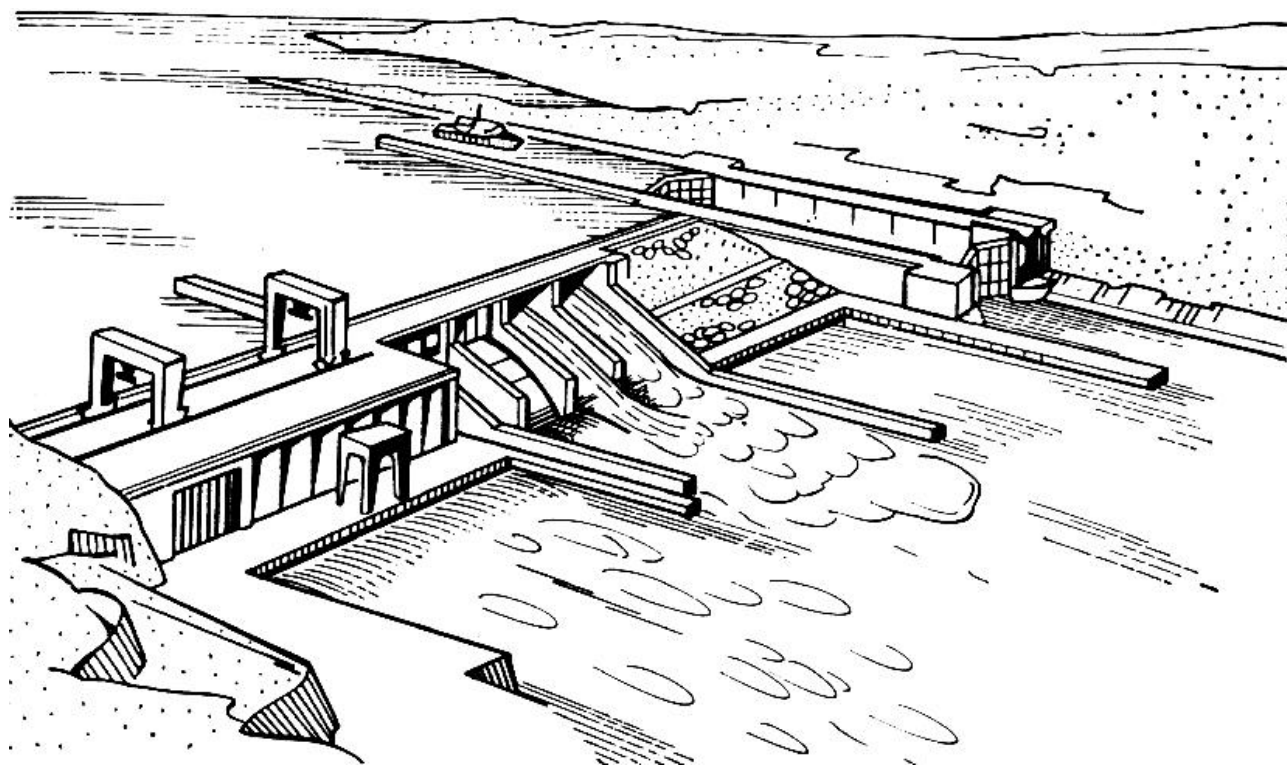


Министерство образования и науки Российской Федерации
Государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

Е. Н. Горохов, А.Н. Ежков, И.С. Сობоль

РЕЧНОЙ ГИДРОУЗЕЛ

Учебное пособие



Нижегород
2018

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

Е. Н. Горохов, А. Н. Ежков, И. С. Соболев

Речной гидроузел

Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия

Нижний Новгород
ННГАСУ
2018

ББК 38.77
Р 46
УДК 627.824

Печатается в авторской редакции

Рецензенты:

- И. В. Липатов* – д-р техн. наук, профессор (ФГБОУ ВО «Волжский государственный университет водного транспорта»)
С. В. Степанов – главный инженер МКУ «Управление инженерной защиты территорий города Нижнего Новгорода»

Горохов Е. Н. Речной гидроузел [Текст]: учеб. пособие / Е. Н. Горохов, А. Н. Ежков, И. С. Соболев; Нижегород. гос. архитектур. - строит. ун - т – Н. Новгород: ННГАСУ, 2018. – 153 с.; ил. ISBN 978-5-528-00269-9

В пособии рассмотрены вопросы компоновки речных гидроузлов, состав основных сооружений речных гидроузлов. Даны рекомендации по выбору типа, конструированию профиля и основных элементов, выполнению фильтрационных и статических расчетов плотины из грунтовых материалов. Изложен порядок проектирования, состав и методы расчета бетонной водосливной плотины на нескальном основании и сопрягающего устоя. Приведены справочные данные для расчета основных сооружений речного гидроузла.

Предназначено для выполнения курсовых проектов и выпускных квалификационных работ студентам, обучающимся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство, профиль Строительство инженерных, гидротехнических и природоохранных сооружений, а также по специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений, специализация Строительство гидротехнических сооружений повышенной ответственности.

ББК 38.77

ISBN 978-5-528-00269-9

© Е.Н. Горохов, А.Н. Ежков,
И. С. Соболев, 2018
© ННГАСУ, 2018.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	6
1. КОМПОНОВКА РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ.....	7
2. КЛАСС ГИДРОУЗЛА.....	10
3. ПЛОТИНА ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ.....	11
3.1. Выбор типа плотины.....	11
3.2. Конструирование профиля плотины.....	13
3.2.1. Очертание откосов.....	13
3.2.2. Ширина гребня.....	13
3.2.3. Отметка гребня.....	14
3.2.4. Крепление откосов.....	17
3.2.5. Дренажные устройства.....	22
3.2.6. Противофильтрационные устройства.....	23
3.2.7. Прогноз зернового состава и расчет границ зон фракционирования грунта в намывных плотинах.....	25
3.3. Расчеты плотин из грунтовых материалов.....	30
3.3.1. Фильтрационные расчеты плотины.....	30
3.3.1.1. Расчетные случаи и схемы.....	31
3.3.1.2. Положение поверхности фильтрационного потока в теле плотины	31
3.3.1.3. Фильтрационный расход воды через тело и основание плотины.....	32
3.3.1.4. Фильтрационная прочность грунтов тела и основания плотины.....	33
3.3.2. Расчет статической устойчивости откосов.....	34
3.3.3. Подбор обратных фильтров дренажных устройств..	39
4. БЕТОННАЯ ВОДОСЛИВНАЯ ПЛОТИНА НА НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ.....	41
4.1. Гидравлический расчет водосливной плотины.....	41
4.1.1. Определение расчётного расхода.....	41

4.1.2.	Определение размеров водосливных отверстий.....	43
4.1.3.	Поверочный расчет водослива на пропуск льда.....	48
4.1.4.	Очертание профиля водослива.....	48
4.1.5.	Выбор основного гидромеханического оборудования.....	50
4.1.6.	Расчет сопряжения бьефов.....	51
4.1.7.	Определение размеров водобоя и рисбермы.....	58
4.2.	Конструирование бетонной водосливной плотины.....	60
4.3.	Назначение класса бетонной плотины.....	63
4.4.	Фильтрационные расчеты бетонной плотины.....	65
4.4.1.	Выбор схемы и основных размеров элементов подземного контура.....	65
4.4.2.	Фильтрационный расчет подземного контура плотины.....	66
4.4.2.1.	Схема с висячим шпунтом и понуром.....	66
4.4.2.2.	Схема со шпунтом, добытым до скального водоупора.....	70
4.4.2.3.	Схема со шпунтом, добытым до глинистого водоупора.....	72
4.4.3.	Расчет фильтрационной прочности основания.....	74
4.4.4.	Фильтрационный расход в основании.....	75
4.5.	Статические расчеты бетонной плотины.....	76
4.5.1.	Предпосылки к статическому расчету.....	76
4.5.2.	Сбор нагрузок, действующих на расчетную секцию плотины.....	77
4.5.3.	Расчет устойчивости плотины против сдвига.....	83
4.5.4.	Проверка несущей способности основания.....	84
4.6.	Расчеты сопрягающего устоя.....	86
4.6.1.	Выбор схемы устоя.....	86
4.6.2.	Фильтрационный расчет сопрягающего устоя.....	87

4.6.3. Статический расчет устоя.....	87
4.6.3.1. Сбор нагрузок, действующих на устой.....	87
4.6.3.2. Расчет устоя против сдвига.....	91
4.6.3.3. Проверка несущей способности основания устоя..	92
5. ВОДОСБРОСНЫЕ И ВОДОСПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ГИДРОУЗЛОВ С ПЛОТИНАМИ ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ.....	93
5.1. Общие сведения о водопропускных сооружениях.....	93
5.2. Трубчатый водосброс	96
5.3. Береговой открытый водосброс	99
5.4. Трубчатый водоспуск	101
5.5. Расчет гасителя энергии потока воды	105
6. ОЧЕРЕДНОСТЬ СТРОИТЕЛЬСТВА ГИДРОУЗЛОВ.....	106
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	107
Приложение А. К конструированию профиля плотины из грунтовых материалов.....	111
Приложение Б. К расчетам плотины из грунтовых материалов.....	117
Приложение В. Примеры плотин из грунтовых материалов, построенных в России и других странах.....	126
Приложение Г. Примеры конструкций водосбросов и водоспусков различных типов и их компоновок в составе гидроузла	141
Приложение Д. К гидравлическому расчету водосливной плотины.....	147
Приложение Е. Назначение класса бетонной плотины.....	149
Приложение Ж. К фильтрационному расчету водосливной плотины.....	150
Приложение З. К статическому расчету водосливной плотины.....	151

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее учебное пособие предназначено для практического освоения дисциплины «Сооружения речных гидроузлов» студентами, обучающимися по направлению подготовки 08.03.01 Строительство, профиль Строительство инженерных, гидротехнических и природоохранных сооружений, а также по специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений, специализация Строительство гидротехнических сооружений повышенной ответственности.

В учебном пособии рассмотрены вопросы компоновки речных гидроузлов, состав основных сооружений речных гидроузлов, представлен пример компоновки средненапорного гидроузла на равнинной реке.

В учебном пособии изложены методы проектирования и расчетов грунтовых плотин и водосбросных сооружений речных гидроузлов, приведены необходимые справочные и нормативные данные для выполнения курсового проекта по дисциплине «Сооружения речных гидроузлов».

Пособие может быть также использовано при выполнении выпускных квалификационных работ.

1. КОМПОНОВКА РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

Под компоновкой гидроузла понимается такое взаимное расположение входящих в него сооружений, которое наиболее эффективно обеспечивает решение намечаемых народнохозяйственных задач.

При проектировании речных гидроузлов, как правило, исходят из условия комплексного использования стока рек для удовлетворения потребностей в воде различных отраслей народного хозяйства, в том числе нужд энергетики, водоснабжения, ирригации, водного транспорта, рыбного хозяйства [6]. В связи с этим в состав гидроузлов наряду с плотиной обычно включают в том или ином сочетании различные специальные гидротехнические сооружения, такие, как гидроэлектростанцию, водозабор, водосброс, судоходный шлюз, рыбозащитное устройство и т. п. Большое число этих сооружений при значительном разнообразии природных условий и требований, предъявляемых к размещению каждого из них, существенно осложняет компоновку гидроузла.

При заданном составе сооружений проектируемого гидроузла на их компоновку оказывают существенное влияние такие факторы, как топографические и геологические условия на участке расположения створа, водность реки, напор, условия строительства отдельных сооружений, расположение потребителей и дорог, условия эксплуатации сооружений гидроузла и др.

При проектировании компоновки отдельных сооружений, входящих в гидроузел, необходимо учитывать следующее:

- пропуск строительных расходов в период строительства;
- каждое сооружение должно возможно лучше выполнять свои функции;
- каждое сооружение не должно затруднять или ухудшать работу соседнего сооружения;
- во время эксплуатации гидроузла должен обеспечиваться возможно лучший пропуск через него воды, льда и наносов, не должны возникать опасные размывы грунта, заторы льда и т.п.

– схема гидроузла должна быть, возможно, более компактной.

При компоновке гидроузла, прежде всего, следует определить габариты отдельных сооружений, входящих в состав гидроузла: здания ГЭС, судоходного шлюза, бетонной плотины, земляной плотины и т.п. Далее следует рассмотреть, каким образом в гидроузле должны располагаться бетонные сооружения. С точки зрения производства работ все бетонные сооружения желательно расположить в одном месте; с точки зрения эксплуатации гидроузла судоходные сооружения желательно располагать на противоположном берегу реки.

При проектировании компоновки необходимо учитывать: расположение железнодорожных путей, подъездных путей (дорог) к месту строительства, а также вопрос о создании местных (в пределах гидроузла) временных дорог и мостов.

В случае низконапорных узлов, когда пойма реки при подпоре, вызванном плотиной, не затопливается (или пойма отсутствует), все сооружения размещают в коренном русле.

При компоновке гидроузла стремятся к тому, чтобы он был компактным, а все его сооружения могли наилучшим образом выполнять свои функции в период эксплуатации.

На практике чаще всего применяются две основные схемы компоновки речных гидроузлов с водосливными плотинами: русловая, когда водосливная плотина строится в русле реки методом секционных перемычек и пойменная, когда водосливная плотина располагается на пойме, а русло перекрывается грунтовой плотиной отсыпаемой в воду [30].

Иногда применяется полупойменная компоновка, когда бетонные сооружения частично размещаются в русле реки.

Пример компоновки гидроузла приведены на рис. 1.1.

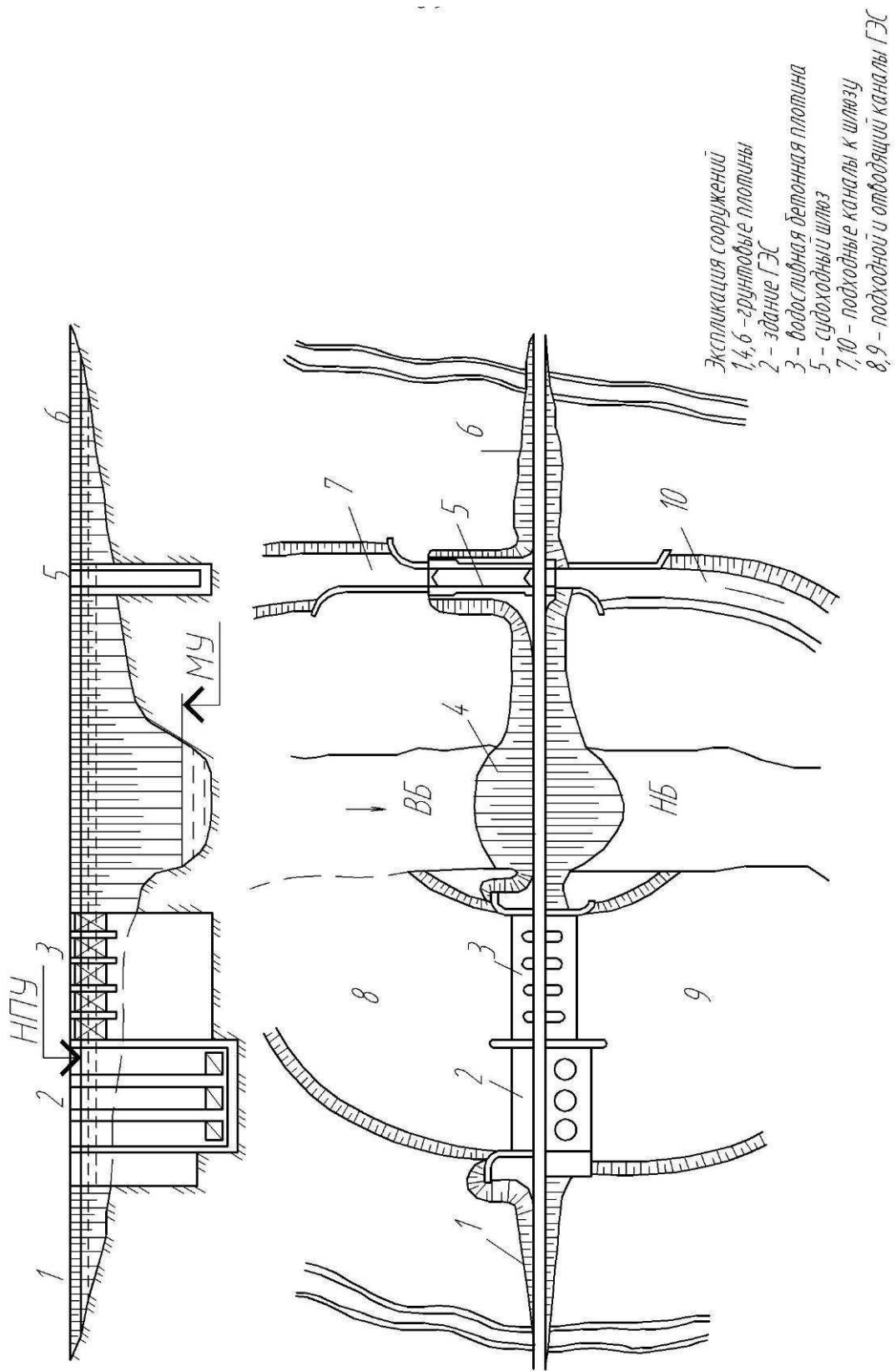


Рис. 1.1.1. Компоновка средненапорного гидроузла на равнинной реке

2. КЛАСС ГИДРОУЗЛА

Класс речных гидроузлов следует определять в соответствии с указаниями СП 58.13330.2012 [2].

В соответствии с п. 8.3. СП 58.13330.2012 [2] класс основных гидротехнических сооружений комплексного гидроузла, обеспечивающего одновременно потребности нескольких участников водохозяйственного комплекса (энергетики, транспорта, мелиорации, водоснабжения, борьбы с наводнениями и пр.), надлежит устанавливать по сооружению, отнесенному к более высокому классу.

Класс основных сооружений, входящих в состав напорного фронта, должен устанавливаться по сооружению, отнесенному к более высокому классу.

Назначать класс гидротехнического сооружения следует в соответствии с приложением Б СП 58.13330.2012 [2].

В соответствии с п. 8.2. СП 58.13330.2012 класс основных гидротехнических сооружений следует принимать равным наиболее высокому его значению из определенных по таблицам Б.1-Б.4 приложения Б СП 58.13330.2012 [2].

3. ПЛОТИНА ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

3.1. Выбор типа плотины

Тип плотины следует выбирать в зависимости от топографических и инженерно – геологических условий основания и берегов, гидрологических и климатических условий района строительства, величины напора воды, наличия грунтовых строительных материалов, сейсмичности района, общей схемы организации строительства и производства работ, особенностей пропуска строительных расходов воды, сроков ввода в эксплуатацию и условий эксплуатации плотины [3, табл. 1, п.4.3].

В настоящем курсовом проекте к рассмотрению принимаются земляные насыпные и намывные плотины. Виды земляных насыпных и намывных плотин приведены в [3, п.5.1, п.6.3; 6, рис.6.1, 6.2, 6.3]. Определяющими факторами выбора типа плотины условно приняты: инженерно – геологические условия основания и берегов, наличие местных грунтовых строительных материалов и их физико-механические характеристики.

В соответствии с гранулометрическим составом грунтов, из которых предполагается возводить плотину (грунт первого слоя основания), выбирается тип плотины по условиям ее строительства [3, табл. 1, 4, п.5.5, п. 6.9; 6, п.6.3; 7, с.92].

Оценку пригодности карьерного грунта для намывных и насыпных плотин в зависимости от зернового состава следует производить по графикам рис. 3.1. Тип плотины определяется по кривой гранулометрического состава карьерного грунта в зависимости от области в которой находится данная кривая.

При расположении кривой гранулометрического состава в области I и II (рис.3.1) намывных плотин следует определить вид плотины – однородная или неоднородная (с ядром) в зависимости от коэффициента разнотерности грунта η :

для намывных однородных плотин

$$\eta = k_{60/10} = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 2,5 \text{ или } \eta = k_{90/10} < 5, \quad (3.1)$$

для намывных неоднородных (с ядром) плотин

$$\eta = k_{60/10} = \frac{d_{60}}{d_{10}} \geq 2,5 \text{ или } \eta = k_{90/10} \geq 5, \quad (3.2)$$

где $k_{60/10}, k_{90/10}$ – коэффициенты разнозернистости;

d_{10}, d_{60}, d_{90} – диаметры частиц, содержание которых в грунте составляет 10, 60 и 90% соответственно.

При расположении кривой гранулометрического состава в области III и IV (рис. 3.1) плотина проектируется насыпной однородной, в области V (рис.3.1) – с противофильтрационными элементами в теле (ядро, диафрагма, экран) и в основании (понур, зуб, цементационная завеса).

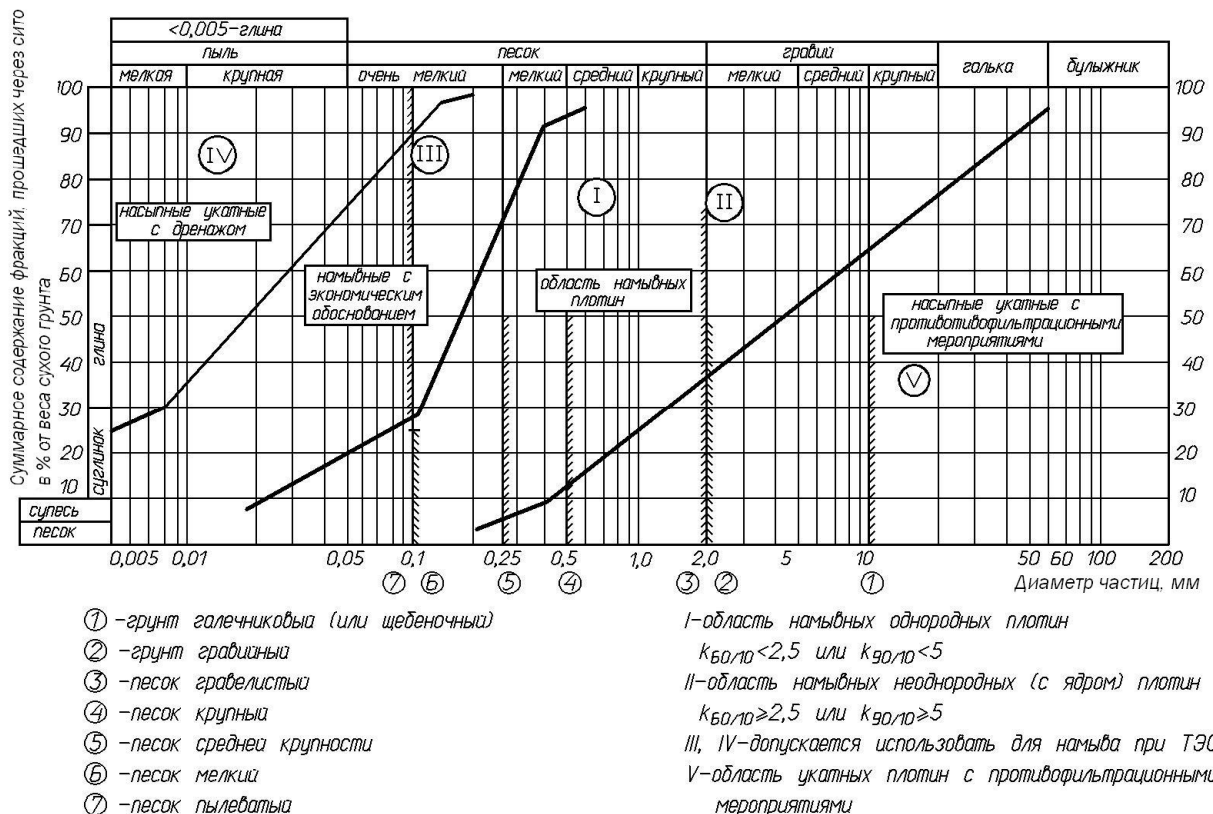


Рис. 3.1. К выбору типа плотины

3.2. Конструирование профиля плотины

Конструирование поперечного профиля плотины – это подбор устойчивого, наиболее экономичного профиля и определение параметров его основных элементов.

