$$v_{вх} = \frac{Q}{\omega_{вх}} = \frac{15}{3,14} = 4,87 \text{ м/с}$$

При плавном входе $\xi_{вх}=0,2$

Коэффициент сопротивления на закругления $\xi_{зак}=0,22$.

$$\text{Коэффициент сопротивления на выходе } \xi_{вых} = \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2 = \left(1 - \frac{1,6}{3,6}\right)^2 = 0,435,$$

где ω_1 – площадь живого сечения трубы, м^2 , ω_2 – площадь живого сечения водобойного колодца, определяемая при ширине колодца 2,0 м и глубине 1,8 м, т.е. $\omega_2 = 2,0 \cdot 1,8 = 3,6 \text{ м}^2$.

Коэффициент сопротивления трению по длине равен:

$$\xi_{тр} = \frac{8gl}{C^2 d} = \frac{\lambda \cdot l}{d} = \frac{0,021 \cdot 14,0}{1,5} = 0,196,$$

Где λ – коэффициент, зависящий от шероховатости труб, принимается по таблице 21.

Значения коэффициента λ для круглых труб

Таблица 21

d, м	Коэффициент шероховатости n				
	0,01	0,012	0,013	0,014	0,015
0,2	0,021	0,026	0,033	0,039	0,05
0,3	0,019	0,024	0,029	0,035	0,44
0,4	0,017	0,022	0,026	0,033	0,039
0,5	0,016	0,02	0,025	0,03	0,036
0,6	0,016	0,019	0,024	0,028	0,034
0,7	0,015	0,019	0,023	0,027	0,032
0,8	0,015	0,018	0,022	0,026	0,031
0,9	0,014	0,017	0,021	0,025	0,029
1	0,013	0,017	0,02	0,023	0,28
1,2	0,013	0,016	0,019	0,022	0,0026

1,5	0,012	0,015	0,018	0,021	0,025
2	0,011	0,014	0,016	0,019	0,022
2,5	0,011	0,013	0,015	0,018	0,021
3	0,01	0,012	0,014	0,017	0,02

Определяем вакуум в сифоне относительно плоскости 0-0, используя уравнение Бернулли:

$$v_{\text{вак}} = \frac{P_a}{\gamma} - \frac{P}{\gamma} = y + \frac{v^2}{2g} (1 + \Sigma \xi) - H = 3,0 + \frac{9,4}{2 \cdot 9,81} \cdot (1 + 0,904) - 7,0 = 4,6 \text{ м},$$

$$\text{Где } \Sigma \xi = \xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{зак}} + \xi_{\text{тр}} + \xi_{\text{вых}} = (0,053 + 0,22 + 0,196 + 0,435) = 0,904$$

$Y=3,0$ м соответствует области образования вакуума, $v_{\text{вак доп}} > v_{\text{вак}}$, что удовлетворяет условиям работы сифона.

6.4.3. Гидравлический расчет траншейного водосброса бетонной конструкции

Исходные данные:

Расход, сбрасываемый через траншею, $Q=136,0$ м³/с; напор на пороге водослива $H=1,0$ м; коэффициент заложения откоса $m=1,0$; коэффициент шероховатости $n=0,025$; допустимая скорость $v=3$ м/с.

По формуле для незатопленного водослива с широким порогом определяем длину водослива L , принимая значение коэффициента расхода $m=0.36$.

$$L = \frac{136,0}{0,36 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 1^{3/2}} = 100 \text{ м}$$

Разбивая траншею на пять –шесть участков, определяем расстояние до рассматриваемых сечений: $x_1, x_2, x_3 \dots x_n$.

Находим удельный расход:

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{136,0}{100} = 1,36 \text{ м}^3 / \text{с на 1 м.}$$

Зная удельный расход, вычисляем расход в сечениях:

$$Q_1 = q \cdot x_1 = 1,36 \cdot 20 = 27,2 \text{ м}^3 / \text{с}$$

$$Q_2 = 1,36 \cdot 40 = 54,4 \text{ м}^3 / \text{с}$$

И далее для каждого сечения.

Задаемся средней скоростью в начале траншеи $v_n=1,5$ м/с (на расстоянии $l=0,5$ м от начального сечения), а также средней скоростью в конце траншеи $v_k=2,5$ м/с.

Определяем средние скорости в сечениях:

$$v_1 = v_n + a(x_1 - l)$$

Где a – коэффициент пропорциональности, определяемый по формуле:

$$a = \frac{v_k - v_n}{L - l} = \frac{2,5 - 1,5}{100 - 0,5} = 0,01$$

Тогда v_1 составит:

$$v_1 = 1,5 + 0,01(20 - 0,5) = 1,69 \text{ м/с}$$

Зная средние скорости, определяем площадь живого сечения в каждом сечении:

$$\omega_1 = \frac{Q_1}{v_1}$$

$$\omega_2 = \frac{Q_2}{v_2}$$

И так для каждого сечения.

При известных значениях площади живого сечения и коэффициента заложения откоса определяем глубину из выражения:

$$h_1 = \frac{-b_1 \pm \sqrt{b_1^2 + 4m\omega_1}}{2m} \quad (95)$$

И так для каждого сечения.

Где b – ширина траншеи по дну, принимается линейно изменяющейся: 5м, 8м, 11м и т.д.

$$h_1 = \frac{-5 \pm \sqrt{5^2 + 4 \cdot 1 \cdot 16}}{2 \cdot 1} = 2,21 \text{ м}$$

При известных значениях $Q_1, Q_2, Q_3 \dots, v_1, v_2, v_3 \dots, h_1, h_2, h_3 \dots, b_1, b_2, b_3$ $n=0,025$ определяем для каждого сечения уклон:

$$i_1 = \frac{v_1^2}{C_1^2 R_1} = \frac{1,69^2}{41,7^2 \cdot 1,42} = 0,012$$

И так для каждого сечения.