3.2.1. Очертание откосов

Крутизну (заложение) откосов (m_v – верхового и m_n - низового) плотины надлежит назначать, исходя из условия их устойчивости с учетом: а) физико-механических характеристик грунтов откосов и основания; б) действующих на откосы сил; в) высоты плотины; г) производства работ по возведению плотины и условий ее эксплуатации [3, п.5.9 – 5.37].

При предварительном назначении крутизны откосов можно воспользоваться данными табл. А.1, А.2, А.3 прил. А, выполнив последующую проверку расчетом статической устойчивости откосов.

На откосах плотины, как правило, следует предусматривать устройство берм, определяя их число в зависимости от высоты плотины, условий производства работ, типов крепления откоса и его общей устойчивости [3, п.5.10; 6, п. 6.4.1]. Бермы следует предусматривать на верховом откосе у нижней границы его крепления для создания необходимого упора (подробнее в п.3.4). На низовом откосе - для служебных проездов, сбора и отвода атмосферных вод, размещения контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) – бермы располагают через 10 – 15 м по высоте. Устройство берм не должно вести к уположению откоса, определенного расчетом. Ширина берм (B_6) определяется их назначением и составляет не менее 3 м, если берма предназначена для проезда, и не менее 2 м, если проезд не предусмотрен [6, п. 6.4.1].

3.2.2. Ширина гребня

Ширину гребня плотины (B_r) следует устанавливать в зависимости от условий производства работ и эксплуатации (использования гребня для проезда, прохода и других целей), но не менее 4,5 м [3, п. 5.11]. При устройстве

по гребню автомобильной дороги его ширина назначается по табл. А.4 прил. А, при устройстве по гребню железной дороги его ширина назначается по табл. А.5 прил. А.

Ширину гребня плотины в местах сопряжения с другими сооружениями или с берегами следует устанавливать в соответствии с конструкцией сопряжения и необходимостью создания площадок для различных целей [6, п.6.4.1].

3.2.3. Отметка гребня

Отметку гребня плотины ($\sqrt{\Gamma_r}$) следует назначать на основе расчета возвышения его над расчетным уровнем воды [3, п. 5.12*].

Возвышение гребня плотины надлежит определять для двух случаев стояния уровня воды в верхнем бьефе:

а) при НПУ или при более высоком уровне, соответствующем пропуску максимального паводка, входящего в основное сочетание нагрузок и воздействий;

б) при ФПУ, при пропуске максимального паводка, относимого к особым сочетаниям нагрузок и воздействий.

Возвышение гребня плотины h_s (рис.3.2 а) в обоих случаях определяется по формуле [3, ф.1]:

$$h_s = \Delta h_{set} + h_{run1\%} + a, \quad (3.3)$$

где Δh_{set} - ветровой нагон воды в верхнем бьефе, м;

$h_{run1\%}$ - высота наката ветровых волн обеспеченностью 1%, м;

a - запас возвышения гребня плотины, м.

При определении первых двух слагаемых формулы (3.1) следует принимать обеспеченности скорости ветра для расчета элементов волн, наката и нагона при основном сочетании нагрузок и воздействий (при НПУ) для сооружений I, II классов - 2 % и III, IV классов - 4 %; при особом сочетании нагрузок и воздействий (при ФПУ) эти обеспеченности следует принимать для

сооружений I - II классов 20 %, для III класса - 30 %, для IV класса - 50 %.

Запас a для всех классов плотин следует принимать не менее 0,5 м.

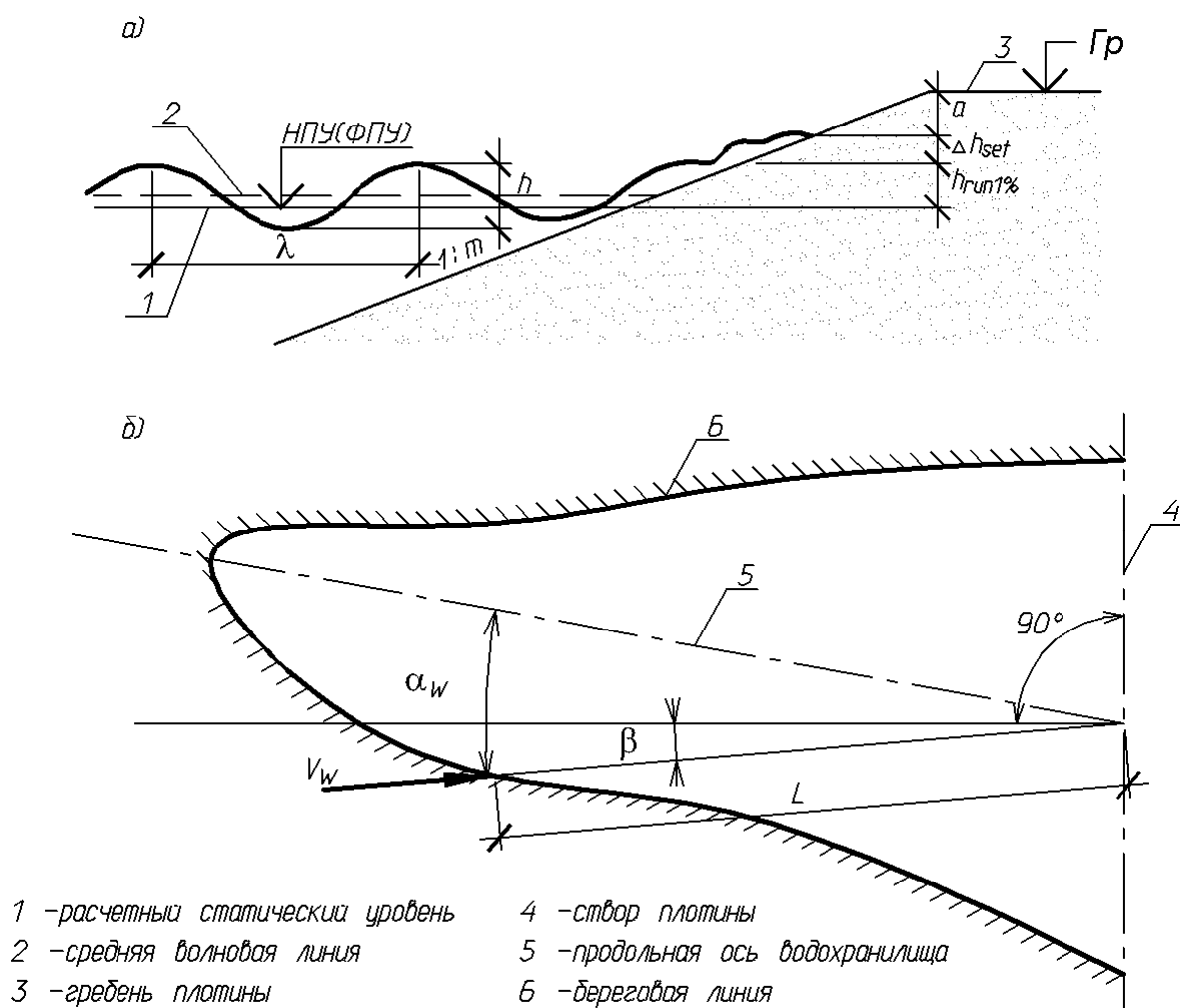


Рис. 3.2. Схемы к определению:
а) отметки гребня плотины; б) величин α_w , β , L

Величину ветрового нагона Δh_{set} , следует определять методом последовательных приближений по формуле [4, прил. Б, ф. Б1*]:

$$\Delta h_{set} = K_{\omega} \frac{V_{\omega}^2 L}{g(d + 0,5\Delta h_{set})} \cos \alpha_{\omega}, \quad (3.4)$$

где (рис.3.2 б) α_{ω} - угол между продольной осью водоема и направлением ветра, град.;

V_{ω} - расчетная скорость ветра, м/с;

L - длина водохранилища по направлению господствующих ветров (разгон), м;

K_{ω} - коэффициент, принимаемый по табл. А.6 прил. А;

d - глубина воды перед плотиной, м.

На стадии курсового проектирования допускается пренебречь величиной $0,5\Delta h_{set}$ в знаменателе формулы (3.2), приняв ее равной 0.

Высоту наката ветровых $h_{run1\%}$ волн обеспеченностью 1% следует определять по формуле [4, прил. Д, ф. Д1]:

$$h_{run1\%} = K_r \cdot K_p \cdot K_{sp} \cdot K_{run} \cdot h_{1\%}, \quad (3.5)$$

здесь K_r и K_p - коэффициенты шероховатости и проницаемости откоса, принимаемые по табл. А.7 прил. А, зависящие от характеристик откоса;

K_{sp} - коэффициент зависящий от заложения верхового откоса m_b и от V_{ω} , принимаемый по табл. А.8 прил. А;

K_{run} - коэффициент, принимаемый по графикам рис. А.1 прил. А, в зависимости от показателя пологости волн $\frac{\overline{\lambda_d}}{h}$;

$h_{1\%}$ - высота волны 1% обеспеченности.

Высоту волны i %-ой обеспеченности следует определять умножением средней высоты волн на коэффициент k_i , принимаемый по графикам рис. А.3 прил. А для безразмерной величины gL/V_{ω}^2 . При сложной конфигурации береговой черты значение gL/V_{ω}^2 должно приниматься по величине gh_d/V_{ω}^2 и верхней огибающей кривой рис. А.2 прил. А.

Среднюю высоту $\overline{h_d}$, м, и средний период волн \overline{T} , с, в глубоководной зоне необходимо определять по верхней огибающей кривой рис. А.2 прил. А. По значениям безразмерных величин gT/V_{ω} и gL/V_{ω}^2 и верхней огибающей кривой необходимо определять значения $g\overline{h_d}/V_{\omega}^2$ и $g\overline{T}/V_{\omega}$ и по меньшим их величинам вычислить среднюю высоту и средний период волн.

Среднюю длину волн $\overline{\lambda}_d$, м, при известном значении \overline{T} следует определять по формуле [4, прил. А, п. А6, ф. А1]:

$$\overline{\lambda}_d = \frac{g\overline{T}^2}{2\pi} \quad (3.6)$$

Отметку гребня плотины проектируют с учетом строительного подъема по прогнозируемой осадке плотины и ее основания [3, п. 5.12, пп.9.16* и 9.17*; 6, с.166].

При наличии на гребне плотины сплошного парапета, рассчитанного на воздействие волн, возвышение его верха над уровнем верхнего бьефа надлежит принимать не ниже значений, полученных, по формуле (3.3). Возвышение гребня плотины в этом случае назначают на 0,3 м над НПУ или на отметке ФПУ, причем, принимают высшую из них. [3, п. 5.13; 6, с. 166].

Из двух полученных результатов расчета выбирают более высокую отметку гребня:

$$\downarrow \Gamma_{гр} = \text{ФПУ} + h_s, \text{ или} \quad (3.7)$$

$$\downarrow \Gamma_{гр} = \text{НПУ} + h_s \quad (3.8)$$

3.2.4. Крепление откосов

Откосы земляных плотин следует защищать специальными креплениями, рассчитанными на воздействие волн, льда, течений воды, изменения уровня воды, атмосферных осадков, ветра, прочих климатических и других разрушающих откос факторов (проникновения землеройных животных, пучения глинистого грунта в зимний период и др.) [3, п.5.15].

Для защиты верхового откоса, как правило, следует применять следующие виды креплений [3, п.5.16]: а) каменные (насыпные); б) бетонные монолитные, железобетонные сборные и монолитные с обычной и предварительно напряженной арматурой; в) асфальтобетонные; г) биологические.

Крепление верхового откоса плотины делится на основное, расположенное в зоне максимальных волновых и ледовых воздействий, возникающих в эксплуатационный период, и облегченное - ниже основного крепления.

Верхней границей основного крепления следует считать отметку гребня плотины [3, п. 5.19]. В случае же значительного возвышения гребня над расчетным уровнем воды основное крепление следует заканчивать ниже гребня на отметке высоты наката h_{run} ; далее до гребня доводят облегченное крепление. Нижнюю границу основного крепления следует назначать, считая от минимального уровня сработки водохранилища, на глубине:

$$h = 2h_{1\%} , \quad (3.9)$$

при этом нижняя граница основного крепления должна быть ниже минимального уровня сработки водохранилища не менее чем на $1,5t$, где t - расчетная толщина ледяного покрова [3, п.5.20].

Каменное крепление откосов устраивается при высоте волны до 2,5 м в виде наброски или мощения по слою подготовки, играющей роль обратного фильтра [11, п. 8.2].

Каменные материалы для крепления откосов следует применять из изверженных, осадочных и метаморфических пород, обладающих необходимой прочностью, морозостойкостью и водостойкостью [3, п. 5.24], с удельным весом $\gamma_k > 24 \text{ кН/м}^3$ [11, п. 8.2].

Для крепления откосов каменной наброской следует применять, как правило, несортированный камень (горную массу) [3, п.5.21].

Расчетный вес камня, устойчивого против разрушающего действия волн, можно определить по формуле [11, ф. 8.2]:

$$Q = \frac{\mu \gamma_k h_g^2 \lambda}{(\gamma_k / \gamma_0 - 1)^3 \sqrt{1 + m^3}} , \quad (3.10)$$

где μ - коэффициент, принимаемый для каменной наброски равным 0,025;

γ_k - удельный вес камня;

γ_0 - удельный вес воды;

m - заложение откоса;

h_g и λ - расчетные значения высоты и длины волны.

Для характеристики укладываемого материала удобнее использовать геометрические размеры и задавать крупность камня. Соотношение веса камня и среднего диаметра, приведенного к диаметру шара, дает следующая формула [11, ф. 8.3]:

$$D_{ш} = \sqrt[3]{Q/0,524\gamma_k} . \quad (3.11)$$

Толщина каменной наброски должна обеспечивать защиту фильтра и тела плотины от размыва и назначается не менее $3D_{ш}$ для несортированного камня и $2,5D_{ш}$ для сортированного [11, п. 8.2].

Каменное мощение применяют при малой высоте волн до 1 - 1,2 м. Его устройство более трудоемко, чем наброска камня. Каменное мощение проводится по слою гравийной или щебенистой подготовки и требует меньше камня. Толщина каменного мощения определяется формулой [11, ф. 8.4]:

$$\delta = 1,7 \frac{\gamma_0}{(\gamma_k - \gamma_0)} \cdot \frac{\sqrt{1+m^2}}{m(m+2)} \cdot h_0 . \quad (3.12)$$

Бетонные и железобетонные крепления выполняются в виде монолитных плит, бетонируемых непосредственно на месте, или из сборных плит.

Монолитные бетонные плиты устраивают для защиты верхового откоса при высоте волны 2 - 4 м. Они имеют толщину от 0,15 до 0,5 м и размеры в плане от 5x5 до 20x20 м и более. Швы между плитами делают открытые или закрытые. В случае водонепроницаемых швов исключается необходимость устройства фильтра в основании плит.

Толщина монолитной плиты может быть определена из условия ее всплытия при действии взвешивающего противодействия [11, ф. 8.7]:

$$\delta_n = 0,07kh \frac{\gamma_0}{(\gamma_b - \gamma_0)} \cdot \frac{\sqrt{1+m^2}}{m} \cdot \sqrt[3]{\lambda/B} , \quad (3.13)$$

где k - коэффициент, равный 1,25 - 1,3;

B - длина плиты по нормали к урезу воды;

γ_b - удельный вес бетона.

Крепление откосов плитами предохраняет их также от разрушения ледовыми нагрузками. В этом случае прочность плит проверяется на усилия со стороны ледяных полей водохранилищ. Расчетные случаи, регламентированные действующими нормативными документами, предусматривают учет нагрузок от движущихся ледяных полей, остановившегося ледяного поля под воздействием течения воды и ветра, температурного расширения льда, а также от примерзшего к покрытию ледяного покрова при изменении уровня воды в водохранилище.

Сборные плиты делают толщиной от 8 до 20 см и размерами от 1,5x1,5 до 5x5 м. Плиты укладывают на сплошной обратный фильтр и шарнирно соединяют друг с другом. Швы между плитами оставляют открытыми или омоноличивают. Для герметизации швы между плитами уплотняют асфальтобетоном или фасонной резиной, что придает креплению гибкость.

Крепление низового откоса следует выбирать в зависимости от материала, из которого возведена низовая призма плотины, с целью защиты его от атмосферных воздействий и разрушения землеройными животными. Для крепления низового откоса из песчаных или глинистых грунтов следует применять посев трав по растительному слою толщиной 0,2-0,3 м, отсыпку щебня или гравия слоем толщиной 0,2 м и другие виды облегченных покрытий [3, п. 5.30*].

Обратные фильтры под креплением откосов, выполненным в виде каменной наброски, плит с открытыми швами или со сквозными отверстиями и т.п., могут состоять из одного слоя разнотернистого материала или двух слоев материалов с различными по крупности частицами, а также из искусственных водопроницаемых материалов (стекловолокна, геотекстиля, минеральной ваты и др.). Материал для обратного фильтра, число слоев и их толщину выбирают в зависимости от вида грунта откоса, наличия и состава местного материала [3, п. 5.32, 5.33].

Под креплениями из монолитных или сборных железобетонных плит (с уплотненными швами или замоноличенных в секции) на откосах из песчаных

или глинистых грунтов следует, как правило, укладывать однослойный обратный фильтр [3, п.5.35].

Конструкции различных видов крепления верхового откоса представлены на рис. 3.3.

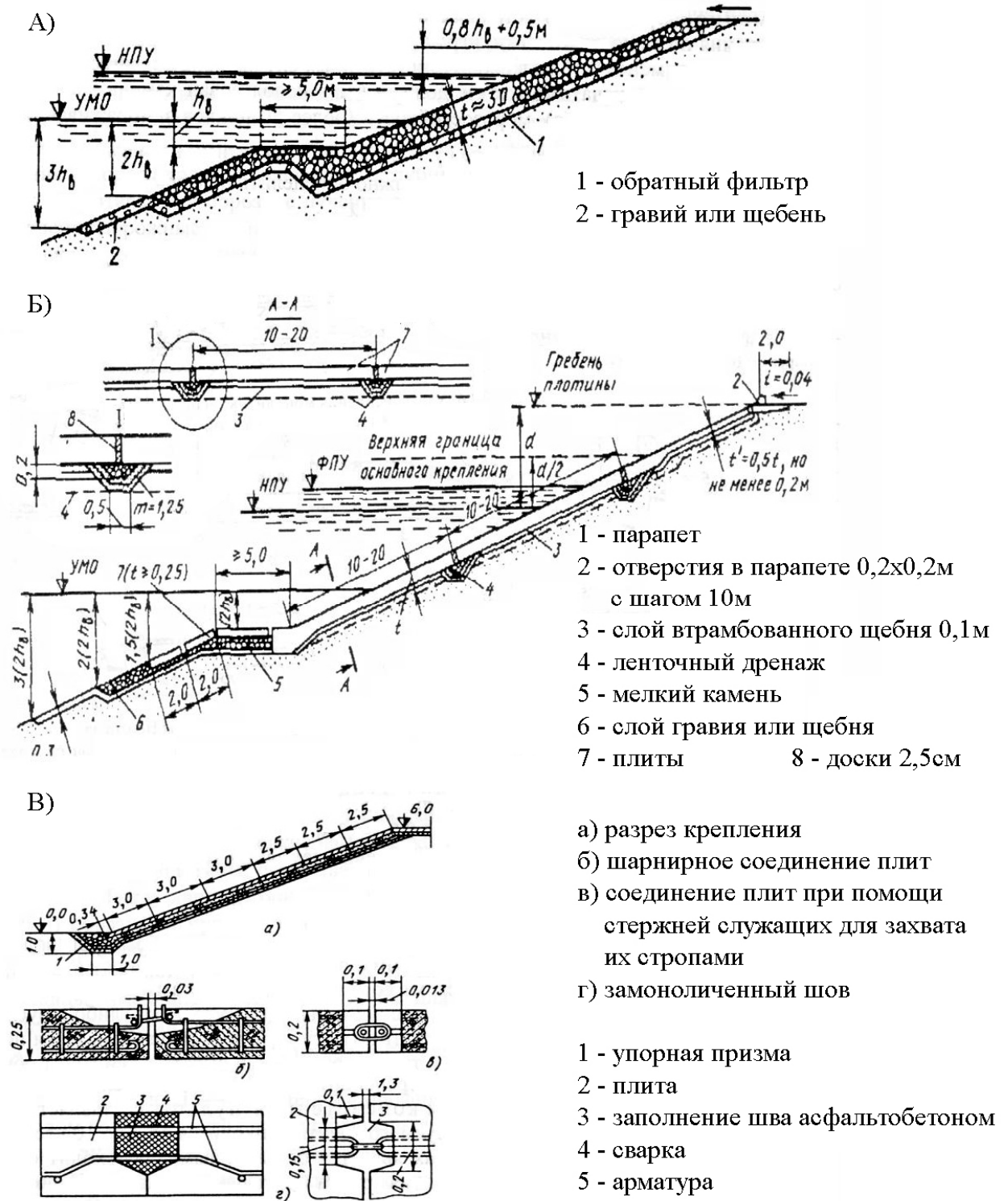


Рис. 3.3. Конструкции различных видов крепления верхового откоса [11, п.8.2]
А) каменной наброской; Б) бетонными плитами; В) сборными железобетонными плитами

3.2.5. Дренажные устройства

Устройство дренажа тела земляной плотины следует проектировать с целью [3, п.5.52]: а) организованного отвода воды, фильтрующейся через тело и основание плотины в нижний бьеф; б) предотвращения выхода фильтрационного потока на низовой откос и в зону, подверженную промерзанию; в) экономически обоснованного снижения депрессионной поверхности для повышения устойчивости низового откоса (внутренний дренаж); г) повышения устойчивости верхового откоса при быстрой сработке водохранилища, а также для снятия порового давления, возникающего при сейсмических воздействиях; д) отвода воды, профильтровавшейся через экран, ядро.

Конструкции дренажных устройств низовой части плотины представлены на рис.3.4 по данным [3, п.5.53*, рисунок 3].

В русловой части плотины чаще всего применяется наружный дренаж в виде каменного банкета или комбинированный дренаж: каменный банкет с наклонным дренажем. В частях плотины, перекрывающих затопливаемую пойму, целесообразно применять наклонный дренаж, а незатопливаемую - трубчатый дренаж.

Дренажный банкет (рис. 3.4. а) следует выполнять, как правило, на русловых участках плотины при ее возведении без перемычек и при перекрытии реки отсыпкой камня в воду. Превышение гребня дренажного банкета h_s (при отсутствии наклонного дренажа) над максимальным уровнем нижнего бьефа (рис. 3.4. а, б) следует определять с запасом на волнение, но не менее 0,5 м. Ширину банкета поверху (B_6) назначают из условий производства работ, но не менее 1 м. При сопряжении тела плотины с дренажным банкетом должна быть обеспечена фильтрационная прочность сопряжения за счет устройства обратного фильтра по внутреннему откосу банкета. При наличии в основании мелкозернистого грунта и больших выходных градиентов напора под дренажным банкетом надлежит предусматривать горизонтальный обратный фильтр. Гребень дренажного банкета ($\sqrt{\Gamma p_6}$) следует защищать от засорения поверхностными стоками [3, п.5.56].

Наслонный дренаж [3, п.5.57, рисунок 3б] следует выполнять на участках плотины, перекрывающих затопляемую пойму, а также при отсутствии на месте строительства достаточного количества камня. Толщину наслонного дренажа с обратным фильтром следует назначать из условий производства работ, но не менее величины

$$t = 5d_{s,85} + tf, \quad (3.14)$$

где $d_{s,85}$ - диаметр частиц, масса которых вместе с массой более мелких фракций составляет 85 % массы грунта всего дренажного слоя; tf - толщина обратного фильтра. Материал наслонного дренажа должен сопрягаться с материалом обратного фильтра и защищать низовой откос от волнового воздействия в нижнем бьефе, а в некоторых случаях - и от промерзания. Превышение гребня наслонного дренажа h_s над максимальным уровнем нижнего бьефа следует принимать, как и для дренажного банкета, с учетом высоты выклинивания фильтрационного потока на низовой откос плотины и глубины промерзания [3, п.5.57].

Дренажный коллектор следует проектировать из камня, бетонных, железобетонных, асбестоцементных, гончарных труб и др. с учетом агрессивности воды [3, п. 5.58]. Трубчатый дренаж [3, п.5.58, рисунок 3в] следует применять, как правило, на тех участках плотины, где в период ее эксплуатации вода в нижнем бьефе отсутствует или присутствует кратковременно [3, п.5.58]. Горизонтальный дренаж [3, п. 5.59, рисунок 3г] следует проектировать в виде сплошного дренажного слоя или отдельных горизонтальных поперечных или продольных дренажных лент, выполняемых из крупнозернистого материала и защищаемых обратным фильтром.

3.2.6. Противофильтрационные устройства

При проектировании противофильтрационных устройств из грунтовых и негрунтовых материалов земляных насыпных плотин необходимо учитывать требования [3, п. 5.38*-5.51].

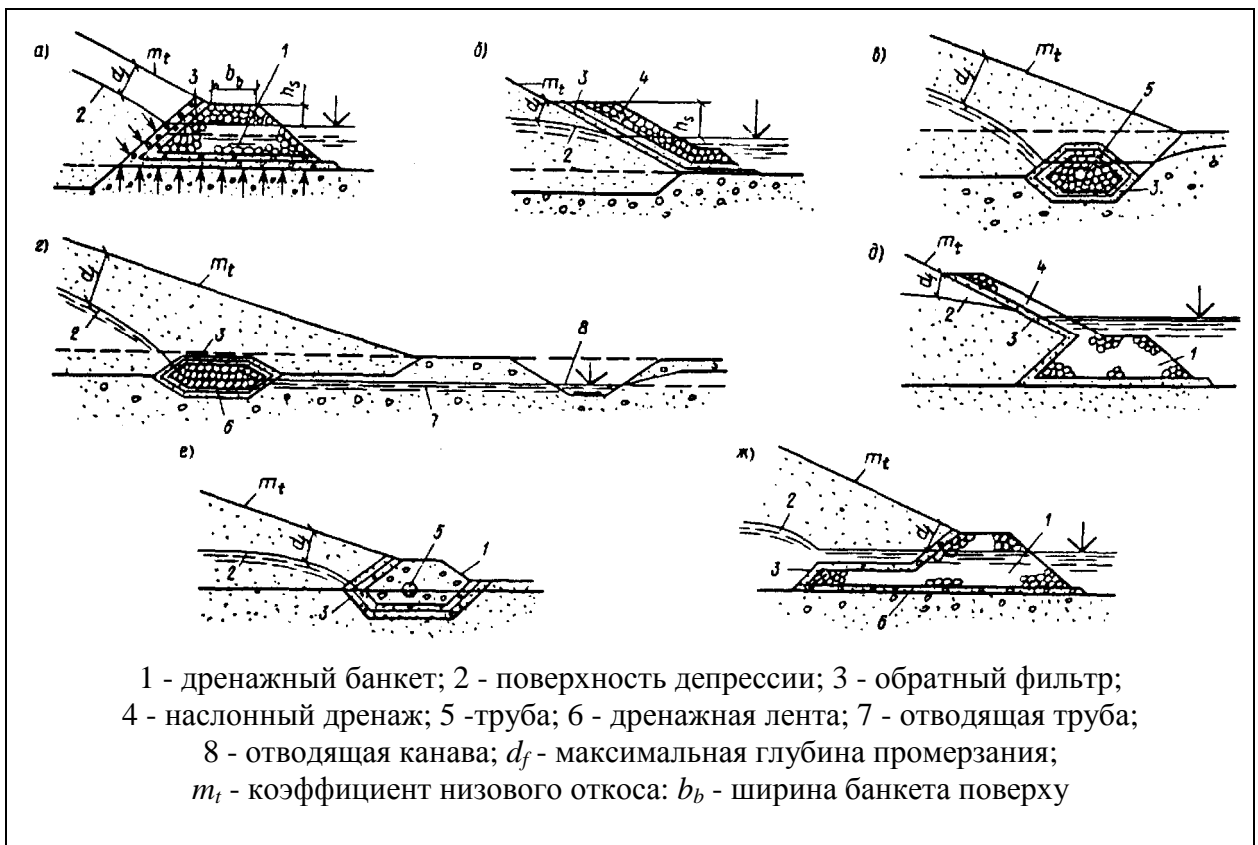


Рис. 3.4. Схемы основных видов дренажа

В русле: а) - дренажный банкет; б) - наклонный дренаж.

На берегу: в) - трубчатый дренаж; г) - горизонтальный дренаж; д-ж) – комбинированные

Противофильтрационные устройства следует выполнять из слабоводопроницаемых грунтов (глинистых и мелкозернистых песчаных, глинобетона, а также торфа) или негрунтовых материалов (бетона, железобетона, полимерных, битумных материалов и др.) в виде верховой или центральной противофильтрационной призмы, экрана, диафрагмы, ядра, понура, шпунта, стенки, в том числе и создаваемой методом «стена в грунте», цементационной и других завес, а при соответствующем обосновании - в виде комбинированной конструкции из грунтовых и негрунтовых материалов [3, п.5.38].

Толщину грунтового экрана или ядра плотины следует увеличивать сверху вниз. Минимальную толщину экрана или ядра поверху назначают из условий производства работ, но не менее 0,8 м, а понизу - такую, чтобы градиенты напора фильтрационного потока, удовлетворяли критерию фильтрационной прочности [3, п.5.40].

Гребень грунтового экрана (после окончательной осадки плотины) должен быть выше ФПУ с учетом высоты волны и нагона уровня воды [3, п.5.41].

При отсутствии на месте строительства плотины грунтов, пригодных для противодиффузионного устройства, или при неблагоприятных климатических условиях необходимо предусматривать негрунтовые противодиффузионные устройства из асфальтобетона, железобетона, полимерных материалов или инъекционную диафрагму [3, п.5.43].

3.2.7. Прогноз зернового состава и расчет границ зон фракционирования грунта в намывных плотинах

Прогноз зернового состава намывного грунта в поперечном профиле плотины необходим для установления физико-механических и диффузионных характеристик материала в различных зонах сооружения.

Изменение зернового состава при намыве происходит в результате отмыва и сброса мелких фракций и гидравлической раскладки частиц вдоль пляжа намыва. При возведении однородных плотин из песков с коэффициентами разнозернистости $k_{60/10} < 2,5$ и $k_{90/10} < 5$ раскладки частиц намываемого грунта практически не происходит, а зерновой состав карьерного материала изменяется только в результате сброса. В неоднородных плотинах помимо учета сброса мелких фракций (в ядре допускается не более 20% глинистых частиц с $d < 0,005$ мм) необходимо учитывать гидравлическую раскладку частиц грунта в поперечном профиле. Рекомендуется определять осредненный зерновой состав грунта в боковых призмах и ядерной зоне неоднородных плотин.

Грунты песчано-гравийных и песчаных карьеров в зависимости от показателей их гранулометрического состава и технологии намыва делятся на пять групп [прил. А, табл. А.10]. Прогноз зернового состава грунта предваряет расчет нормы отмыва. Для каждой группы грунтов и принятой технологии

намыва сооружения норму отмыва НО определяют по формулам [3, прил. Г] в процентах к объему:

1-я группа: разнозернистый песок с гравием, двусторонний намыв -

$$\text{НО} = 0,1 [d = 0,25 - 0,10 \text{ мм}] \% + 0,35 [d = 0,10 - 0,05 \text{ мм}] \% + \\ + 0,9 [d = 0,05 - 0,01 \text{ мм}] \% + 0,9 [d = 0,01 - 0,005 \text{ мм}] \% + 1 [d < 0,005 \text{ мм}] \% ;$$

2-я группа: среднезернистый песок, двусторонний намыв -

$$\text{НО} = 0,025 [d = 0,25 - 0,10 \text{ мм}] \% + 0,35 [d = 0,10 - 0,05 \text{ мм}] \% + \\ + 0,8 [d = 0,05 - 0,01 \text{ мм}] \% + 1 [d < 0,01 \text{ мм}] \% ;$$

3-я группа: мелкозернистый песок, двусторонний намыв -

$$\text{НО} = 0,05 [d = 0,25 - 0,10 \text{ мм}] \% + 0,3 [d = 0,10 - 0,05 \text{ мм}] \% + \\ + 0,9 [d = 0,05 - 0,01 \text{ мм}] \% + 1 [d < 0,01 \text{ мм}] \% ;$$

4-я группа: мелкозернистые и пылеватые пески, двусторонний намыв -

$$\text{НО} = 0,11 [d = 0,10 - 0,05 \text{ мм}] \% + 0,5 [d = 0,05 - 0,01 \text{ мм}] \% + \\ + 0,6 [d = 0,01 - 0,005 \text{ мм}] \% + 0,9 [d < 0,005 \text{ мм}] \% ;$$

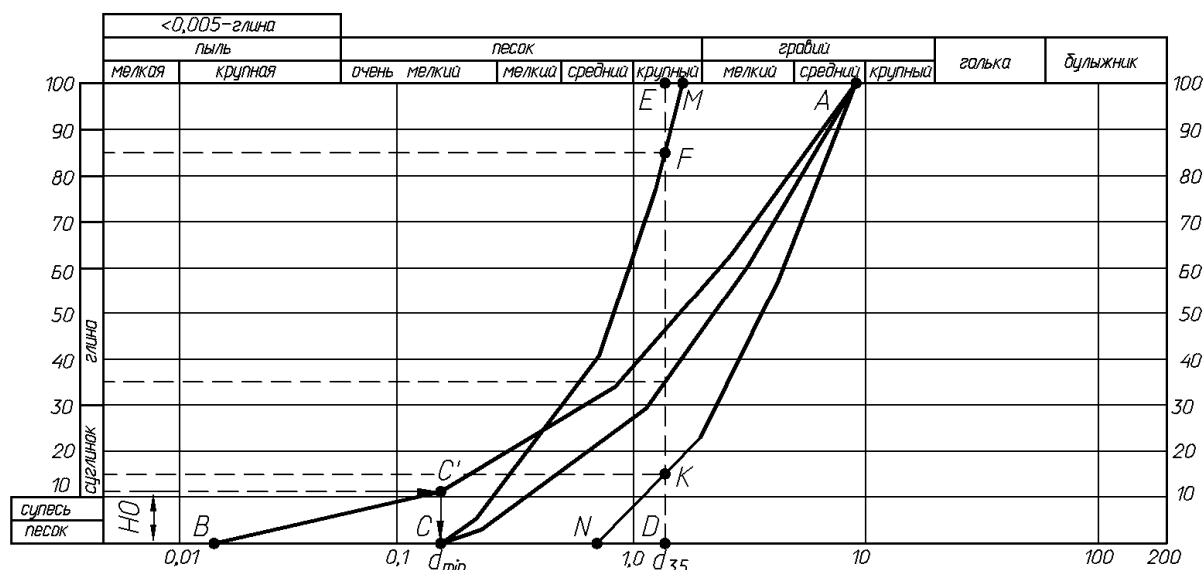
5-я группа: разнозернистые, среднезернистые и мелкозернистые пески, односторонний намыв со свободным откосом -

$$\text{НО} = 0,15 [d = 0,25 - 0,10 \text{ мм}] \% + 0,5 [d = 0,10 - 0,05 \text{ мм}] \% + \\ + 0,9 [d = 0,05 - 0,01 \text{ мм}] \% + 1 [d < 0,01 \text{ мм}] \% .$$

(3.15)

При намыве плотин двухсторонним способом для прогноза зернового состава грунта следует использовать графический прием, приведенный на рис.3.5. [6, п.6.8.4]. Определив по кривой гранулометрического состава наименьший размер частиц грунта d_{\min} , которые останутся в сооружении после отмыва мелких фракций, как показано на рис. 3.5 (точка *C*), кривую зернового состава карьерного материала *AB* поворачивают вокруг точки *A* до совмещения с точкой *C*. Полученная таким образом кривая *AC* характеризует средний зерновой состав грунта в намытой плотине, а вертикальный отрезок *CC'* определяет % отмыва. Далее через точку *D*, соответствующую d_{35} отмытого

грунта, проводят вертикаль DE . Вращая кривую AC вокруг точки C до совмещения с точкой F на пересечении вертикали DE с горизонталью, соответствующей 85% состава материала, получают линию CFM , которую принимают за кривую зернового состава по оси ядра плотины. Кривую зернового состава грунта на внешних откосах боковых призм получают вращением кривой AC вокруг точки A до совмещения с точкой K на пересечении вертикали DE с горизонталью, соответствующей 15% состава материала.



AC – кривая среднего зернового состава грунта в намывной плотине,
 CFM – кривая зернового состава грунта ядра плотины,
 AKN – кривая зернового состава грунта боковых призм.

Рис. 3.5. К прогнозу зернового состава намывного грунта
в поперечном профиле плотины

После выполнения прогноза зернового состава намывного грунта в поперечном профиле плотины необходимо определить наименование грунтов, пользуясь рис.3.1, и коэффициенты фильтрации, пользуясь рис.А.4 прил. А, по диаметру частиц d_{17} в ядре и боковых призмах.

Фракционирование грунта - процесс, положенный в основу конструкции намывных плотин и проявляющийся в раскладке зерен грунта по крупности по длине откоса намыва с постепенным уменьшением средней крупности намывного грунта по мере удаления от выпуска пульпы из распределительного пульпопровода.

Для неоднородных плотин, намываемых из песчано-гравийного грунта, должны быть определены расстояния от откоса плотины до внутренней границы боковой зоны и до границы ядра (для неоднородных плотин с ядром) или расстояние от откоса плотины до границы центральной зоны (для неоднородных плотин с центральной зоной).

Для неоднородных плотин с ядром расстояние от откоса плотины до внутренней границы боковой зоны X_1 и от откоса плотины до границы ядра X_2 определяется по формулам [3, прил.4, ф. 1, 2]:

$$X_1 = \left[0,01 \sum_{d=2,mm}^{d_{max}} \Phi_{oi} \right] L, \quad (3.16)$$

$$X_2 = \left[0,01 \sum_{d=0,1mm}^{d_{max}} \Phi_{oi} \right] L, \quad (3.17)$$

где $\sum_{d=2,mm}^{d_{max}} \Phi_{oi}$, $\sum_{d=0,1mm}^{d_{max}} \Phi_{oi}$ - содержание всех фракций крупнее 2 мм и 0,1 мм соответственно в составе карьерного грунта, %;

L - расстояние от откоса до оси плотины.

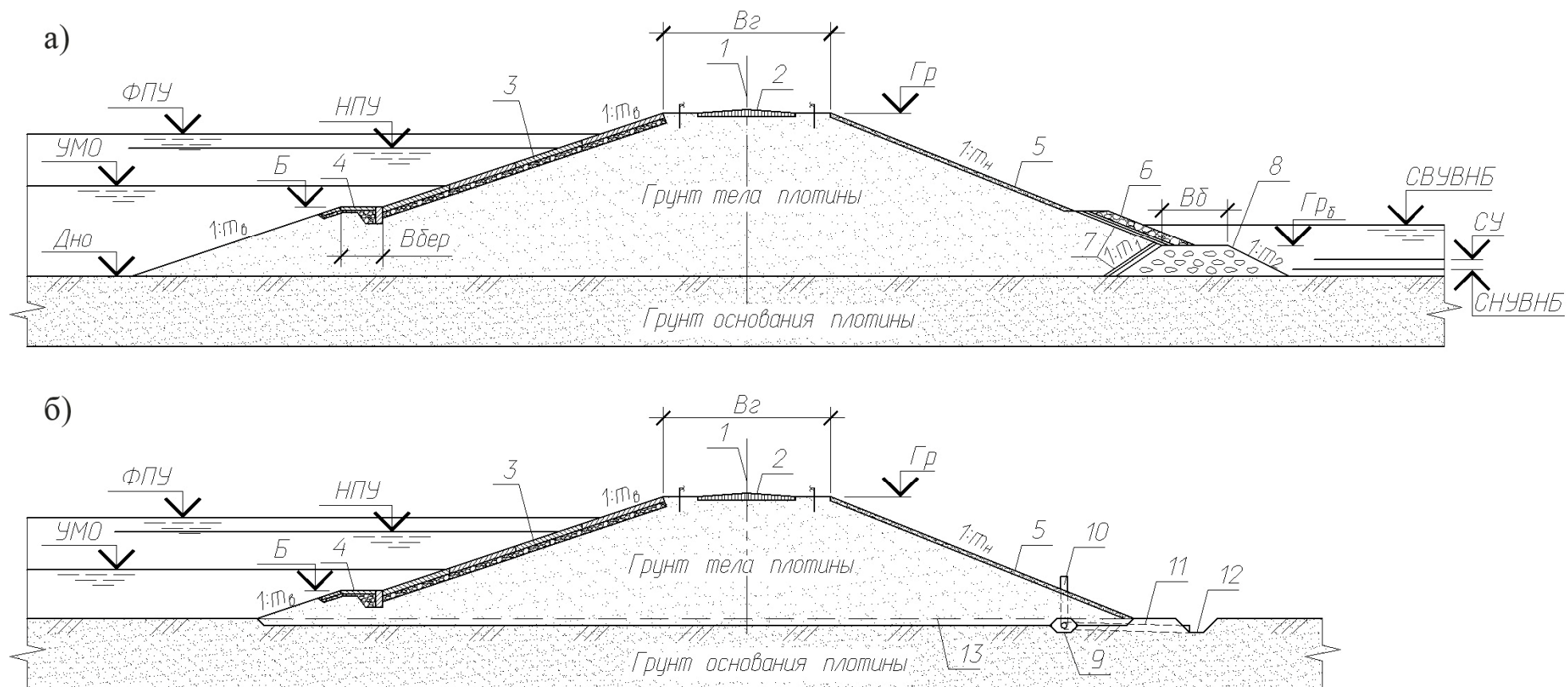
Для неоднородных плотин с центральной зоной, намываемых из песчано-гравийных грунтов расчет расстояния от откоса плотины до границы центральной зоны X_3 выполняют по формуле [3, прил. 4, ф. 3]:

$$X_3 = \left[0,01 \sum_{d=0,25mm}^{d_{max}} \Phi_{oi} \right] L, \quad (3.18)$$

где $\sum_{d=0,25mm}^{d_{max}} \Phi_{oi}$ - содержание всех фракций крупнее 0,25 мм в составе карьерного грунта, %.

После назначения основных размеров элементов профиля на миллиметровой бумаге (или в компьютерном виде) вычерчиваются профили для руслового и пойменного сечений плотины (рис. 3.6. а, б) и назначается ее класс по СНиП [2, прил.Б. табл.Б.1, Б.2, Б.3].

В приложении В приведены примеры конструкций плотин из грунтовых материалов, построенных в России и других странах.



- 1 – ось плотины; 2 – автодорога по гребню; 3 – крепление верхового откоса;
 4 – берма на верховом откосе; 5 – крепление низового откоса; 6 – наклонный дренаж; 7 – слой обратного фильтра; 8 – дренажный банкет;
 9 – трубчатый дренаж; 10 – смотровой колодец; 11 – отводящая труба; 12 – приплотинный коллектор ливневых и фильтрационных вод;
 13 – снятие растительного слоя грунта

Рис.3.6. Русловой (а) и пойменный (б) профили земляной плотины

3.3. Расчеты плотин из грунтовых материалов

При проектировании плотин из грунтовых материалов необходимо выполнять следующие основные расчеты [3, п.9.1]:

- а) фильтрационные;
- б) фильтрационной прочности;
- в) обратных фильтров, дренажей и переходных слоев;
- г) устойчивости откосов, экрана и защитного слоя.

3.3.1. Фильтрационные расчеты плотины

Фильтрационные расчеты тела плотины, основания и берегов следует выполнять для [3, п.9.3]:

- а) определения фильтрационной прочности тела плотины, ее основания и берегов;
- б) расчета устойчивости откосов плотины и берегов;
- в) обоснования наиболее рациональных и экономичных форм, размеров и конструкций плотины, ее противофильтрационных и дренажных устройств.

Фильтрационными расчетами надлежит определять следующие параметры фильтрационного потока [3, п.9.4]:

- а) положение поверхности фильтрационного потока (депресссионной поверхности) в теле плотины и берегах;
- б) фильтрационный расход воды через тело и основание плотины;
- в) напоры (или градиенты напора) фильтрационного потока в теле плотины, основании, а также в местах выхода фильтрационного потока в дренаж, в нижний бьеф за подошвой низового откоса, в местах контакта грунтов с различными характеристиками и на границах противофильтрационных устройств [3, п.9.4, рисунок 10].

3.3.1.1. Расчетные случаи и схемы

В соответствии с требованиями СНиП [2, п. 8.12] воздействие фильтрующейся воды должно определяться для двух расчетных случаев расхода воды – основного и поверочного. Указанное воздействие, соответствующее пропуску расхода воды основного расчетного случая, определяют при нормальном подпорном уровне (НПУ) воды в верхнем бьефе. Его следует учитывать в составе основного сочетания нагрузок и воздействий. Воздействие фильтрующейся воды, соответствующее пропуску расхода воды поверочного расчетного случая, должно определяться при форсированном подпорном уровне (ФПУ) воды в верхнем бьефе и учитываться в составе особого сочетания нагрузок и воздействий.

В курсовом проекте фильтрационные расчеты выполняются для руслового сечения плотины для двух расчетных случаев:

1 расчетный случай (основной) - в верхнем бьефе - НПУ, в нижнем бьефе – СНУВНБ (максимальный напор на плотину), с условием, что СНУВНБ не превышает уровня, определяемого при глубине воды в НБ равной $0,2h_i$, где h_i - высота откоса.

2 расчетный случай (особый) – в верхнем бьефе ФПУ, в нижнем бьефе СВУВНБ.

3.3.1.2. Положение поверхности фильтрационного потока в теле плотины

Положение поверхности депрессии (в курсовом проекте – кривой депрессии, поскольку рассматривается одно сечение плотины) определяется аналитическим способом для одной из следующих групп расчетных схем (прил. Б, табл. Б.1):

- 1) плотины однородные на водонепроницаемом основании;
- 2) плотины однородные на водопроницаемом основании конечной мощности.

Выбор той или иной расчетной схемы зависит от инженерно-геологических условий основания, строения тела плотины и свойств слагающего его грунта. При выборе схемы и выполнении расчетов необходимо руководствоваться следующими соображениями:

а) грунт основания считается водоупором, если выполняется условие

$$k_m/k_o \geq 20...25, \quad (3.19)$$

где k_m и k_o - коэффициенты фильтрации грунтов тела и основания плотины, соответственно;

б) если основание водопроницаемое, а глубина до водоупора T неизвестна, то расчеты следует вести для условного водоупора, расположенного на глубине

$$T = T_{усл} = 0,5L_{oc}, \text{ м} \quad (3.20)$$

где L_{oc} - ширина плотины по основанию в расчетном сечении;

в) если плотина неоднородная, например, с ядром или экраном, то ее следует привести к однородной, используя метод виртуальных длин (прил. Б, табл. Б.1, схемы 5 и 6).

Определение положения кривой депрессии с использованием расчетных схем (прил. Б, табл. Б.1) сводится к вычислению ординат этой кривой при задаваемых значениях абсциссы. Расчет удобно вести в табличной форме.

3.3.1.3. Фильтрационный расход воды через тело и основание плотины

Установление фильтрационного расхода воды через тело и основание плотины проводится для определения потерь воды из водохранилища и расчетов специальных дренажных устройств (например, трубчатого дренажа) [11, п. 2.1].