Зная уклон и расстояние между сечениями, определяем потери напора по формуле:

$$\Delta h_1 = i_1 \Delta x_1 = 0,0012 \cdot 20 = 0,024 \text{ м}$$

По известным значениям h и Δh находят отметки свободной поверхности, отметки дна траншеи и строят продольный профиль. Результаты расчетов удобнее вести в табличной форме (таблица 22):

К гидравлическому расчету траншейного водосброса

Таблица 22

№ п/п	X, м	Q, м ³ /с	V, м/с	ω	b, м	h, м	χ	R	n	C	i	Δh , м	Отметка своб. пов.	Отметка дна траншеи
1	20	27,2	1,69	16	5	2,2	11,2	1,42	0,025	41,7	0,0012	0,024	14,98	12,77
2	40	54,4	1,89	28,7	8	2,7	15,9	1,8	0,025	44	0,001	0,02	14,96	12,26
3	60	81,6	2,09	39	11	2,8	18,9	2,06	0,025	45,2	0,001	0,02	14,94	12,14
4	80	108,8	2,29	47,4	14	2,8	21,9	2,16	0,025	48,5	0,001	0,02	14,92	12,12
5	100	136	2,5	54,4	17	2,8	24,9	2,18	0,025	48,8	0,001	0,02	14,9	12,1

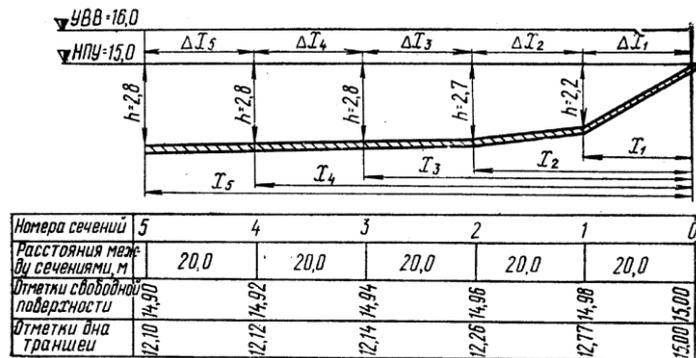


Рисунок 16. Продольный профиль водосбросной траншеи.

Список литературы:

1. Волков И. М., Кононенко П. Ф., Федичкин И. К. Гидротехнические сооружения.— М.: Колос, 1968. — 464 с.
2. Вошинин А. П., Гришин М. М. и др. Проектирование речных гидроузлов на не скальных основаниях. — М.: Энергия, 1967. — 263 с.
3. Гидротехнические сооружения/Под ред. Н. П. Розанова.— М.: Стройиздат, 1978.— 647 с.
4. Ибад-заде Ю. А. Транспортирование воды в открытых каналах.— М.: Стройиздат, 1979. — 272 с.
5. Илюшин В. Ф., Дубинчик Е. И. Высоконапорные подземные водосбросы. — М.: Энергоатомиздат, 1983. — 103 с.
6. Моисеев С. Н., Моисеев И. С. Каменно-земляные плотины — М.: Энергия, 1977. — 219 с.
7. Мойс П.П. Шахтные водосбросы. — М.: Энергия, 1970, — 76 с.
8. Ничипорович А.А. Плотины из местных материалов. — М.: Стройиздат, 1973. — 319 с.
9. Проектирование и строительство больших плотин. — М.: Энергоиздат, 1981, вып.5,- 106 с.
10. Розанов Н. Н. Плотины из грунтовых материалов.— М.: Стройиздат, 1983.— 298 с.
11. Руководство по контролю качества возведения плотин из грунтовых материалов (П 42-75) ВНИИГ. - Л.: 1976. — 36 с.
12. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. — М.: Стройиздат, 1983 г. — 43 с.
13. Руководство по проектированию и расчету подземного контура плотин на не скальных основаниях и их сопрягающих устоев (П 69-77) ВНИИГ. – Л., 1978.— 101 с.

- 14.СНиП II-50—74. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования.— М.: Стройиздат, 1975. — 24 с.
- 15.СНиП 2.05.05-84. Плотины из грунтовых материалов. Нормы проектирования. — Л., 1983. —28 с.
- 16.СНиП Н-54—77. Плотины бетонные и железобетонные. — М.: Стройиздат, 1975.— 32 с.
- 17.СНиП 2.06.04.82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). М.: Стройиздат, 1983. — 37 с.
- 18.Агроклиматический справочник по Саратовской области, под ред. Л.М. Лемберского, Гидрометеорологическое издательство. - Л.1958
- 19.Ю.В. Бондаренко, В.В. Афонин, С.В. Желудкова. Климатология, метеорология и гидрология. Учебное пособие. Саратов-2008г.
- 20.Ю.В. Бондаренко, В.В. Афонин, С.В. Желудкова. Регулирование речного стока и основа эксплуатации водохранилищ, Саратов -2007 г.
- 21.П.Г. Киселев. Справочник по гидравлическим расчетам. М-1974г.
- 22.СНиП 2-01-82 Строительная климатология и геофизика, М-1983
- 23.СП 33-101-2003 Определение расчетных гидрологических характеристик.
- 24.СНиП 2.06.01-86 Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования. М.-1987