В курсовом проекте расчеты водного баланса водохранилища и специальных дренажных устройств выполнять не требуется, поэтому можно ограничиться вычислением удельного фильтрационного расхода q по формулам, приведенным в (прил. Б, табл. Б.1), в зависимости от выбранной расчетной схемы.

3.3.1.4. Фильтрационная прочность грунтов тела и основания плотины

В соответствии с указаниями [3, п. 9.5] расчеты фильтрационной прочности надлежит выполнять исходя из наибольшего напора, действующего на плотину (1 расчетный случай).

При оценке фильтрационной прочности необходимо выполнить условие [3, п. 9.5; 12, п. 8.4]:

$$J_{est,m} \leq \frac{1}{\gamma_n} \cdot J_{cr,m}; \quad (3.21)$$

где $J_{est,m}$ - действующий средний градиент напора в расчетной области фильтрации;

$J_{cr,m}$ - критический средний градиент напора, принимаемый на основании исследований грунтов в условиях, отвечающих реальным условиям эксплуатации сооружения. В предварительных расчетах значения $J_{cr,m}$ могут быть приняты в соответствии с имеющимися аналогами (прил. Б, табл. Б.2, Б.3);

γ_n - коэффициент надежности по ответственности сооружений, определяемый по [2, п. 8.16], в зависимости от класса сооружения.

Выполнение условия требуется как при проверке общей, так и местной фильтрационной прочности.

При оценке **общей фильтрационной прочности** грунта величину $J_{est,m}$ в формуле (3.21) следует определять по зависимостям:

для тела плотины

$$J_{est,m} = \frac{H_{\max}}{L + 0,4H_1}; \quad (3.22)$$

для основания плотины

$$J_{est,m} = \frac{H_{\max}}{L_{oc} + 0,88T}, \quad (3.23)$$

где $H_{\max} = \sqrt{\text{НПУ}} - \sqrt{\text{СНУВНБ}}$, м – максимальный напор на плотину;

L_{oc} - см. формулу (3.20); остальные параметры определяются по расчетным схемам (прил. Б, табл. Б.1).

В курсовом проекте следует оценить местную фильтрационную прочность грунта ядра (если плотина неоднородная) и основания в местах выхода фильтрационного потока в нижний бьеф. Проверка выполняется по условию (3.21), при этом величины действующих градиентов напора следует определять по зависимостям:

для ядра плотины

$$J_{est,m} = \frac{\Delta H^Я}{\Delta \delta^Я_{CP}}; \quad (3.24)$$

для места выхода фильтрационного потока в нижний бьеф

$$J_{est,m} = J_{вых}, \quad (3.25)$$

где $\Delta H^Я$ - потеря напора на ядре,

$\Delta \delta^Я_{CP}$ - средняя толщина ядра;

$J_{вых}$ - значение выходного градиента, определяется по зависимостям (прил. Б, табл. Б.1), сообразно выбранной расчетной схеме.

В случае невыполнения условия (3.21) при оценке общей или местной фильтрационной прочности следует внести изменения в конструкцию профиля плотины, в частности изменить местоположение дренажа, увеличить ширину плотины по основанию, выполнить пригрузку основания в нижнем бьефе и др.

3.3.2. Расчет статической устойчивости откосов

Назначенные в п. 3.2.1 заложения откосов являются ориентировочными, уточнить их значения можно расчетом статической устойчивости откосов.

В соответствии с требованиями [3, п. 9.11] расчеты устойчивости откосов грунтовых плотин всех классов следует выполнять для возможных поверхностей сдвига. Критерием обеспечения устойчивости откоса [12, п. 7.1] или зависимостью для коэффициента устойчивости k_s [3, п. 9.11] является условие:

$$k_s = \frac{R}{F} \geq \frac{\gamma_n \gamma_{fc}}{\gamma_c}, \quad (3.26)$$

где F , R - расчетные значения соответственно обобщенных сдвигающих сил и сил предельного сопротивления или моментов сил, стремящихся повернуть (опрокинуть) и удержать сооружение;

γ_n - коэффициент надежности по нагрузке, определяемый по [3,табл.9];

γ_{fc} - коэффициент сочетания нагрузок, определяемый по [3, табл. 10];

γ_c - коэффициент условий работы, определяемый по [3, п. 9.11].

При расчетах устойчивости откосов плотин необходимо рассматривать три расчетных случая для верхового и низового откосов [3, п. 9.12].

В курсовом проекте надлежит выполнить расчет устойчивости низового откоса в русловом сечении плотины. Рассматриваемый расчетный случай – основной [3, п.9.12]: в верхнем бьефе - нормальный подпорный уровень (НПУ), в теле плотины - установившаяся фильтрация; при наличии воды в нижнем бьефе глубину ее принимают максимально возможной при НПУ, но не более $0,2h_i$, где h_i - высота откоса.

Расчет следует начинать с назначения центра кривизны поверхности обрушения. Этот центр располагается в зоне $adfeb$, которая строится так: из середины откоса т. C проводится вертикаль cd и линия ce под углом 85° к откосу; затем из точек A и B проводятся дуги радиусом R до пересечения в т. f . Значение R принимается по прил. Б. табл. Б.4. Далее из т. C проводится дуга радиусом:

$$r = fc / 2, \quad (3.27)$$

где fc – это расстояние от точки f до точки c .

В результате в криволинейном четырехугольнике, образованном линиями $adfeb$ получается искомая зона центров круглоцилиндрических поверхностей сдвига.

Центр кривизны поверхности обрушения (т. O на рис.3.7) следует назначить на прямой af . Из этого центра проводится дуга (линия обрушения) радиусом R_0 так, чтобы дуга имела пересечение с гребнем плотины. Зона между этой дугой и низовым откосом образует призму обрушения. Область, ог-

раниченную кривой сдвига и внешними очертаниями плотины (массив обрушения), разбивают вертикальными прямыми на отсеки шириной b . При расчете вручную удобно величину b принимать равной $0,1 R$, 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. Нумерация отсеков показана на рис.3.7. При такой нумерации:

$$\sin \alpha_i = 0,1 \cdot i, \quad (3.28)$$

где i - номер отсека с соответствующим знаком;

$$\cos \alpha_i = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_i} \quad . \quad (3.29)$$

Для рассматриваемого отсека задаются рядом возможных круглоцилиндрических поверхностей сдвига (рис.3.7, на котором ED - одна из произвольно заданных поверхностей сдвига грунта). Для возможного отсека обрушения, ограниченного снизу соответствующей поверхностью сдвига (рис. 3.7) вычисляется коэффициент устойчивости k_s [11, п. 6.1].

Коэффициент устойчивости определяется по формуле:

$$k_s = \frac{\sum (G_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i) + \sum (c_i / \cos \alpha_i)}{\sum (G_i \cdot \sin \alpha_i) + (Y \cdot r_0 \cdot \rho_e / R_0) \cdot \sum h_i'} \quad , \quad (3.30)$$

где R_0 - радиус кривой обрушения; G - вес отсека; c - удельное сцепление грунта; r_0 - плечо центра тяжести площади зоны обрушения ниже кривой депрессии; ρ_e - плотность воды; Y - средний уклон фильтрационного потока:

$$Y = \Delta h / \Delta l, \quad (3.31)$$

Δh и Δl и составляющие (3.31) показаны на рис. 3.7.

Вес каждого отсека (на единицу площади) определяется по формуле:

$$G_i = (h_i - h_i') \cdot \rho_{zi} + h_i' \cdot \rho_{ni}, \quad (3.32)$$

где h_i - высота отсека от линии обрушения до контура плотины;

h_i' - высота отсека до кривой депрессии.

Высоты следует относить к середине отсека. Для отсеков, не пересе-

каемых кривой депрессии, $h_i' = 0$;

ρ_{zi} - плотность грунта основания по заданию;

$$\rho_{ni} = \rho_{zi} + n_{zi} \cdot \rho_w, \quad (3.33)$$

где n_{zi} - пористость грунта.

Угол внутреннего трения для отсеков, подошва которых находится выше кривой депрессии, следует принимать для грунта в естественном состоянии, для прочих отсеков – во взвешенном водой состоянии.

Расчет коэффициента устойчивости удобно выполнять в форме таблицы (табл. 3.1). Таблица 3.1

К расчету устойчивости низового откоса плотины

№ Отсека i	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	h_i , м	h_i' , м	G_i , Т/м ²	$G_i \cdot \cos \alpha_i$, Т/м ²	$G_i \cdot \sin \alpha_i$, Т/м ²	$tg \varphi_i$	$G_i \cdot \cos \alpha_i \times$ $\times tg \varphi_i$, Т/м ²	c_i , Т/м ²	$c_i / \cos \alpha_i$, Т/м ²

Устойчивость откоса плотины должна быть проверена по возможным поверхностям сдвига с нахождением наиболее опасной призмы обрушения, характеризуемой минимальным отношением обобщенных предельных реактивных сил сопротивления к активным сдвигающим силам. Таких поверхностей может существовать множество, а выполняемые при этом расчеты занимают много времени. В курсовом проекте достаточно однократно выполнить описанный расчет.

При выполнении неравенства (3.26) откос можно считать устойчивым, в противном случае заложение откоса нужно увеличить, если полученные расчетом значения коэффициента устойчивости k_s при соответствующем сочетании нагрузок превышают величину $\gamma_n \gamma_{fc} / \gamma_c$ более чем на 10 % (если это не обусловлено особенностями сооружения), то заложение откоса нужно уменьшить.

3.3.3. Подбор обратных фильтров дренажных устройств

Для устройства обратных фильтров дренажей применяют несупфозионные несвязные грунты, естественные или искусственно приготовленные смеси путем подбора необходимых фракций.

Проектирование грунтов для обратных фильтров дренажей зависит от ряда условий [10, с.12]: а) характеристик защищаемого грунта; б) от конструкции дренажа и от условий выхода фильтрационного потока в дренаж; в) от класса сооружения, для дренажа которого проектируется обратный фильтр; г) от характеристик грунтов, предназначенных для обратного фильтра; д) от способов отсыпки фильтровых материалов.

Указанные выше условия определяют рекомендации допустимых величин коэффициентов разнoзерности фильтровых материалов η_ϕ и толщины слоев фильтра δ_ϕ [10, с.32-34; 13, гл. 1]:

1) для фильтров, выполняемых отсыпкой в воду с $\eta_\phi \leq 10$:

а) для фильтров однослойных - δ_ϕ не менее 0,75 м;

б) для двухслойного и более - каждый последующий должен быть не менее 0,5 м;

2) для фильтров отсыпaeмых насухо - δ_ϕ не менее 0,2 м и коэффициенты разнoзерности должны быть:

- если защищаемый грунт несвязный несупфозионный- $\eta_\phi \leq 20$,

- если защищаемый грунт несвязный супфозионный- $\eta_\phi \leq 15$,

- если защищаемый грунт связный $\eta_\phi \leq 50$.

Следует иметь в виду, что минимальная толщина слоя фильтра, независимо от способов отсыпки фильтра, должна быть по фильтрационным условиям не менее [10, с.34; 13, с. 5, ф. 1]:

$$T_{\min} = 5 \cdot d_{90}, \quad (3.34)$$

где d_{90} , мм - крупность частиц, меньше которых содержится в грунте фильтра 90% по весу.

Расчеты по проектированию фильтровых материалов дренажей, защищающих несвязные грунты, начинаются с оценки суффозионности защищаемого обратным фильтром грунта. В зависимости от того, будет ли защищаемый несвязный грунт несуффозионным или суффозионным и от вида дренажа выбирается та или иная методика подбора грансостава первого слоя обратного фильтра и последующих расчетов.

Грунт считается несуффозионным, если выполняются следующие условия [10, с. 19, 29]:

$$а) d_{\min} > 0,77 \cdot \chi \cdot 0,455 \cdot \sqrt[6]{\eta} \cdot \frac{n}{1-n} \cdot d_{17} \quad (3.35)$$

где $\chi = 1 + 0,05\eta$ - для грунтов с $\eta \leq 25$; (3.36)

$$\chi = 0,35 / (3 + \sqrt[3]{\eta} \cdot \lg \eta) - \text{для грунтов с } \eta > 25; \quad (3.37)$$

$\eta = d_{60} / d_{10}$ - коэффициент разности зернистости грунта;

n - пористость;

d_{17} - крупность частиц (мм), меньше которых содержится в грунте 17% по весу;

$$б) \frac{d_5}{d_{17}} \geq 0,32 \cdot \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05 \cdot \eta) \cdot \frac{n}{1-n} \quad (3.38)$$

В зависимости от вида грунта определяется методика проектирования (подбора) желаемого грансостава грунта или искусственной смеси различных фракций грунта для слоя обратного фильтра и выполняется его подбор с использованием рекомендаций:

Защищаемый грунт несвязный

А) несуффозионный - методика подбора первого случая [10, с. 38-41; 13, гл. 3];

Б) суффозионный - методика подбора соответствует второму расчетному случаю [10, с. 38-41; 13, гл. 4].

Защищаемый грунт связный – методика подбора [10, с. 84-91; 13, гл. 5].

4. БЕТОННАЯ ВОДОСЛИВНАЯ ПЛОТИНА НА НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

В соответствии с указаниями п. 4.1 СП 40.13330.2012 [23] бетонная водосливная плотина относится к основному типу водосбросных плотин на не скальном основании.

4.1. Гидравлический расчет водосливной плотины

В задачу гидравлических расчетов водосливной плотины входит определение длины водосливного фронта, размеров водосливных отверстий, режима сопряжения бьефов и способов гашения энергии, размеров и конструкции водобоя, рисбермы и гасителей энергии.

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 [2, п. 8.24, табл. 2].

4.1.1. Определение расчётного расхода

Расчётный расход, сбрасываемый через водосливную плотину, определяется как разность между заданным расчётным расходом гидроузла, зависящим от класса сооружений напорного фронта, и расходами, проходящими через ГЭС и другие сооружения гидроузла по формуле:

$$Q_P^B = Q_{P\%} - Q_{ГЭС} - Q_{др.}, \quad (4.1)$$

где: $Q_{P\%}$ - расчетный максимальный расход гидроузла, м³/с;

$Q_{ГЭС}$ – расчетный расход ГЭС, м³/с;

$Q_{др.}$ - расход других сооружений гидроузла, м³/с.

Для удобства выполнения проекта составляется сводная таблица расходов и уровней воды в створе гидроузла (таблица 4.1). Уровни определяют-

ся по кривой расходов.

Согласно требованиям СП 58.13330.2012 [2, п. 8.26, 8.27] пропуск расчетного расхода воды для основного расчетного случая должен обеспечиваться, как правило, при НПУ через все эксплуатационные водопропускные сооружения гидроузла при полном их открытии.

Таблица 4.1.

Сводная таблица расходов и уровней в створе гидроузла

Наименование расхода	Расход, м ³ /с	Уровень НБ
1. Максимальный расчетный расход гидроузла		
2. Максимальный расчетный расход, сбрасываемый через водосливную плотину		
3. Форсированный (поверочный) расход		
4. Расчётный строительный		
5. Минимальный расход гидроузла		

Пропуск поверочного расчетного расхода воды должен осуществляться при наивысшем технически и экономически обоснованном форсированном подпорном уровне (ФПУ) всеми водопропускными сооружениями гидроузла, включая эксплуатационные водосбросы, турбины ГЭС, водозаборные сооружения оросительных систем и систем водоснабжения, судоходные шлюзы, рыбопропускные сооружения и резервные водосбросы. При этом, учитывая кратковременность прохождения пика паводка, допускается:

- 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;
- размыв русла и береговых склонов в нижнем бьефе гидроузла, не угрожающий разрушением основных сооружений, селитебных территорий и территорий предприятий, при условии, что последствия размыва могут быть устранены после пропуска паводка.

4.1.2. Определение размеров водосливных отверстий

В соответствии с СП 40.13330.2012 [23, п. 6.34, 8,29] назначение длины водосливного фронта, удельного расхода через водосброс производится путём технико-экономического сравнения вариантов креплений водобойной части с учётом геологического строения русла, скоростей течения, допустимой глубины размыва, условий гашения энергии и растекания потока в нижнем бьефе.

Величина удельного расхода на рисберме определяется по формуле:

$$q_p = h_p \cdot V_p, \quad (4.2)$$

где: q_p – удельный расход м³/с на 1 пог. м ширины рисбермы, м²/с;

V_p – допустимая скорость на рисберме, [21, с. 86]; которая принимается для нескального песчаного грунта 2,5 ÷ 3,0 м/с; глинистого 3,0 ÷ 3,5 м/с; полускального 3,5 ÷ 4,5 м/с и скального 5,0 м/с и более;

h_p – глубина на рисберме при пропуске расчётного расхода гидроузла, м.

На нескальных песчаных грунтах удельный расход рационально принимать в пределах до 50 ÷ 70 м²/с [21, с. 87] но не менее 30 ÷ 45 м²/с.

В первом приближении глубину на рисберме следует принимать равной глубине в нижнем бьефе при пропуске максимального расчетного расхода $h_{нб}$. Если при $h_p = h_{нб}$ удельный расход на рисберме меньше рекомендуемого, то для увеличения расхода необходимо заглубить рисберму. В курсовом проекте рекомендуется производить заглубление рисбермы не более чем на 5 ÷ 7 м.

При заглублении рисбермы расчетная глубина на рисберме определится как:

$$h_{p,расч.} = h_{нб} + h_{загл.}, \quad (4.3)$$

где: $h_{загл.}$ - высота заглубления рисбермы, м.

Удельный расход на рисберме с учетом заглубления определяется по формуле:

$$q_p = h_{p,расч.} \cdot V_p, \quad (4.4)$$

Удельный расход на водосливе будет несколько больше величины q_p за счет сжатия потока бычками:

$$q_B = (1,15 \div 1,25)q_p. \quad (4.5)$$

Длина водосливного фронта определится:

$$L_B = Q_p^e / q_B, \quad (4.6)$$

Назначается ширина пролета отверстий водосливной плотины b , исходя из принятого удельного расхода, типа затворов, климатических условий, с учетом пропуска льда и прочее.

При выборе пролета водосливной плотины пользуются данными о перекрывающей способности затворов, рекомендациями стандартных размеров пролетов и высот отверстий, требованиями минимальных пролетов по условиям пропуска льда, а также пользуются опытом проектирования, строительства и эксплуатации водосливных плотин [6, с. 361; 30, с. 98; 35]. В курсовом проекте рекомендуется принимать ширину пролетов водосливных отверстий: 12 м, 14 м, 16 м, 18 м, 20 м, 24 м и 30 м.

Число пролетов водосливной плотины (n) определяется как частное от деления длины водосливного фронта на ширину пролета (b) с округлением до целых чисел:

$$n = L_B / b \quad (4.7)$$

В курсовом проекте число пролетов водосливной плотины n рекомендуется принимать кратно 2 или 3, так как водосливная плотина разделяется деформационными швами на секции, включающие по 2 или 3 пролета.

Назначается толщина быков водосливной плотины. Быки могут быть разрезными (на границе секции) и неразрезными (разделяют пролеты внутри секции). Толщину неразрезных быков рекомендуется принимать $0,15 b$, но не менее 2 м. Разрезной бык на 1 м толще неразрезного.

Напор воды над гребнем водослива определяют по формуле водослива с учетом подтопления со стороны нижнего бьефа и режим сопряжения бьефов [32, с. 63]:

$$q_B = m \cdot \sigma_n \sqrt{2 \cdot g \cdot H_0^3}, \quad (4.8)$$

где: m - коэффициент расхода водослива практического профиля [32, с. 67];

σ_n - коэффициент подтопления [32, с. 65];

$g = 9,81 \text{ м/с}^2$ - ускорение свободного падения;

H_0 - полный напор на гребне водослива с учетом скорости подхода, м:

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_0^2}{2 \cdot g}, \quad (4.9)$$

$V_0 = Q_p^B / (B_0 \cdot H_{cp})$ - скорость подхода потока к водосливу, м/с;

Q_p^B - расчетный максимальный расход гидроузла, м³/с;

B_0 - ширина водохранилища перед гидроузлом при НПУ, м;

$H_{cp} = 0,7(\text{НПУ} - \text{Дно})$ - средняя глубина водохранилища перед гидроузлом, м.

Если в расчетах получается $V_0 \leq 0,5 \div 1,0 \text{ м/с}$, то скоростным напором можно пренебречь, приняв $H = H_0$.

В первом приближении принимаем $\sigma_n = 1$, $m = 0,48$ и определяем величину напора на гребне водослива H из уравнения (4.8).

Далее выполняется уточнение коэффициента расхода водослива практического профиля по формуле Р.Березинского [6, с. 86]:

$$m = 0,36 + 0,1 \cdot \frac{2,5 - B_r/H}{1 + 2 \cdot B_r/H}, \quad (4.10)$$

где: H - напор на гребне водослива, м;

B_r - ширина гребня от вертикальной напорной грани до начала криволинейной поверхности.

Величина B_r определяется в процессе конструирования гребня водослива, исходя из заданных типов рабочих и аварийно-ремонтных затворов, размещаемых на плотине (рис. 4.2).

При плоском рабочем затворе величина B_r , как правило, составляет

2÷4м. При сегментном рабочем затворе $B_T=4÷8$ м в зависимости от способа размещения аварийного затвора.

Производится уточнение коэффициента подтопления водослива σ_n .

Водослив считается подтопленным при выполнении следующих условий [32, с. 65]:

1) уровень нижнего бьефа расположен выше порога водослива, т.е. $H_{II}=СВУВНБ - Гр.>0$ или $H<Z=НПУ - СВУВНБ$;

2) сопряжение с нижним бьефом происходит при затоплении прыжке, что практически наблюдается при $H_{II}/H>0,35$ [6, с. 87].

При выполнении обоих условий следует определить величину σ_n по графику рис. 4.1. и учесть её во втором приближении.

Далее определяется ширина водосливного фронта с учетом сжатия потока бычками:

$$L_{сж} = L_p - 0,2 \cdot n \cdot \xi \cdot H_0, \quad (4.11)$$

где: $L_{сж}$ - длина сжатого водосливного фронта;

$L_p = n \cdot b$ - принятая длина водосливного фронта;

n - количество пролетов водосливной плотины;

ξ - коэффициент формы бычка (для закругленной формы $\zeta=0,7$) [32, с. 65];

H_0 - расчетный напор на водосливе, м.

По сжатой ширине определяется удельный расход на водосливе с учетом сжатия:

$$q_{сж} = \frac{Q_p^0}{L_{сж}}, \quad (4.12)$$

Уточняется напор на гребне водослива H_0 по формуле (4.8) с учётом m, σ_n и $q_{сж}$.

По величине H_0 и по заданной отметке НПУ определяют отметку гребня водослива:

$$\Gamma_p = НПУ - H_0, \quad (4.13)$$

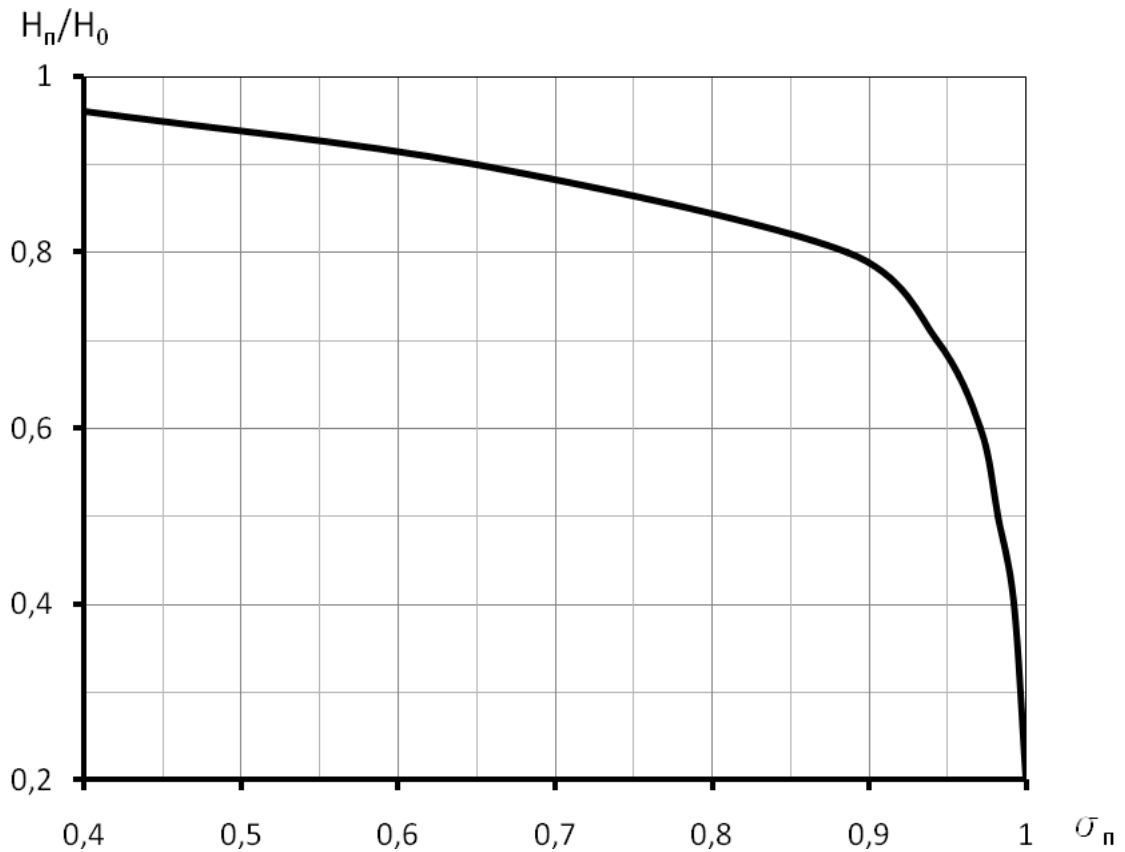


Рис. 2.1. График для определения коэффициента подтопления σ_n водослива практического профиля [6, с. 87]

Далее выполняется поверочный расчёт на пропуск форсированного (поверочного) расхода.

Определяется удельный форсированный расход по формуле:

$$q_\phi = \frac{Q_\phi^p}{L_{сж}}, \quad (4.14)$$

где: Q_ϕ^p – расчетный форсированный (поверочный) расход, сбрасываемый через водосливную плотину, м³/с.

Рассчитывается напор на гребне водослива при пропуске форсированного расхода по формуле:

$$H_\phi = \sqrt[3]{\left(\frac{q_\phi}{\sigma_n \cdot m \cdot \sqrt{2g}}\right)^2}, \quad (4.15)$$

Отметка ФПУ определяется по формуле:

$$\text{ФПУ} = \Gamma_p + H_\phi. \quad (4.16)$$

4.1.3. Поверочный расчет водослива на пропуск льда

Расчет производится с целью определения минимальной толщины слоя воды над гребнем водослива для обеспечения беспрепятственного сброса льда через водослив, по формуле:

$$H_{\min} = \text{Лёд} - \text{Гр} \geq 1,15h_d + 0,15, \quad (4.17)$$

где: Лёд – отметка уровня верхнего бьефа в период ледохода;

h_d – расчетная толщина льда в метрах.

В случае невыполнения условия (4.17) следует понизить отметку гребня водослива.

4.1.4. Очертание профиля водослива

Профиль водосливной плотины строится по координатам Кригера – Офицера [6, с. 86], представленным в таблице Д2 приложения Д. Координаты профиля проектируемого водослива для линии AB (рис. 4.2) получают умножением табличных значений на расчетный напор H_0 (табл. Д2 приложения Д).

Расчет координат сливной грани следует производить в таблице, по результатам расчета на рис. 4.2 строится профиль водослива.

Нижняя часть сливной грани – линия CD (рис. 4.2) – очерчивается по дуге окружности радиусом R . Величина этого радиуса принимается в зависимости от высоты водослива со стороны нижнего бьефа P_n и напора H_0 по табл. Д3 приложения Д.

Прямой участок сливной грани BC (рис. 4.2) строится как касательная к кривой AB и дуге CD . Прямой участок BC может и отсутствовать, тогда точки B и C будут совпадать.

Величина уширения гребня водослива B_r определяется типом рабочих и аварийно-ремонтных затворов, устанавливаемых на плотине (см. п. 4.1.5), при плоском рабочем затворе величина B_r , как правило, составляет 2÷4м, при

4.1.5. Выбор основного гидромеханического оборудования

Тип рабочих затворов определяется заданием на выполнение курсового проекта, а аварийно-ремонтные затворы принимаются плоские [36].

Тип и количество подъемных механизмов определяется количеством пролётов водосливной плотины. Ориентировочно можно считать, что при числе пролетов до 4÷6 целесообразно принимать стационарные, а при большем числе – передвижные подъемные механизмы, которых на плотине должно быть не менее двух.

При плоских рабочих затворах в качестве подъемных механизмов рекомендуется принимать козловые краны, а для сегментных рабочих затворах рекомендуется принимать стационарные подъемные механизмы.

Сила веса плоских и сегментных затворов в кН определяется по формуле [43, с.412]:

$$G_3 = 9,81 \cdot (P \cdot L \cdot K_1^{-1}) \cdot K_2 \quad (4.18)$$

где: P - условная нагрузка на затвор, равная произведению напора (на затвор) на площадь перекрываемого отверстия, тс;

L -пролет затвора в свету, ($L=b$), м;

K_1, K_2 - коэффициенты (табл. Д.4 приложения Д).

Масса плоского затвора также может быть определена по формуле [35, с. 165]:

$$G_3 = 0,055 \cdot A \cdot \sqrt{A}, \quad (4.19)$$

где: A – площадь перекрываемого отверстия, м².

Вес стационарных подъемных механизмов в кН для затворов может быть определен по формуле:

$$G_M = T_3(3,5 + V_3) - 0,005 \cdot T_3, \quad (4.20)$$

где: V_3 - скорость подъема и опускания затворов в м/мин, обычно

$V_3 \leq 0,2...1$ м/мин [26, с.392];

T_3 - подъемное усилие в тс, определяемое по зависимости:

$$T_3 = 1,2(G_3 + 0,04H^2 \cdot b), \quad (4.21)$$

G_3 - вес затвора в тс;

H -напор на затвор, м;

b -ширина пролета, м.

Количество козловых кранов принимается из расчета 2 крана на 10÷12 пролетов.

Вес козловых кранов определяется по формуле:

$$G_K = 0,7 \cdot G_3. \quad (4.22)$$

4.1.6. Расчет сопряжения бьефов

Основной задачей расчета сопряжения бьефов является создание в нижнем бьефе такого режима, при котором будет погашена кинетическая энергия потока в таких пределах, чтобы в период эксплуатации отсутствовали опасные для устойчивости сооружения размывы.

Это достигается в первую очередь за счёт создания в нижнем бьефе устойчивого затопленного прыжка при любой возможной, в период эксплуатации, схеме маневрирования затворами. Оставшаяся часть энергии гасится с помощью гасителей энергии (шашек, пирсов, рассекателей потока и т.д.).

Для анализа режима сопряжения бьефов наиболее удобно построить совмещённый график маневрирования затворами – график Орлова - Голикова. Для построения этого графика проводится две оси, разбивающие лист на четыре четверти (рис. 4.3).

Построение совмещённого графика начинается со второй четверти, где строятся графики зависимости расхода воды от высоты открытия отверстия при различном числе открытых отверстий на водосливе.

Расход воды при высоте открытия затвора $a < 0,7H$ следует определять по формуле истечения из-под щита [21, с. 70; 32 с. 53]:

$$Q = \varphi \cdot \varepsilon \cdot a \cdot b_{сж} \cdot i \cdot \sqrt{2 \cdot g \left(H_0 - \frac{a}{2} \right)}, \quad (4.23)$$

где: φ – коэффициент скорости: $\varphi=0,85\dots0,95$;

a – высота поднятия затвора, м;

$b_{сж}$ – ширина пролёта с учётом сжатия, м;

i – число открытых отверстий;

$\varepsilon=f(a/h)$ – коэффициент вертикального потока, принимаемый по таблице Д5 приложения Д;

H_0 – напор на гребне водослива с учётом скорости подхода, м;

$g=9,81$ м/с² – ускорение силы тяжести.

При высоте открытия затвора $a=0,77H$, расход определяется по формуле истечения через водослив [6, с. 90]:

$$Q = m \cdot b_{сж} \cdot \sigma_n \cdot i \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_0^{3/2}, \quad (4.24)$$

где: m – коэффициент расхода водослива;

σ_n – коэффициент подтопления.

Расчеты расходов по формулам (4.23), (4.24) производят в таблице 4.2.

Для построения графиков во второй четверти по оси абсцисс выбирается масштаб расходов воды через гидроузел. На оси отмечается $Q_{ГЭС}$ и от его значения как от начала координат, по данным таблицы 4.2 строятся графики зависимости расхода воды от высоты открытия затворов при различном числе открытых отверстий $Q=f(a, i)$.

В первой четверти по оси абсцисс выбирается масштаб для удельных расходов через водослив, а по оси ординат – для высоты открытия затворов. По данным таблицы 4.2 строится график $q_\varepsilon=f(a)$.

Для получения удельного расхода, проходящего через водослив при различной высоте открытия отверстия, расход через одно отверстие делят на сжатую ширину пролёта.

В третьей четверти строится кривая зависимости расхода от глубины нижнего бьефа $Q=f(h_{нб})$. Для построения кривой $Q=f(h_{нб})$ за нулевую отметку принимается отметка рисбермы.

Расчет расхода воды через водослив в зависимости от высоты открытия затворов при различном числе открытых отверстий

Высота открытия затворов a , м	a/H	ε	Расход, м ³ /с, при различном числе открытых отверстий i				Удельный расход q_6 , м ² /с
			$i=1$	$i=2$...	$i=n$	
1							
2							
...							
...							
...							
$a=0,7H$							
$a=0,77H$							
$a=H$							

В четвёртой четверти строятся графики сопряженных глубин характеризующих форму гидравлического прыжка за водосливом, в зависимости от величины q_6 . Приняв первую сопряженную глубину прыжка h_1 , равной глубине потока за водосливом в сжатом сечении h_c , вторая сопряженная глубина – h_2 находится подбором из уравнений [32, с. 130]:

$$q_6 = \varphi \cdot h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g (H_0 + P_H - h_1)}, \quad (4.25)$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{8 \cdot q_6^2}{g \cdot h_1^3}} - 1 \right], \quad (4.26)$$

где: φ – коэффициент скорости (см. формулу 2.23);

H_0 – напор на гребне водослива с учётом скорости подхода, м;

q_B – удельный расход на водосливе, м²/с;

P_H – высота порога водослива со стороны нижнего бьефа, м;

h_1 – первая сопряжённая глубина в начале гидравлического прыжка, м;

h_2 – вторая сопряжённая глубина в конце гидравлического прыжка, м.

Формулы (4.25) и (4.26) даются для решения плоской задачи в руслах прямоугольной формы, к которой, с некоторым приближением, можно отнести бьефы плотин. Чаще приходится рассматривать случаи, когда ширина

нижнего бьефа больше ширины водосливного фронта, т.е. решать пространственную задачу. В первом приближении, при открытии не менее половины полного числа пролётов плотины, для расчёта сопряжённой глубины в пространственных условиях (h_2') можно принимать [39]:

$$h_2' = \frac{2}{3} \cdot h_2, \quad (4.27)$$

Расчёт сопряженной глубины производится в табличной форме (табл. 4.3), задаваясь первой сопряженной глубиной по формулам (4.25), (4.26) и (4.27) определяются значения q_6 , h_2 и h_2' .

По полученным данным на графике маневрирования (рис. 4.3) в IV четверти строят кривые: $h_2 = f(q_6)$ и $h_2' = f(q_6)$; масштаб глубин при этом (по оси ординат) должен совпадать с масштабом глубин в третьей четверти.

Таблица 4.3

К расчёту сопряженных глубин гидравлического прыжка на водобое

$q_6, \text{ м}^2/\text{с}$	$h_{1,\text{м}}$	$h_{2,\text{м}}$	$h_{2',\text{м}}$
	0,5		
	1		
	1,5		
	2		

По графику маневрирования можно определить режим нижнего бьефа при любом числе и любой высоте открытия затворов водосливной плотины. Из рассмотрения ряда схем маневрирования принимается та, которая обеспечивает при сбросе заданного расхода затопленный прыжок и наиболее удобна по условиям эксплуатации грузоподъемного механического оборудования.

По графику маневрирования следует определить режим сопряжения бьефов при пропуске максимального расчетного расхода при всех полностью открытых отверстиях. При пропуске максимального расчетного расхода сопряжение бьефов должно происходить при затопленном гидравлическом прыжке, т.е. глубина в нижнем бьефе $h_{\text{нб}}$ должна быть больше второй сопряженной глубины h_2 .

В случае получения неблагоприятной схемы сопряжения бьефов – в виде отогнанного прыжка, устраивается водобойный колодец или производится заглубление всего водобоя на величину d , а также для затопления прыжка может применяться водобойная стенка.

Глубина водобойного колодца или величина заглубления водобоя и рисбермы определяется по условия:

$$h_{\text{кол}} = (h_2 - h_{\text{НБ}}) \cdot 1,1, \quad (4.28)$$

где: h_2 - вторая сопряженная глубина, м;

$h_{\text{НБ}}$ - глубина воды нижнем бьефе при пропуске расчетного расхода, м.

По условиям производства работ глубину колодца не следует назначать более 2-3 метров.

На графике маневрирования затворов в этом случае проводится новая кривая расходов $Q = f(h_{\text{НБ}} + d)$, которая на постоянную величину d проходит ниже исходной кривой расходов. Величина d принимается равной глубине водобойного колодца.

Так же для гашения энергии при незатопленном гидравлическом прыжке можно устроить водобойную стенку (рис. 4.4б).

Так как водобойная стенка должна создать условия для сопряжения в виде надвинутого прыжка, то должно быть обеспечено условие:

$$h_{\text{cm}} + H_{\text{cm}} \geq h_2, \quad (4.29)$$

где: h_{cm} – высота водобойной стенки, м;

H_{cm} – напор над водобойной стенкой, м, определяемый как для подтопленного водослива с тонкой стенкой, м.

Длина затопленного прыжка $l_{\text{n.n}}$ при наличии водобойного колодца или стенки может быть определена по формуле:

$$l_{\text{n.n}} = \left(1 - \frac{d_{\text{кол}}}{h_2 - h_1} \right) l_n, \quad (4.30)$$

где: $d_{\text{кол}}$ – глубина колодца, м;

l_n – длина гидравлического прыжка, м (здесь $l_n = 2,5 \cdot (1,2h_2 - h_1)$) [32, с 130].

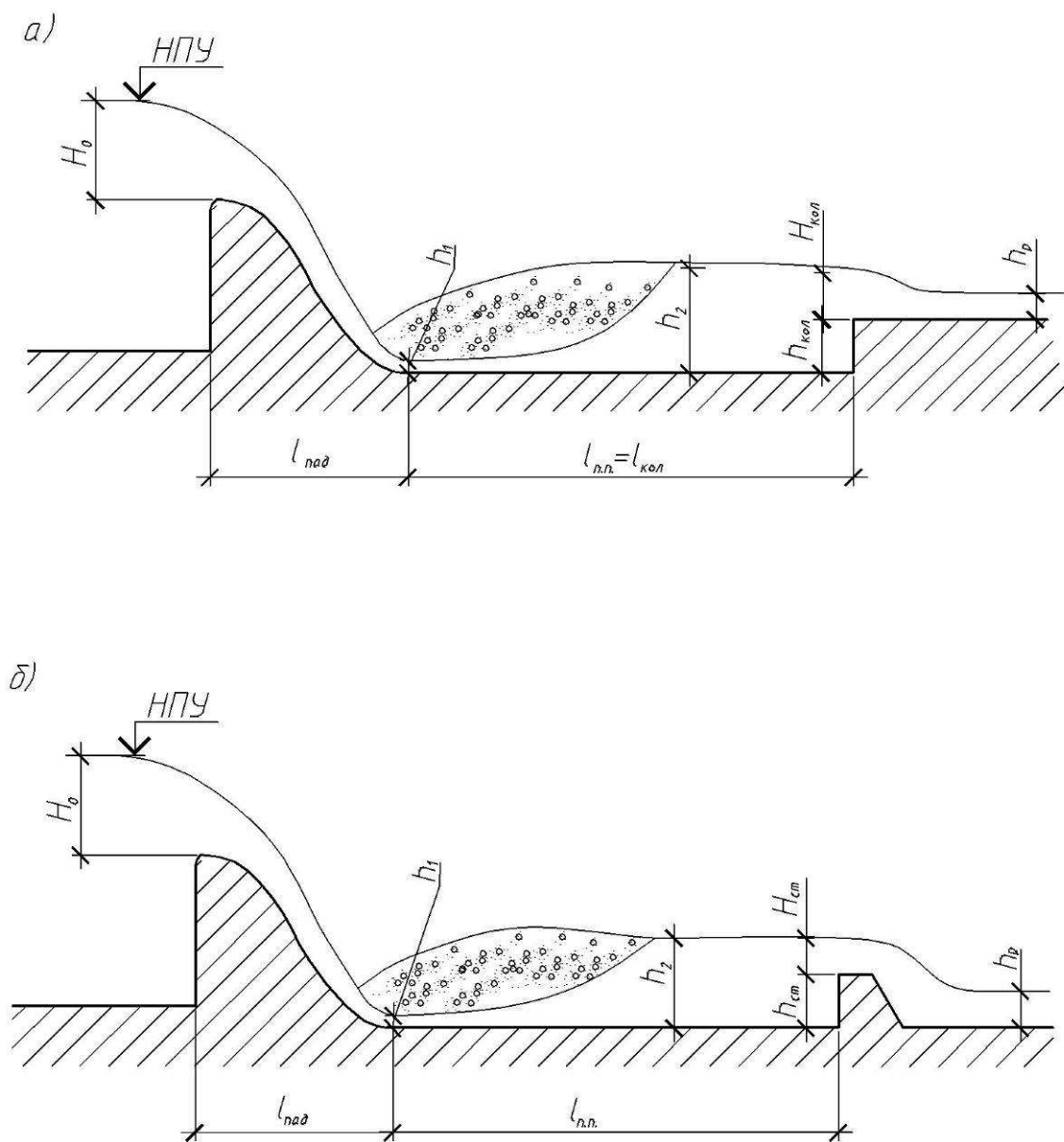


Рис. 4.4. Схемы к расчету гасителя энергии

- а) схема к расчету водобойного колодца;
- б) схема к расчету водобойной стенки

4.1.7. Определение размеров водобоя и рисбермы

Длина водобоя определяется длиной гидравлического прыжка. При отсутствии гасителей энергии длина водобоя определяется по формуле [35, с. 42]:

$$l_B = (1 \div 1,25) \cdot l_n, \text{ м}; \quad (4.31)$$

При наличии водобойного колодца или стенки длина водобоя принимается равной:

$$l_B = l_{n.n.} + t_{cm.}, \quad (4.32)$$

где: $t_{cm.}$ - толщина водобойной стенки.

$l_{n.n.}$ - длина затопленного прыжка, определяемая по формуле (4.30).

Длина гидравлического прыжка может быть определена по формуле Н.Павловского [32, с. 130]:

$$l_{np.} = 2,5(1,2 \cdot h_2 - h_1), \quad (4.33)$$

где: h_1 и h_2 – соответственно первая и вторая сопряженные глубины, определяются по формулам (4.25) и (4.26) при полной величине удельного расхода на водосливе – q_6 .

Толщина плит водобоя определяется по формуле [6]:

$$t_B = 0,15V_1\sqrt{h_1}, \text{ м}; \quad (4.34)$$

где: h_1 – глубина в жатом сечении, м, определяется из формулы (4.25);

$V_1 = \frac{Q_B^p}{h_1 \cdot B_B}$ – скорость течения воды в жатом сечении, м/с;

Q_B^p - м³/с – расчетный расход через водосливную плотину;

B_B , – ширина водобоя, м.

Для успокоения потока и рассеяния его за пределами водобоя устраивается рисберма (рис. 4.5).

Длина рисбермы определяется по формуле:

$$l_p. = (l_{np.} + 8 \cdot \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot q_p^2}{g}}) - l_B, \text{ м}; \quad (4.35)$$

где: q_p – удельный расход на рисберме, м²/с, определяемый по формулам (4.2), (4.4).

Длину рисбермы следует принимать не менее длины водобоя [6], если рассчитанная по формуле (4.35) длина рисбермы получится меньше длины водобоя l_B , то длину рисбермы l_p следует принимать равной длине водобоя.

Концевое устройство рисбермы устраивается в виде ковша регулятора размыва. Глубина ковша регулятора определяется по следующей зависимости [39]:

$$h_{HB} + h_K = 1,05 \cdot 1,2 \sqrt{\frac{q_p}{1,5 \cdot V_{дон}}}, \text{ м;} \quad (4.36)$$

где: h_K – глубина ковша регулятора, м;

q_p – удельный расход на рисберме, м²/с;

$V_{дон}$ – допустимая неразмывающая скорость для грунта русла за рисбермой, м/с, определяется по табл. Д6, Д7 приложения Д.

Ковш заглубляется с уклоном 1:4 – 1:6, дно ковша покрывают слоем камня толщиной 1,5÷3,0 м для образования отмостки. Берега в пределах водобоя укрепляют бетонными стенками – устоями, а в пределах рисбермы – креплением, аналогичным креплению рисбермы.

Водобой выполняется в виде горизонтальной, а иногда наклонной плиты. Плита водобоя отделяется деформационным швом с тем, чтобы избежать появления трещин, а также разрезается вдоль течения вертикальными температурно-осадочными швами, а также в плитах устраиваются дренажные отверстия. В плите водобоя устраиваются дренажные колодцы размером в плане 1×1 м, колодцы располагаются в шахматном порядке через 5÷10 м.

Рисберма выполняется в виде крепления, постепенно облегчающегося по течению. Крепление устраивают в виде бетонных плит. Толщина плит в начале рисбермы принимается равной или несколько меньшей толщины водобоя, в конце рисбермы толщина плит снижается до 0,5–1,5 м. Плиты бето-

нируются на месте, в плане они прямоугольные или квадратные со стороной от 5 до 20 м. Плиты имеют дренажные отверстия.

Плиты водобоя и рисбермы укладываются на горизонтальный, выполненный в виде обратного фильтра из одного или нескольких слоев щебенисто-гравийного материала.

4.2. Конструирование бетонной водосливной плотины.

Конструирование водосливной плотины обычно начинают с фундаментной плиты. Высота и длина фундаментной плиты зависит от грунта основания, высоты плотины и максимального напора. На скальном основании высоту фундаментной плиты следует принимать в пределах 5÷7 м.

Длину фундаментной плиты следует принимать:

- на песчаном основании

$$L_{m.пл.} = (1,2 \div 1,5) \cdot H_1, \quad (4.37)$$

- на глинистом основании

$$L_{m.пл.} = (1,5 \div 1,8) \cdot H_1, \quad (4.38)$$

где: H_1 – глубина в верхнем бьефе до подошвы плотины.

Отметку подошвы фундаментной плиты следует принимать на 0,5÷1,0 м ниже подошвы плиты водобоя.

Фундаментную плиту плотины следует проектировать с неглубокими верховым и низовым зубьями, которые способствуют устойчивости плотины против сдвига.

Профиль водосливной плотины проектируется исходя из следующих условий: устойчивости плотины против сдвига, гидравлики водослива, расположения затворов на гребне, строительных условий.

Очертание водослива строится по координатам Кригера–Офицера (пункт 4.1.4). На гребне водослива устраивают уширение для установки аварийно-ремонтного затвора. В теле водослива устраивается дренаж тела плотины. Вертикальные дрены располагают на расстоянии 4÷5 м от напорной грани, диаметр дрен следует принимать от 200 до 300 мм, шаг в плане дрен

следует назначать 2÷4 м [6, с. 337; 21, с. 196]. Для обслуживания дренажа в теле водослива следует предусматривать галереи (потерны) сечение галерей не менее 2×2 м, галереи размещают по высоте с шагом по высоте 10÷15 м [21].

Толщину неразрезных быков рекомендуется принимать 0,15 b , но не менее 1,5 м. Разрезной бык на 1 м толще неразрезного. Отметку верха бычков следует принимать на отметке гребня земляной плотины, если отметка гребня земляной плотины не известна, то отметку верха бычка следует назначать на 3 м выше НПУ или ФПУ если гидроузел работает с форсировкой. Ширину бычка поверху следует принимать конструктивно с учетом размещения на бычках мостовых переходов, пазов для установки затворов, подъемно-транспортного оборудования.

Плотина разрезается на секции по быкам постоянными плоскими температурно-осадочными швами. Ширина температурного шва в пределах фундаментной плиты плотины и водобоя принимается 1–2 см, а выше фундаментной плиты – не менее 5 см [23].

В постоянном деформационном шве должны быть предусмотрены водонепроницаемые уплотнения – шпонки и дренажные устройства для отвода профильтровавшейся через и вокруг шпонок воды.

Шпонки в шве проектируются вертикальные и горизонтальные, наружные (контурные) и внутренние из металла, резины, пластмасс, асфальтовых и других материалов. Конструкцию шпонок и схему их расположения следует принимать в соответствии с рекомендациями [21, с. 158].

Схему подземного следует принимать в зависимости от геологического строения основания. Если в основании водосливной плотины водоупор залегает на глубине не более 10÷15 м от подошвы плотины, то следует принимать схему с верховым шпунтом добытым до водоупора. В этом случае понур не нужен. Длина шпунта принимается равной глубине до водоупора плюс 1,0 на сопряжение шпунта с телом плотины и заглубление в водоупор.

В случае, когда водоупор залегает на большей глубине или не опреде-

лен, следует принимать схему подземного контура с висячим верховым шпунтом и понуром. Глубину забивки шпунта $S_{ш}$ в этом случае следует принимать кратно стандартной длине шпунта. Шпунт целесообразнее всего принимать металлический, стандартная длина его составляет 20 м.

Длина понура при песчаном основании может быть принята:

$$L_n = (1 \div 2)H, \quad (4.39)$$

а при глинистом основании:

$$L_n = (1,5 \div 2,5)H, \quad (4.40)$$

где: H – максимальный напор на плотину, м.

При напорах до 15м рекомендуются грунтовые понуры из суглинков и глин. При напорах более 15м понуры выполняются из грунтобетона, бетона, асфальтобетона и др.

На связных грунтах понуры могут быть также жесткие или гибкие-анкерные.

Тип понура выбирают в зависимости от водопроницаемости грунтов основания: на основаниях из глинистых грунтов применяют водонепроницаемые понуры жесткой или смешанной конструкции, а на песчаных основаниях – гибкие понуры преимущественно из глинистых грунтов.

Толщина грунтового понура должна быть не менее 0,75м – в начале его и 1 ÷ 2м – в конце (в месте примыкания к плотине) [6, с. 347]. Сверху понур пригружают местным грунтом на высоту, превышающую глубину промерзания. По засыпке устраивают крепление (обычно железобетонные плиты 0,15-0,3м толщиной).

Толщина железобетонных понуров принимается в пределах 0,4 ÷ 0,8м. Такой понур выполняется в виде плит с гидроизоляционным покрытием по поверхности из битумных и полимерных материалов. Понур также пригружается слоем местного грунта с креплением по поверхности.

Сопряжение водосливной плотины с земляной плотиной или с берегом осуществляется с помощью устоев. Верховые сопрягающие устои принима-

ются постоянной высоты, низовые устои уменьшаться по высоте в соответствии с изменением высоты низового откоса грунтовой плотины.

На участке сопряжения за водобоем устраивается струенаправляющая дамба. Отметка гребня дамбы принимается на $1,5 \div 2$ м выше уровня нижнего бьефа при пропуске расчетного расхода, заложение откосов дамбы принимается 1:2, отметка подошвы назначается на отметке дна реки. Откосы струенаправляющей дамбы укрепляются железобетонными плитами, толщина плит принимается не менее половины толщины плит рисбермы.

Гребень грунтовой плотины у примыкания к водосливной плотине делается в виде уширенной площадки, чтобы обеспечить выезд крана с плотины, производство ремонтных работ по затворам и размещения шандорохранищ. Длина этой площадки равна $1,5-2,5$ длинам водосливных пролетов.

По результатам конструирования плотины и гидравлических расчетов вычерчивается профиль водосливной плотины рис. 4.5.

4.3. Назначение класса бетонной плотины

Класс бетонной водосливной плотины назначается по СП 58.13330.2012. [2, п. 8.1] в зависимости от ее высоты и типа грунтов основания, социально-экономической ответственности и последствий возможных гидродинамических аварий.

Назначать класс бетонной водосливной плотины следует в соответствии приложению Е настоящего учебного пособия.

В соответствии с классом водосливной плотины назначаются коэффициент надежности γ_n плотины [2, п. 8.16]:

$$\text{I кл.} - \gamma_n = 1,25;$$

$$\text{II кл.} - \gamma_n = 1,20;$$

$$\text{III кл.} - \gamma_n = 1,15;$$

$$\text{IV кл.} - \gamma_n = 1,10.$$

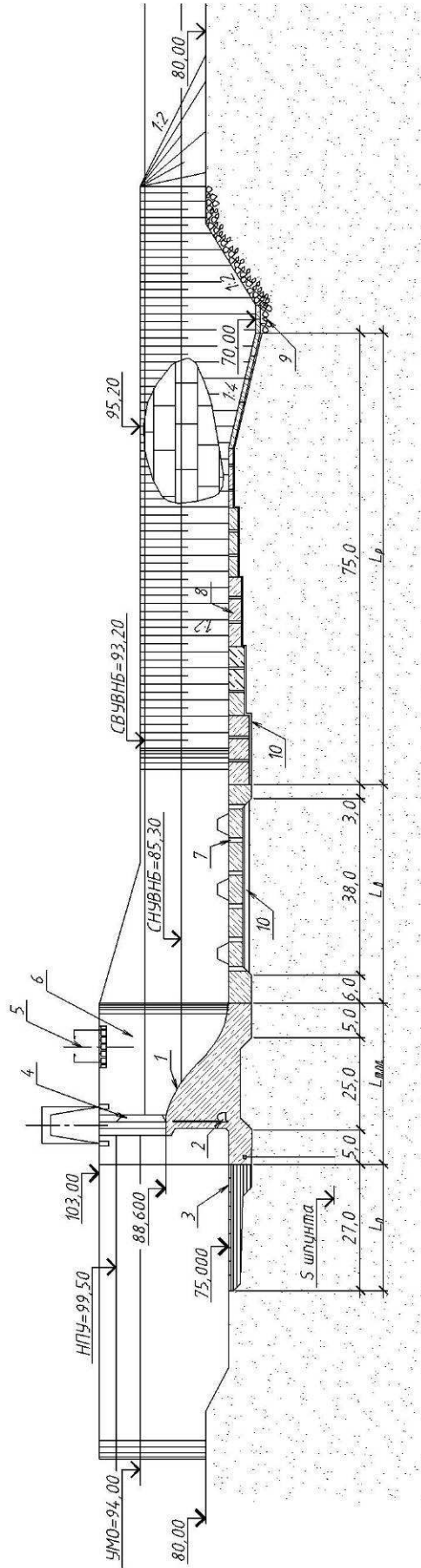


Рис. 4.5. Профиль водосливной плотины

1-водослив, 2-дренажная галерея, 3-мпонур, 4-рабочий затвор, 5-автомодорожный мост, 6-бычок, 7-водобой, 8-рисберма, 9-ковш-регулятор, 10-дереж водобоя и рисбермы

4.4. Фильтрационные расчеты бетонной плотины

Основными задачами фильтрационного расчета плотины являются: выбор схемы подземного контура, назначение размеров его водонепроницаемых и водопроницаемых элементов, проверка размеров водонепроницаемой части подземного контура по условиям отсутствия фильтрационных деформаций грунта в основании, определение фильтрационного давления и фильтрационного расхода в основании. В фильтрационном расчете рассматривается плоская задача, грунт основания считается однородным и изотропным.

Целями фильтрационных расчетов подземного контура водосливной плотины является:

- 1) построение эпюры фильтрационного давления, действующего на подземный контур водосливной плотины;
- 2) проверка размеров подземного контура по условиям отсутствия фильтрационных деформаций в основании (общая фильтрационная прочность) и в области выхода фильтрационного потока (местная фильтрационная прочность);
- 3) определение фильтрационного расхода в основании водосливной плотины.

4.4.1. Выбор схемы и основных размеров элементов подземного контура

Выбор схемы подземного контура производится, исходя из геологических условий в основании водосливной плотины – характеристик грунта и глубины заложения водоупора, а также действующего напора.

Основные размеры элементов подземного контура следует назначать в соответствии с рекомендациями п. 4.3 настоящего пособия.

В случае, когда водоупор залегает на большей глубине или не определен, следует принимать схему подземного контура с висячим верховым шпунтом и понуром.

Если в основании водосливной плотины водоупор залегает на глубине

не более $10 \div 15$ м от подошвы плотины, то следует принимать схему с верховым шпунтом добитым до водоупора. В этом случае понур не нужен.

В курсовом проекте возможны три схемы подземного контура водосливной плотины:

- 1) с висячим верховым шпунтом и понуром;
- 2) со шпунтом, добитым до скального водоупора;
- 3) со шпунтом, добитым до глинистого водоупора.

4.4.2. Фильтрационный расчет подземного контура плотины

4.4.2.1. Схема с висячим шпунтом и понуром

Задавшись размерами подземного контура, определяется положение расчетного водоупора.

Горизонтальная проекция подземного контура l_0 равна (рис. 4.6):

$$l_0 = L_n + L_{m.n.}, \quad (4.41)$$

где: L_n – длина понура, м;

$L_{m.n.}$ – длина тела плотины, м.

Вычисляется заглубление наиболее низкой точки подземного контура (шпунта) от поверхности дна верхнего бьефа:

$$S_0 = \text{Дна}_{\text{бб}} - \text{Шпунта}, \quad (4.42)$$

где: S_0 – заглубление наиболее низкой точки подземного контура, м;

$\text{Дна}_{\text{бб}}$ – отметка дна в верхнем бьефе, м;

Шпунта – отметка шпунта, принимается кратно длине шпунта.

Определяется активная зона (глубина) фильтрации $T'_{ак} = f\left(\frac{l_0}{S_0}\right)$ согласно рекомендаций таблицы Ж1 приложения Ж.

Согласно рекомендаций [34 с. 40], если действительное заглубление водоупора $T_{д} \leq T'_{ак}$, надлежит принимать:

$$T'_{расч} = T_{д}, \quad (4.43)$$

если $T_D > T'_{ак}$, надлежит принимать:

$$T'_{расч} = T'_{ак}. \quad (4.44)$$

Если $T_D = \infty$ (водоупор не обнаружен), то $T'_{расч} = T'_{ак}$.

Далее подземный контур разбивается на участки (рис. 4.6). Для каждого из участков определяются коэффициенты сопротивления по зависимостям:

1) входной элемент (участок I).

Коэффициент сопротивления (при отсутствии понурного шпунта):

$$\xi'_{вх} = \frac{a_n}{T} + 0,44, \quad (4.45)$$

где: $\xi'_{вх}$ - коэффициент сопротивления входного элемента подземного контура;

a_n - средняя толщина понура, м;

$T = T_1$ - глубина от горизонтального участка подземного контура (понура) до водоупора.

2) горизонтальный элемент (участок II).

При длине элемента между двумя шпунтами $l \geq 0,5(S_1 + S_2)$:

$$\xi''_{сop} = \frac{l - 0,5(S_1 + S_2)}{T_1}, \quad (4.46)$$

где: l - длина понура, м;

S_1 - длина верхового шпунта, м, в нашем случае $S_1 = 0$;

S_2 - расстояние от понура до конца шпунта под плотиной, м.

Если $l < 0,5(S_1 + S_2)$, то $\xi''_{сop} = 0$.

3) внутренняя вертикальная преграда - шпунт (участок III).

В случае, если $0 \leq \frac{S_1}{T_2} \leq 0,8$ и $0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,0$, то коэффициент сопротивления шпунта будет определяться по зависимости:

$$\xi'''_{ш} = \frac{a'_1}{T_1} + 1,5 \frac{S_1}{T_2} + 0,5 \frac{S_1/T_2}{1 - 0,75 S_1/T_2}, \quad (4.47)$$

где: a'_1 – толщина уступа, м;

T_2 – глубина от фундаментной плиты до водоупора, м.

4) горизонтальный элемент (участок IV).

Если $l \geq 0,5(S_1 + S_2)$, где l – длина фундаментной плиты, то:

$$\xi_{\text{зоп}}^{IV} = \frac{l - 0,5(S_1 + S_2)}{T_2}, \quad (4.48)$$

где: S_1 – длина верхового подплотинного шпунта, м;

S_2 – длина низового подплотинного шпунта, м, в нашем случае $S_2=0$.

5) выходной элемент (участок V).

$$\xi_{\text{вых}}^V = \frac{a}{T_3} + 0,44, \quad (4.49)$$

где: T_3 – глубина от подошвы водобоя до водоупора, м.

Потеря напора h_i для каждого элемента подземного контура выражается формулой [34, с.40]:

$$h_i = \xi_i \frac{q}{k}, \quad (4.50)$$

где: ξ_i – коэффициент сопротивления i -ого элемента;

q – удельный фильтрационный расход в основании;

k – коэффициент фильтрации основания грунта.

Можно записать [42]:

$$\frac{q}{k} = \frac{H}{\sum_{i=1}^v \xi_i}, \quad (4.51)$$

где: $H=НПУ-СНУВНБ$ – действующий напор, м.

Потери напора по элементам распределяются (в соответствии с формулой 4.50): 1) входной – h_I ; 2) горизонтальный – h_{II} ; 3) шпунт – h_{III} ; 4) горизонтальный – h_{IV} ; 5) выходной – h_V .

Сумма $\sum h_i$ должна быть равна напору H .

По результатам расчетов строится эпюра фильтрационного давления (рис. 4.6).

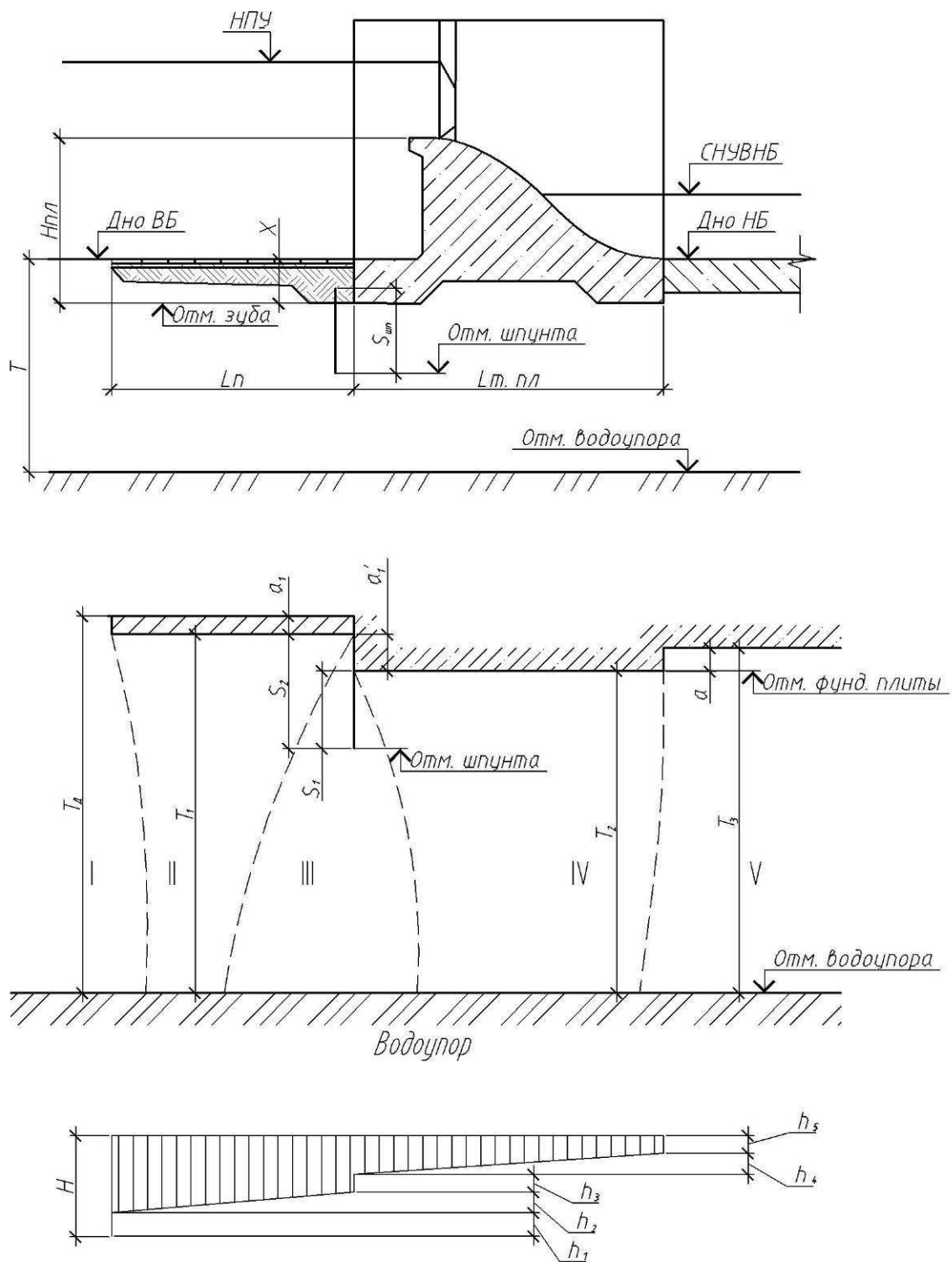


Рис. 4.6. Схема к фильтрационному расчету подземного контура бетонной водосливной плотины с висячим шпунтом и понуром

Величина удельного фильтрационного давления на один погонный метр фундаментной плиты вдоль напорного фронта определяется площадью части эпюры фильтрационного давления, действующего на тело плотины:

$$W_{\phi} = \gamma_{\epsilon} [h_V + (h_V + h_{IV})/2] L_{m.пл.}, \text{ кН/м.пог.} \quad (4.52)$$

4.4.2.2. Схема со шпунтом, добитым до скального водоупора

Фильтрационные расчеты подземного контура со шпунтом, доведенным до скального водоупора, производится путем приведения действительной области фильтрации к фиктивной.

Для металлических шпунтов следует учитывать лишь заглубление их в водоупор, определяя приведенную их длину по зависимости:

$$S_{пп} = S_{ш} + A \cdot l_3, \quad (4.53)$$

где: $S_{ш}$ – длина шпунта, добитого до водоупора, м;

A – коэффициент, характеризующий обтекание фильтрационным потоком заглубленной в водоупор части шпунта l_3 : $A=100$, $l_3=1,0$ – при полускальном водоупоре; $A=50$, $l_3=0,5$ – при скальном водоупоре.

По известной величине $S_{пп}$ можно вести расчет подземного контура, принимая шпунт водопроницаемым, не доведенным до водоупора.

Определяется заглубление наиболее низкой точки подземного контура плотины по условию:

$$S_0 = S_{пп} + a_1, \quad (4.54)$$

где: a_1 – заглубление подошвы фундаментной плиты плотины относительно дна верхнего бьефа, м.

Определяется положение расчетного водоупора по соотношению $\frac{l_0}{S_0}$ по таблице Ж1 приложения Ж определяется $T_{расч}$.

С учетом полученных величин расчетная схема приводится к одношпунтовому подземному контуру с висячим шпунтом и водоупором на глубине $T_{расч}$ (рис. 4.7).

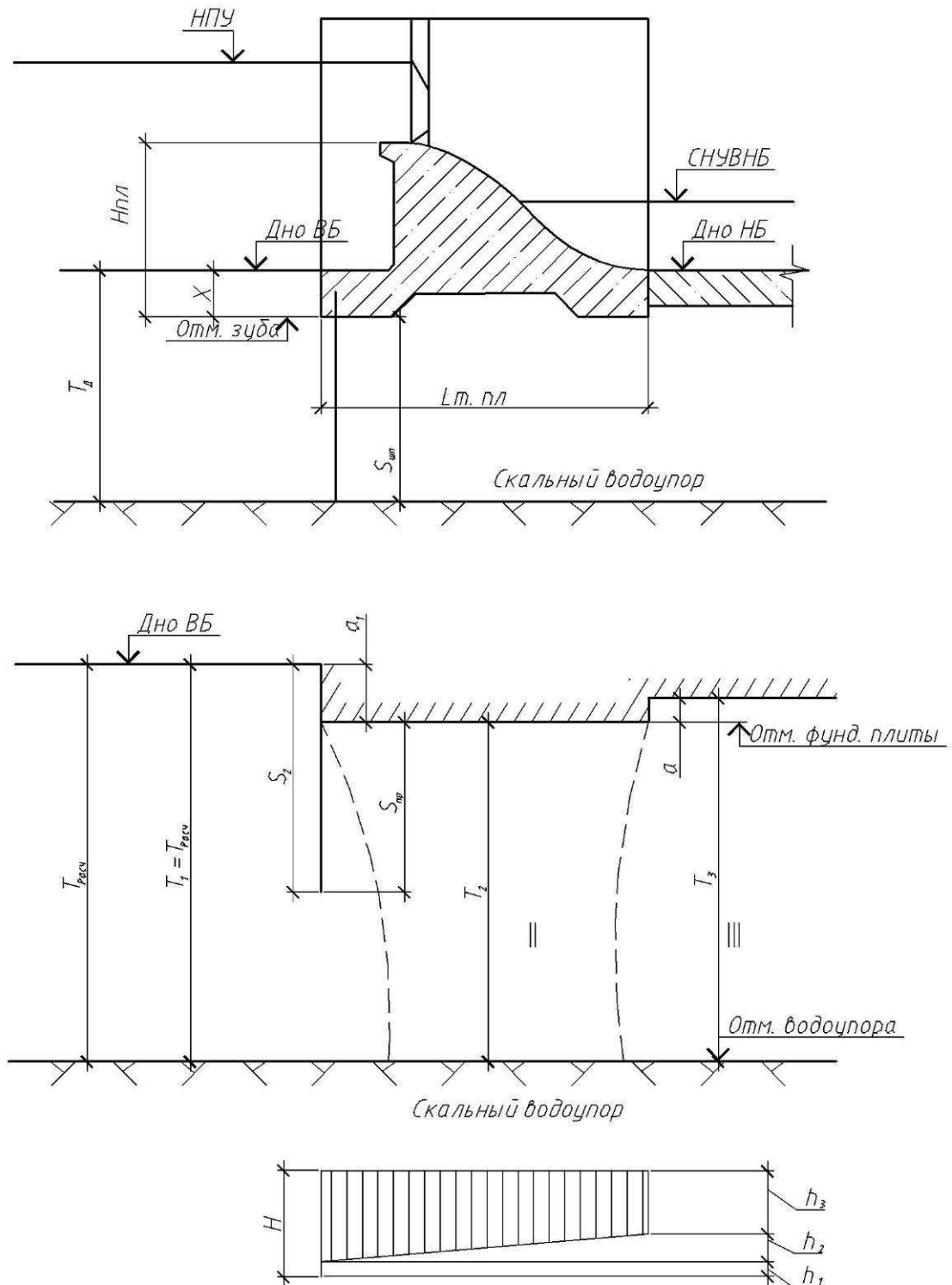


Рис. 4.7. Схема к фильтрационному расчету подземного контура бетонной водосливной плотины со шпунтом, добитым до скального водоупора

Далее расчет производится по обычной схеме висячего (не добитого до водоупора) шпунта. Подземный контур при такой схеме будет иметь три элемента:

- 1) входной – $\xi_{вх} = \xi_{и} + 0,44$ ($\xi_{и}$ - определяется по формуле (4.47));
- 2) горизонтальный – $\xi_{гор}$ (формула (4.48));
- 3) выходной – $\xi_{вых}$ (формула (4.49)).

Потери напора по элементам распределяются в соответствии с формулой (4.50).

По результатам расчетов потерь напора строится эпюра фильтрационного давления (рис. 4.7).

Величина удельного фильтрационного давления определяется как площадь эпюры фильтрационного давления.

4.4.2.3. Схема со шпунтом, добытым до глинистого водоупора

Для шпунтов учитывают только их проницаемость (без учета обтекания), заменяя шпунтовый фрагмент шириной одним метром горизонтального участка подземного контура сооружения с приведенной длиной:

$$l_{np} = \frac{1}{\beta} \cdot 100, \quad (4.55)$$

где: l_{np} – приведенная длина, м;

β - коэффициент водопроницаемости шпунтового фрагмента:
 $\beta = 0,4 \div 0,5$ – для металлических шпунтов; $\beta = 0,5 \div 2,0$ – для деревянного шпунта.

Приведённый плоский бесшпунтовый подземный контур рассчитывается как обычный плоский флютбет при наличии водоупора. Расчетная схема к фильтрационному расчету такого подземного контура показана на рис. 4.8.

Положение расчетного водоупора принимается равным действительному $T_{расч} = T_D$.

Подземный контур при такой схеме будет иметь три элемента:

- 1) входной – $\xi_{вх}$, определяется по формуле 4.45;
- 2) горизонтальный – $\xi_{гор}$ определяется формуле (4.48) при $S_1=0, S_2=0$,

при $l=l_{np}$;

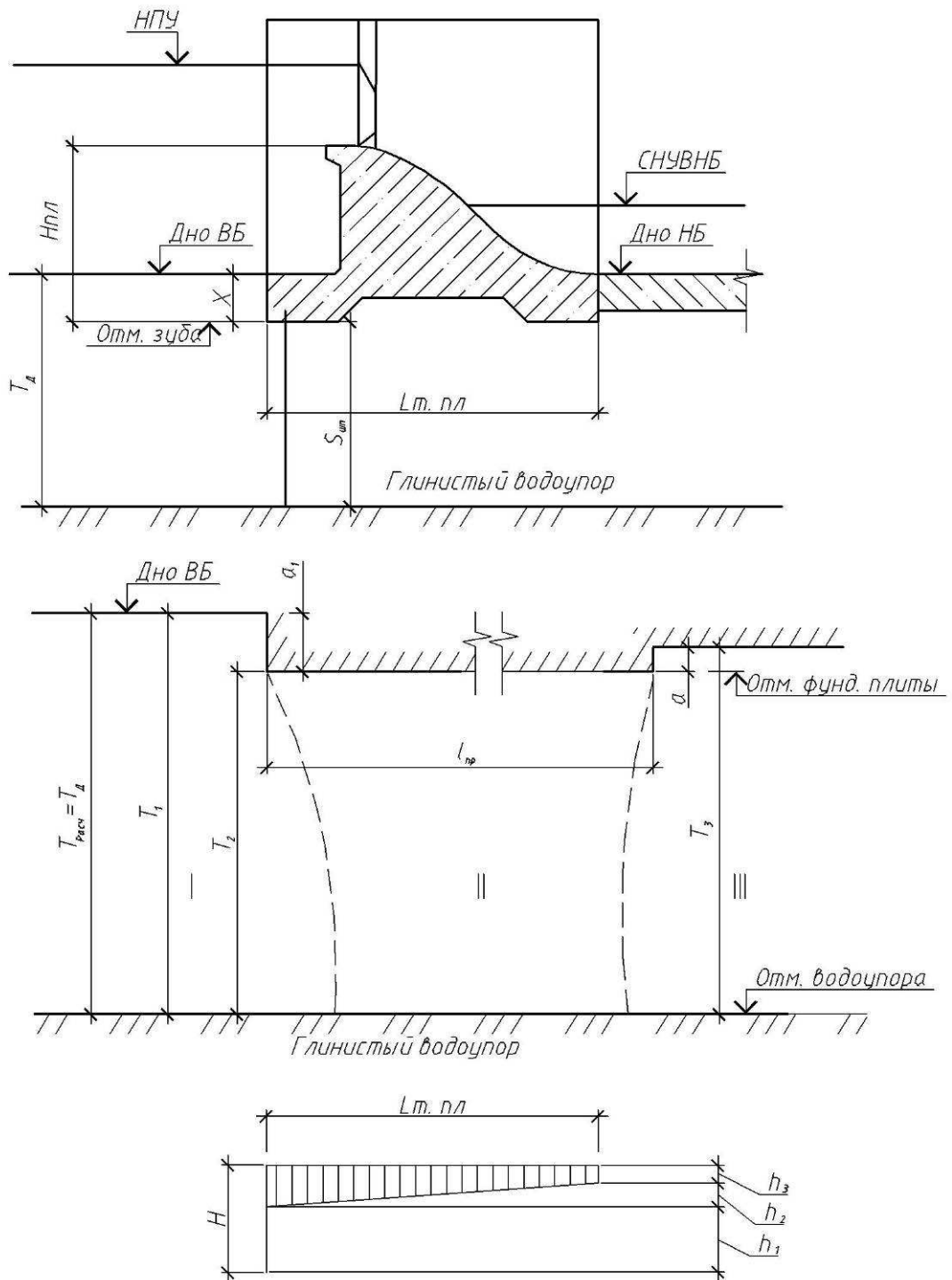


Рис. 4.8. Схема к фильтрационному расчету подземного контура бетонной водосливной плотины со шпунтом, добитым до глинистого водоупора

3) выходной – $\xi_{\text{вых}}$ определяется по формуле (4.49).

Потери напора по элементам распределяются в соответствии с формулой (4.50).

По результатам расчетов потерь напора строится эпюра фильтрационного давления (рис. 4.8), эпюра строится для приведенной длины подземного контура, затем с низовой стороны откладывается действительная длина тела плотины и другая часть эпюры обрезается.

Величина удельного фильтрационного давления определяется как площадь эпюры фильтрационного давления.

4.4.3. Расчет фильтрационной прочности основания

Расчеты фильтрационной прочности основания выполняются в предположении, что на сооружение действует максимальный напор, отвечающий нормальным условиям эксплуатации.

1) Общая фильтрационная прочность

Проверка общей фильтрационной прочности основания водосливной плотины производится по условию [12, п. 8.4]:

$$I_{est,m} \leq \frac{1}{\gamma_n} \cdot I_{cr,m}, \quad (4.56)$$

где: $I_{est,m}$ – осредненный градиент фильтрационного потока в основании плотины;

$$I_{est,m} = \frac{H}{T_{расч} \cdot \sum \zeta}; \quad (4.57)$$

$I_{cr,m}$ – расчетное значение осредненного критического градиента напора, принимаемое по таблице Ж2 приложения Ж;

γ_n – коэффициент надежности;

H – расчетный напор на плотину;

$\sum \zeta$ – сумма коэффициентов сопротивления;

$T_{расч}$ – глубина расчетной зоны фильтрации.

2) Местная фильтрационная прочность

В зоне выхода фильтрационного потока в нижний бьеф производится проверка местной фильтрационной прочности грунта основания. Критерием

обеспечения местной фильтрационной прочности является условие [12, п. 8.5]:

$$I_{est} \leq \frac{I_{cr}}{\gamma_n}, \quad (4.58)$$

где: I_{est} – местный градиент напора в области входа фильтрационного потока в дренаж по водобоем (под телом плотины);

I_{cr} – местный критический градиент напора [12, п. 5.30].

Согласно п. 5.30 СП 23.13330.2011 [12] для несuffозионных песчаных грунтов I_{cr} допускается принимать при выходе потока в дренаж 1,0, а за дренажем - 0,3. Для пылевато-глинистых грунтов при наличии дренажа или жесткой пригрузки при выходе на поверхность грунта I_{cr} допускается принимать 1,5, а при деформируемой пригрузке - 2,0.

Местный градиент напора в области входа фильтрационного потока вычисляется по формуле [34]:

$$I_{est} = \frac{H}{T_{расч}} \cdot \frac{1}{a \cdot \sum \zeta}, \quad (4.59)$$

где:

$$a = \sqrt{1 - (T_2/T_1)^2}, \quad (4.60)$$

остальные обозначения прежние.

В случае, если местная фильтрационная прочность не удовлетворяется, необходимо изменить размеры подземного контура.

4.4.4. Фильтрационный расход в основании

Удельный фильтрационный расход в основании водосливной плотины определяется по формуле [39, 42]:

$$q = \frac{H \cdot k_{\phi}}{\sum \zeta}, \quad (4.61)$$

где: H – расчетный напор на плотину;

$\sum \zeta$ – сумма коэффициентов сопротивления;

k_{ϕ} – коэффициент фильтрации грунта основания.

При известной длине плотины вдоль напорного фронта полный фильтрационный расход в основании плотины может быть определен как:

$$Q_{\phi} = q \cdot L, \quad (4.62)$$

где: L – длина плотины с учетом быков, м.

4.5. Статические расчеты бетонной плотины

Статический расчет плотины производится с целью проверки устойчивости плотины против сдвига и оценки несущей способности основания.

4.5.1. Предпосылки к статическому расчету

Метод расчетов. Гидротехнические сооружения, их конструкции и основания следует рассчитывать по предельным состояниям [2, 12]. Различают две группы предельных состояний. Первая группа включает расчеты по непригодности к эксплуатации, вторая – по непригодности к нормальной эксплуатации.

В расчете плотин и их оснований учитываются следующие предельные состояния:

- первое предельное состояние – по несущей способности;
- второе предельное состояние – по деформациям и перемещениям.

В курсовом проекте статические расчеты бетонной плотины ведутся по первому предельному состоянию.

Критерием недопущения предельных состояний является соблюдение условия [2, п. 8.16]:

$$\gamma_{lc} F \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad (4.63)$$

где: γ_{lc} — коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый равным 1,0 для основного сочетания нагрузок;

F — расчетное значение обобщенного силового воздействия (сила, момент, напряжение), деформации или другого параметра, по которому производится оценка предельного состояния, определенное с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_f ;

R — расчетное значение обобщенной несущей способности, деформации или другого параметра (при расчетах по первой группе предельных состояний - расчетное значение; при расчетах по второй группе предельных состояний - нормативное значение), устанавливаемого нормами проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений, определенное с учетом коэффициентов надежности по материалу γ_m или грунту γ_g и условий работы γ_c ;

γ_n — коэффициент надежности по ответственности сооружения, принимаемый в зависимости от класса сооружения.

Расчетный случай. В курсовом проекте в качестве расчетного случая принимается основной эксплуатационный, отвечающий наиболее благоприятным условиям работы плотины, когда на плотину действует максимальный напор (при НПУ – в верхнем и СНУВНБ – в нижнем бьефе).

Статические расчеты выполняются для расчетной секции плотины, состоящей из двух или трех пролетов (определяется при конструировании плотины). Расчетная схема к статическим расчетам представлена на рис 4.9.

4.5.2. Сбор нагрузок, действующих на расчетную секцию плотины

1. Гидростатическое давление воды со стороны верхнего и нижнего бьефа определяется по формуле:

$$W_i = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_i^2 \cdot L_c, \text{ кН}; \quad (4.64)$$

где: H_1 - напор со стороны верхнего бьефа от НПУ до подошвы плотины, м;

H_2 - напор со стороны нижнего бьефа от расчетного уровня до подошвы плотины, м;

L_c – расчетная длина секции плотины вдоль напорного фронта, м;

γ_w – удельный вес воды (10 кН/м^3).

2. Нагрузка от собственного веса плотины определяется по формуле:

$$P_i = \omega_i \cdot \gamma_c \cdot 2b, \text{ кН}; \quad (4.65)$$

где: ω_i – площадь отдельного элемента профиля тела плотины, м;

b – ширина пролета, м.

γ_c – удельный вес бетона (24,5 кН/м³).

3. Нагрузка от собственного веса быков определяется по формуле:

$$G_i = \omega_i \cdot \gamma_c \cdot (d_p + d_n), \text{ кН}; \quad (4.66)$$

где: ω_i – площадь отдельного элемента быка, м;

d_p – толщина разрезного быка, м;

d_n – толщина неразрезного быка, м;

γ_c – удельный вес бетона (24,5 кН/м³).

4. Вертикальное давление воды определяется по формуле.

$$p_i = \gamma_w \cdot W_i, \text{ кН}; \quad (4.67)$$

где: W_i – объем тела давления, м³;

γ_w – удельный вес воды (10 кН/м³).

Вертикальное давление воды учитывается как с верхнего, так и нижнего бьефов.

5. Сила волнового давления определяется по формуле А. Можевитино-ва [41, с. 30]:

$$W_A = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot h_B \cdot \left(\frac{\lambda}{\pi} + \frac{\pi \cdot h_B^2}{2 \cdot \lambda} \right) \cdot L_c, \text{ кН}; \quad (4.68)$$

где: h_B – расчетная высота волны при НПУ, м;

λ – расчетная длина волны при НПУ, м;

y_c – плечо силы волнового давления, м:

$$y_c = \frac{\lambda}{2\pi} - \frac{3}{8} h_B, \text{ м}, \quad (4.69)$$

L_c – длина расчетной секции плотины, м;

γ_w – удельный вес воды.

6. Взвешивающее давление воды определяется по формуле:

$$W_{\text{взв}} = H_2 \cdot L_{\text{м.пл.}} \cdot L_c \cdot \gamma_w, \text{ кН}; \quad (4.70)$$

где: H_2 - глубина воды в нижнем бьефе до подошвы плотины, м;

$L_{\text{м.пл.}}$ - длина фундаментной плиты плотины, м.

7. Вес затворов принимается согласно п. 4.1.5 настоящего пособия.

8. Вес автомобильного железобетонного моста определяется по формуле:

$$F_{m1} = P_{m1} \cdot 2b, \text{ кН}, \quad (4.71)$$

где: P_{m1} - вес 1 м длины пролетного строения моста, определяется по рис. 31 приложения 3;

b - пролет водосливной плотины, м.

9. Вес металлического моста (подкрановых путей) определяется по формуле:

$$F_{m2} = P_{m2} \cdot 2b, \text{ кН} \quad (4.72)$$

где: P_{m2} - вес 1 м длины подкрановых путей, определяется по таблице 34 приложения 3, в зависимости от длины пролета и величины подъемного усилия (величина подъемного усилия определяется по формуле (4.21)).

10. Вес подъемных механизмов принимается согласно п. 4.1.5 настоящего пособия.

11. Фильтрационное давление воды определяется по формуле:

$$W_{\phi} = \omega_{\phi} \cdot L_c \cdot \gamma_w, \text{ кН}; \quad (4.73)$$

где: ω_{ϕ} - площадь эпюры фильтрационного давления в основании плотины (по результатам фильтрационного расчета).

12. Активное давление грунта определяется по формуле:

$$E_A = 0,5 \cdot \gamma_{cp} \cdot h_{\text{бб}}^2 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{cp}}{2} \right) \cdot L_c, \text{ кН}; \quad (4.74)$$

где: $h_{\text{бб}}$ - глубина заложения подошвы со стороны верхнего бьефа, м;

γ_{cp} - средневзвешенный удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии;

φ_{cp} – средневзвешенный угол внутреннего трения грунта основания.

13 Пассивное давление грунта со стороны нижнего бьефа с учетом пригрузки от плиты водобоя определяется по формуле:

$$E_p = [0,5 \cdot \gamma_{cp} \cdot h_{нб}^2 \cdot \lambda_n + q \cdot h_{нб} \cdot \lambda_n] \cdot L_c, \text{ кН} \quad (4.75)$$

где: λ_n – коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления грунта:

$$\lambda_n = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (4.76)$$

$h_{нб}$ – толщина слоя грунта со стороны нижнего бьефа, м;

q – пригрузка грунта от веса водобоя;

$$q = t_с \cdot \gamma_с, \text{ кН/м}^2, \quad (4.77)$$

$t_с$ – толщина плит водобоя, м.

Подсчет нагрузок, действующих на расчетную секцию плотины, производится в таблице 4.4.

Статические расчеты водосливной плотины производятся на расчетные нагрузки, получаемые умножением величин нагрузок рассчитанных по приведенным выше формулам на коэффициент надежности по нагрузке. Коэффициент надежности по нагрузке определяется по таблице 33 приложения 3.

Расчетные значения нагрузок от собственного веса сооружения принимаются с коэффициентом надежности по нагрузке 0,95 в расчете устойчивости плотины против сдвига, с коэффициентом надежности по нагрузке 1,05 при расчете несущей способности основания.

Значения плеча моментов силы от действующих нагрузок определяется на расчетной схеме. Значение моментов принимается со знаком «-» если действие момента вращает плотину в сторону нижнего бьефа (опрокидывающий момент), со знаком «+» если действие момента вращает плотину в сторону верхнего бьефа (удерживающий момент).

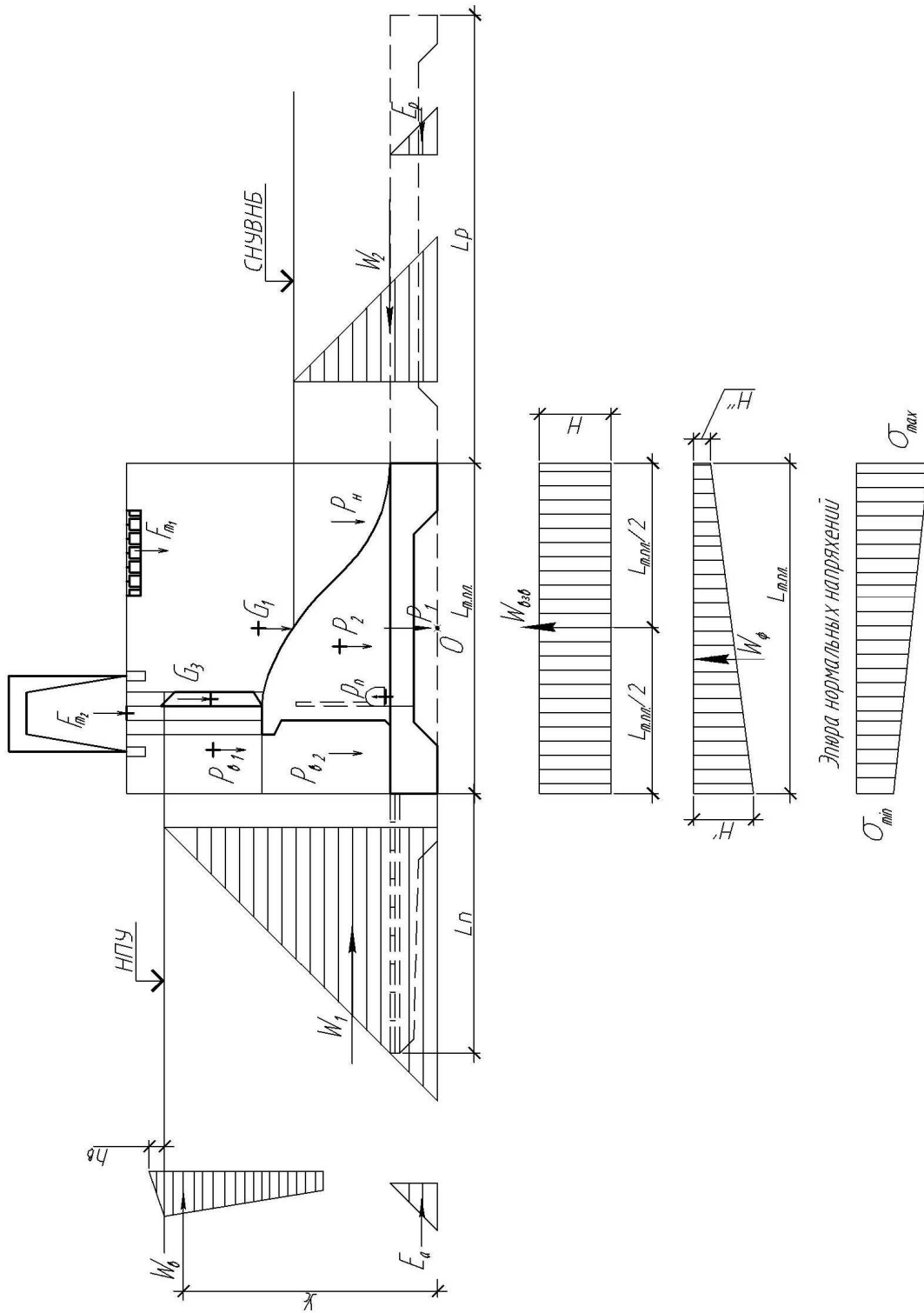


Рис. 4.9. Схема к статическому расчету водосливной плотины

Подсчет нагрузок, действующих на расчетную секцию плотины.

Направление силы	Наименование нагрузки	Обозначение	Нормативная нагрузка		Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН	Плечо силы относительно центра подшвы, м	Момент силы, кН	
			Расчет- ная формула	Вел-на нагрузки, кН				+	-
Вертикальные	Вес фундамент- ной плиты								
	Вес водослива								
	Вес бычков								
	Вертикальное давление воды: со стороны ВБ со стороны НБ								
	Взвешивающее давление воды								
	Фильтрационное давление								
	Вес затворов								
	Вес а/м моста								
	Вес металличе- ского моста								
	Вес подъемных механизмов								
					Σ сил		Σ нагр.		Σ мо- ментов
Горизонтальные	Гидростатическое давление воды со стороны ВБ со стороны НБ								
	Активное давле- ние грунта								
	Пассивное давле- ние грунта								
	Волновое воздей- ствии								
					Σ сил		Σ нагр.		Σ мо- ментов

Если сумма моментов получается отрицательная это означает, что максимальное значение нормальных напряжений будет по низовой грани подшвы фундаментной плиты плотины, если наоборот, то по верховой грани.

4.5.3. Расчет устойчивости плотины против сдвига

Согласно указаний СП 23.13330.2011 [12, п. 7.7], расчет устойчивости гравитационных сооружений, основание которых сложено нескальными грунтами, следует производить по схеме плоского сдвига при выполнении условия :

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max, I}}{B \cdot \gamma_1} \leq N_0, \quad (4.78)$$

где: N_{σ} – число моделирования,

N_0 – безразмерный параметр, принимаемый для плотных песков равным 1, для остальных грунтов - равным 3 [12, п. 7.7];

B – размер стороны (ширина) прямоугольной подошвы сооружения, параллельной сдвигающей силе (без учета длины анкерного понура), $B=L_{m.n.l.}$;

γ_1 - удельный вес грунта основания, принимаемый ниже уровня воды с учетом ее взвешивающего действия;

σ_{\max} - максимальное нормальное напряжение в угловой точке под подошвой сооружения (с низовой стороны).

Максимальное значение нормального напряжения на контакте железобетонной плиты и грунта основания определяется по формуле (4.82).

Если условие (4.78) выполняется, то расчет устойчивости плотины производится по схеме плоского сдвига.

Проверка устойчивости плотины по схеме плоского сдвига производится по условию (4.63):

$$\gamma_{lc} F \leq \frac{R}{\gamma_n}.$$

Расчетное значение обобщенной несущей способности сооружения определяется по формуле:

$$R = P \cdot \operatorname{tg} \varphi + 0,7 \cdot E_p, \text{ кН}; \quad (4.79)$$

где: $P = \sum F_{v, I}$ – сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок с учетом противодействия, кН;

φ – расчетное значение угла внутреннего трения грунта;

E_p – пассивное давление грунта.

Расчетное значение обобщенного силового воздействия определяется по формуле:

$$F = \sum F_{h,i}, \text{ кН}, \quad (4.80)$$

где: $\sum F_{h,i}$ – сумма всех горизонтальных сил, кН.

Если условие (4.63) выполняется, то устойчивость плотины против плоского сдвига обеспечивается. Если условие (4.63) не выполняется, то плотина не устойчива против сдвига, в этом случае необходимо увеличивать ширину плотины по основанию или применить анкерный понур.

4.5.4. Проверка несущей способности основания

Исходя из требований теории линейно – деформируемой среды для обеспечения несущей способности основания плотины, необходимо выполнения условия [12, п. 7.1-7.5]:

$$\begin{cases} \sigma_{\max} \leq 1,2R \\ \sigma_{\min} > 0 \end{cases}, \quad (4.81)$$

где: σ_{\max} – максимальное краевое значение эпюры нормальных контактных напряжений в основании, кПа;

σ_{\min} – минимальное значение нормальных контактных напряжений в основании, кПа;

R – расчётное сопротивление грунта основания, кПа.

Краевые значения эпюры нормальных контактных напряжений в основании плотины определяются по формуле внецентренного сжатия для условия плоской задачи:

$$\sigma_{\frac{\max}{\min}} = \frac{P}{F_{пл}} \pm \frac{\Sigma M_0}{W}, \quad (4.82)$$

где: $F_{пл}$ – площадь подошвы расчетной секции плотины, м²;

P – сумма проекций всех сил на нормаль к подошве фундаментной плиты секции плотины, кН;

W – момент сопротивления подошвы фундаментной плиты плотины, м³;

$$W = \frac{L_{m.пл.}^2 \cdot L_c}{6}, \quad (4.83)$$

ΣM_0 – сумма моментов всех внешних сил относительно центра тяжести подошвы фундаментной плиты, кН·м.

Величина расчётного сопротивления грунта основания определяется по зависимости [25, п. 5.6.7]:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (4.84)$$

где: γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 31 приложения 3;

k – коэффициент, принимаемый равным: $k_1 = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и $k_1=1,1$, если они приняты по СП 22.13330.2011 [25, прилож. Б];

M_γ, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице 32 приложения 3;

k_z – коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м - $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м - $k_z = z_0/b + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м) [25, п. 5.6.7];

b – ширина подошвы фундамента, м, $b=L_{m.пл.}$;

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³ (тс/м³);

γ'_{II} – то же, залегающих выше подошвы;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа (тс/м²);

d_1 – глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундамента от пола подвала, определяемая по формуле:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (4.85)$$

h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³.

Если условие (4.81), выполняется, то несущая способность основания плотины обеспечена. Если условие (4.81) не выполняется, то несущая способность основания не обеспечивается, следовательно необходимо увеличить длину фундаментной плиты.

4.6. Расчеты сопрягающего устоя

4.6.1. Выбор схемы устоя

Сопрягающий устой служит для защиты торцевой части земляной плотины, берега или других сооружений от действия воды, сбрасываемой через водослив.

В пределах водосливной плотины на нескальном основании функцию устоя выполняет полубычок, входящий в крайнюю секцию плотины. На остальных участках устоя конструируется как подпорная стенка.

В курсовом проекте устой целесообразнее всего принимать уголкового типа, расчетное сечение рекомендуется принимать непосредственно за водосливной плотиной где устой имеет максимальную высоту.

Длину тыловой консоли фундаментной плиты устоя следует назначать не менее 0,7 его высоты, длину внешней консоли не менее 0,2 высоты. Толщину фундаментной плиты рекомендуется принимать равной толщине фундаментной плиты плотины или плиты водобоя, Отметку подошвы устоя следует назначать на отметке подошвы плотины или водобоя.

Толщину вертикальной стенки устоя следует назначать из условия обеспечения общей устойчивости, как правило, толщина стены принимается переменной с утолщением у фундаментной плиты.

По результатам конструирования устоя составляется расчетная схема к статическому расчету устоя рис. 4.10.

При расчете рассматривается 1м продольной стенки устоя в том месте, где работа устоя оказывается наиболее тяжелой. В случае, когда в пролете

плотины имеется флютбет, наиболее опасное сечение продольной стенки располагается непосредственно за линией затворов, где уровень воды в пролете плотины достаточно низкий.

4.6.2. Фильтрационный расчет сопрягающего устоя

Расчетная схема для фильтрационного расчета устоя аналогична схеме одношпунтового подземного контура, но в перевернутом виде, роль шпунта в которой играет заглубленная в земляную плотину диафрагма.

Глубина фильтрационного потока над водоупором за стенкой устоя в первой от полубычка устоя со стороны нижнего бьефа секции определяется по формуле [6, с 120]:

$$h_x = \sqrt{(h_b^2 - h_n^2) \cdot h_r + h_n^2}, \quad (4.86)$$

где: h_b и h_n – соответственно глубина воды над водоупором в верхнем и нижнем бьефах, м;

h_r – приведенный напор в расчетном сечении устоя на расстоянии X м от диафрагмы определяется по графику [6, с. 118] для $\theta=10^0$ в зависимости от X/L_1 и S/L_1 ;

S – длина диафрагмы, м;

L_1 – расстояние от диафрагмы до дренажа земляной плотины, м.

При известном уровне грунтовых вод за стенкой устоя на расчетной схеме устоя (рис. 4.10) строятся эпюры фильтрационного и взвешивающего давления, действующие на подошву устоя.

4.6.3. Статический расчет устоя

4.6.3.1. Сбор нагрузок, действующих на устой

Расчет ведется по I группе предельных состояний на расчетные нагрузки; расчетный период – рассматриваем нагрузки основного сочетания; расчетная схема – один погонный метр устоя.

Подсчет сил действующих на один погонный метр устоя ведется в таблице 4.5, моменты от действующих нагрузок определяются относительно середины подошвы устоя.

Схема к расчету устоя приведена на рис. 4.10.

Расчетные характеристики плотности грунта можно определить по следующим зависимостям:

$$\gamma_{\text{сух}} = \gamma_s \cdot (1 - n), \quad (4.87)$$

$$\gamma_{\text{ест}} = \gamma_{\text{сух}} + W \cdot \gamma_w, \quad (4.88)$$

$$\gamma_n = \gamma_{\text{сух}} + n \cdot \gamma_w, \quad (4.89)$$

$$\gamma_{\text{эв}} = \gamma_n - 1, \quad (4.90)$$

где: γ_s – плотность частиц грунта, кН/м³ (т/м³);

n – пористость грунта средней плотности;

W – природная влажность грунта в долях единиц.

1. Собственный вес устоя по элементам определяется по формуле:

$$g_i = \omega_i \cdot \gamma_b \cdot 1, \text{ кН} \quad (4.91)$$

где: ω_i - площадь i -го элемента устоя, м².

2. Вертикальное давление воды на внешнюю консоль устоя определяется по формуле:

$$g_w = \gamma_w \cdot W_1, \text{ кН} \quad (4.92)$$

где: W_1 - объем тела давления, м³;

γ_w - удельный вес воды.

3. Вертикальное давление грунта на тыловую консоль фундаментной плиты устоя определяется по формуле:

- выше уровня грунтовых вод

$$g_e = \frac{b_1 + b_2}{2} \cdot h_e \cdot 1 \cdot \gamma_{\text{ест}}, \text{ кН} \quad (4.93)$$

- ниже уровня грунтовых вод

$$g_n = \frac{b_2 + b_3}{2} \cdot h_n \cdot 1 \cdot \gamma_n, \text{ кН} \quad (4.94)$$

где: b_1, b_2 – длины оснований трапеции сухого грунта, м;

h_e – толщина слоя грунта естественной влажности, м;

γ_{est} – удельный вес грунта в состоянии естественной влажности, кН/м³;

b_2, b_3 – длины оснований трапеции грунта в насыщенном водой состоянии, м;

h_n – толщина слоя водонасыщенного грунта, м;

γ_{est} – удельный вес грунта в насыщенном водой состоянии, кН/м³.

4. Взвешивающее давление воды:

$$W_{эв} = \gamma_w \cdot h_{нб} \cdot B \cdot 1, \text{ кН} \quad (4.95)$$

где: $h_{нб}$ – глубина воды в нижнем бьефе плотины от наинизшего уровня до подошвы устоя, м;

B – длина подошвы устоя, м.

5. Фильтрационное давление на подошву устоя определяется по формуле:

$$W_f = 0,5 \cdot h_3 \cdot B \cdot \gamma_w, \text{ кН} \quad (4.96)$$

где: h_3 – напор на устой, м.

6. Активное давление грунта.

В состоянии естественной влажности выше уровня грунтовых вод активное давление грунта определяется по формуле:

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma_{est} \cdot h_e^2 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (4.97)$$

Для расчета давления грунта во взвешенном состоянии слоем h_2 (м) ниже уровня грунтовых вод, приводят грунт в состояние естественной влажности слоем h_1 к грунту во взвешенном состоянии, слоем h_1' :

$$h_1' = \frac{\gamma_{est}}{\gamma_{эв}} \cdot h_1. \quad (4.98)$$

Определяются ординаты эпюры давления грунта во взвешенном состоянии на глубине h_1' и $\left(h_1' + h_2 \right)$, м:

$$l_1 = \gamma_{\text{взв}} \cdot h'_1 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (4.99)$$

$$l_2 = \gamma_{\text{взв}} \cdot (h'_1 + h_2) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (4.100)$$

Площадь эпюры определяет силу давления грунта во взвешенном состоянии:

$$E_2 = \frac{l_1 + l_2}{2} \cdot h_2 \cdot 1, \text{ кН} \quad (4.101)$$

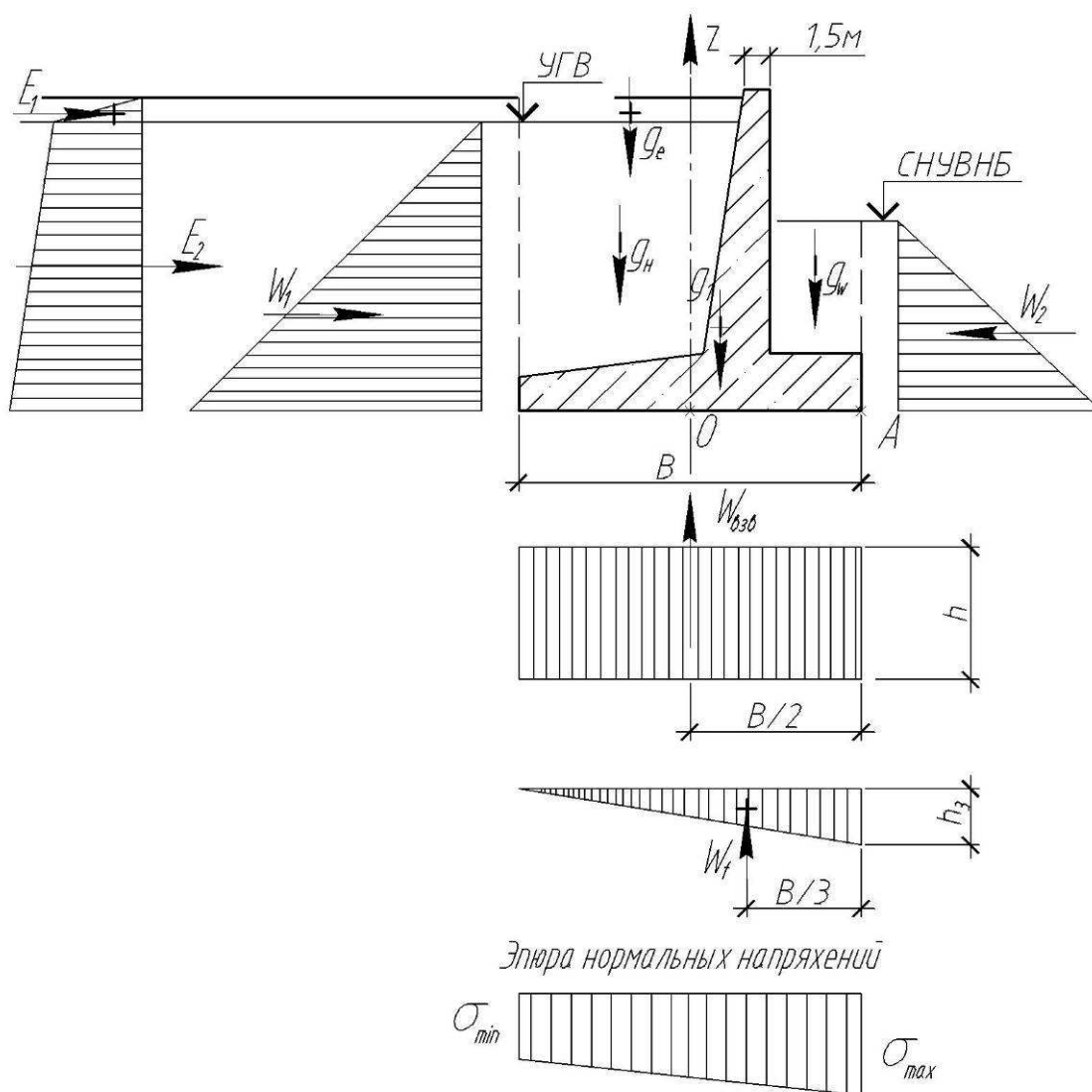


Рис. 4.10. Схема к статическому расчету сопрягающего устоя.

Подсчет нагрузок, действующих на устой.

№ п/п	Наименование нагрузки	Обознач.	Нормативная нагрузка		Коеф. надеж. по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН	Плечо силы	Момент силы, кН·м	
			Расчетная формула	Величина нагрузки, кН				+	-
Вертикальные	1	Вес устоя	g_1						
	2	Вес воды	g_w						
	3	Вес грунта	g_e						
	4	Вес грунта	g_n						
	5	Взвешив. давление	$W_{вз}$						
	6	Фильтрац. давление	W_f					Σ	Σ
						Σ вертик. сил			
Горизонтальные	7	Давление воды	W_1						
	8	Давление воды	W_2						
	9	Давление грунта	E_1						
	10	Давление грунта	E_2						
						Σ гориз. сил		Σ	Σ

7. Горизонтальное давление воды

$$W_i = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_i^2 \cdot 1, \text{ кН.} \quad (4.102)$$

где: H_i – действующий напор, м.

Моменты от действующих нагрузок определяются относительно середины подошвы фундаментной плиты.

4.6.3.2. Расчет устоя против сдвига

Проверка устойчивости устоя против сдвига производится по схеме плоского сдвига по условию (4.63).

Расчетное значение обобщенной несущей способности сооружения определяется по формуле:

$$R = \sum F_v \cdot \operatorname{tg} \varphi, \text{ кН}; \quad (4.103)$$

Расчетное значение обобщенного силового воздействия определяется по формуле (4.80).

Если условие (4.63) выполняется, то устойчивость сопрягающего устоя против плоского сдвига обеспечивается. Если условие (4.63) не выполняется, то устой не устойчив против сдвига, в этом случае необходимо увеличивать длину тыловой консоли устоя, увеличить толщину элементов устоя.

4.6.3.3. Проверка несущей способности основания устоя

Проверка несущей способности основания устоя производится по условию (4.81).

Краевые значения эпюры нормальных контактных напряжений в основании устоя определяются по формуле (4.82)

Величина расчётного сопротивления грунта основания определяется по зависимости (4.84)

Если условие (4.81), выполняется, то несущая способность основания сопрягающего устоя обеспечивается. Если условие (4.81) не выполняется, то несущая способность основания устоя не обеспечивается, следовательно необходимо увеличить длину фундаментной плиты устоя.

5. ВОДОСБРОСНЫЕ И ВОДОСПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ГИДРОУЗЛОВ С ПЛОТИНАМИ ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

5.1. Общие сведения о водопропускных сооружениях

При проектировании гидроузлов при глухих плотинах из грунтовых материалов устраивают водосбросные, водовыпускные и водоспускные сооружения [14, п. 3.2].

Водосбросными сооружениями (водосбросами) называют гидротехнические сооружения, предназначенные для пропуска паводковых вод на водоподпорных гидроузлах [15, п. 1.2]. В ряде случаев водосброс совмещают с другими водопропускными сооружениями гидроузла - водоспуском, водозабором и т.п.

Выбор варианта водосброса основывается на учете природных, гидрологических и инженерно-геологических условий района строительства, а также эксплуатации проектируемых сооружений. Оптимальный вариант принимается на основе технико-экономического сравнения различных вариантов [14, п. 3.2.1].

По гидравлическому режиму работы водосбросы могут быть напорными, безнапорными, напорно-безнапорными (полунапорными).

По режиму эксплуатации водосбросы бывают автоматического действия и управляемые (с затворами). В отдельных случаях применяют водосбросы полуавтоматического действия, которые обеспечивают пропуск части сбросного расхода в автоматическом режиме, а часть расхода пропускают через отверстия, перекрываемые затворами.

По конструктивному признаку различают водосбросы закрытые (трубчатые), открытые (лотковые), сборные, монолитные.

По месту расположения в составе гидроузла водосбросы делят на береговые, русловые, пойменные.

По расположению водоприемного отверстия, относительно уровня ВБ водосбросы классифицируют на поверхностные, глубинные и донные.

Конструкция водосброса - сложное инженерное сооружение, состоящее из нескольких простейших сооружений, конструктивных узлов и деталей.

В водосбросном сооружении можно выделить четыре основные составные части: подводящая, водоприемная или водосливная, сопрягающая и устройство нижнего бьефа. Каждая часть существенно отличается своим назначением, гидравлическим режимом и конструктивным решением.

Подводящая часть обеспечивает плавный подход воды к сливной (головной) части водосброса, создает благоприятные условия для нормальной эксплуатации всего сооружения.

Водосливная часть осуществляет прием паводковых вод из водоема и отвод их в сопрягающую часть сооружения. Водосливная часть является головной частью водосброса. На управляемых водосбросах через головную часть прокладывают служебный и проезжий мост, на ней устанавливают затворы, другое механическое оборудование и т. д.

Сопрягающая часть соединяет водослив с устройством нижнего бьефа. По ней вода скатывается с верхнего в нижний бьеф.

Устройство нижнего бьефа обеспечивает гидравлическое сопряжение сбросного потока с нижним бьефом, гашение избыточной кинетической водной энергии, защиту сооружения от подмыва и разрушения.

Каждая основная часть водосброса, в свою очередь, состоит из ряда более простых устройств и деталей. Например, подводящая часть может включать: подводящий канал или выемку, струенаправляющие дамбы или системы, ледозащитные устройства, сопрягающие открылки и т. п.

Водосливная часть может иметь различное конструктивное решение. Наиболее типичными решениями являются: прямолинейная сливная стенка (сливная плотина, сливной порог шлюза), сливной оголовок с замкнутым сливным контуром, сливная траншея. В свою очередь, в состав сливной части

может входить: сопрягающая вставка, стенки-устои, разделительные стенки-быки, затворы и другие устройства.

Сопрягающую часть делают открытой или лотковой (быстроток, перепад), закрытой или трубчатой.

В устройство нижнего бьефа входят: устройство для сопряжения сбросного потока с нижним бьефом (уступ, консоль, сопрягающая вставка, водобой), устройство для гашения энергии, крепление русла от размыва, струенаправляющие устройства.

Водоспускными сооружениями (водоспусками) называют гидротехнические сооружения, предназначенные для полного или частичного опорожнения водохранилища и пропуска бытовых расходов в нижний бьеф [14, п. 3.2.4]. Водоспуск можно использовать для промывки верхнего бьефа от наносов и мусора, при пропуске строительных расходов, а в определенных условиях совместить с водосбросом или водовыпуском.

Водоспуски размещают как в теле плотины, так и в берегах. Их выполняют в виде отдельно стоящих сооружений или совмещенных с водосбросами. Отдельно расположенные водоспуски могут быть открытыми (безнапорными) и закрытыми (напорными). Открытые, в основном береговые водоспуски, применяют на небольших водохранилищах глубиной до 4... 6 м. При больших глубинах предпочтительнее закрытые водоспуски, размещаемые в теле плотины.

Наибольшее распространение имеют трубчатые водоспуски, устраиваемые в теле низконапорных грунтовых плотин. Трубчатый водоспуск состоит из трубопровода, входного и выходного оголовков, колодцев для задвижек.

Примеры конструкций водосбросов и водоспусков различных типов и компоновка этих сооружений в гидроузлах приведены в приложении Г.

В настоящем курсовом проекте требуется запроектировать трубчатый водосброс, совмещенный с водоспуском или береговой открытый водосброс и отдельно расположенный водоспуск.

5.2. Трубчатый водосброс

Трубчатые водосбросы устраивают в теле грунтовых плотин в основном небольшой высоты и значительно реже в плотинах высотой до 60 - 80 м. Важным преимуществом этих водосбросов является возможность их комплексного использования - сначала для пропуска строительных расходов, а затем, в период эксплуатации гидроузла, в качестве водосбросов и водоспусков [6, п. 13.2.2].

В состав трубчатого водосброса входят: а) головная часть в виде водослива или башни, оборудованных затворами; б) донная труба, укладываемая в грунт основания; в) выходной оголовок с устройствами для гашения энергии потока в виде водобойного колодца, трамплина или гасителя другого типа (рис. 5.1).

Донные трубы выполняют обычно из железобетона с круглым, овальным или прямоугольным поперечным сечением. При необходимости укладки нескольких труб их объединяют в общую монолитную многоочковую конструкцию. Трубы следует располагать на плотном основании и надежно сопрягать как с основанием, так и с телом плотины с устройством двух-трех противофильтрационных диафрагм по их периметру. По длине трубы разрезают температурно-осадочными швами через 20 - 25 м, выполняя в них водонепроницаемые шпонки для исключения выноса грунта фильтрационным потоком.

Для определения основных размеров водосброса необходимо выполнить гидравлические расчеты.

Периметр башни в плане вычисляется по формуле водослива с тонкой стенкой [6, п. 3.6.2]:

$$B_{баш} = \frac{Q_{\max}}{m\sqrt{2gh}^{3/2}}, \text{ м}, \quad (5.1)$$

где Q_{\max} - максимальный расчетный расход водосброса, м³/с;

m - коэффициент расхода, принимается равным 0,35;

h - напор на гребне водослива, м.

$$h = \text{ФПУ} - \text{НПУ} \quad (5.2)$$

Далее рассчитывается площадь поперечного сечения отводящих труб [6, п. 3.2.2]:

$$\omega_{\text{тр}} = \frac{Q_{\text{макс}}}{\mu \sqrt{2gH_{\phi}}}, \quad (5.3)$$

где $\mu = 0,6 \dots 0,7$ – коэффициент расхода;

$H_{\phi} = \text{ФПУ} - \text{СВУВНБ}$.

Для определения числа труб необходимо задаться стандартным диаметром одной трубы $d_{\text{тр}} \leq 2$ м и вычислить площадь сечения одной трубы ω_1 . Тогда число труб будет:

$$n_{\text{тр}} = \frac{\omega_{\text{тр}}}{\omega_1}. \quad (5.4)$$

Конструктивно трубчатый водосброс можно совместить с водоспуском, если устроить в башне отверстие, перекрываемое затвором.

Площадь отверстия водоспуска может быть определена по формуле:

$$\omega_{\text{сп}} = \frac{Q_{\text{сп}}}{\mu \sqrt{2gH_{\text{м}}}}, \quad (5.5)$$

где $H_{\text{м}} = \text{УМО} - \text{СНУВНБ}$.

После расчета гасителя энергии воды (см. раздел 5.5) производится конструирование водосброса по аналогии с рис. 5.1.

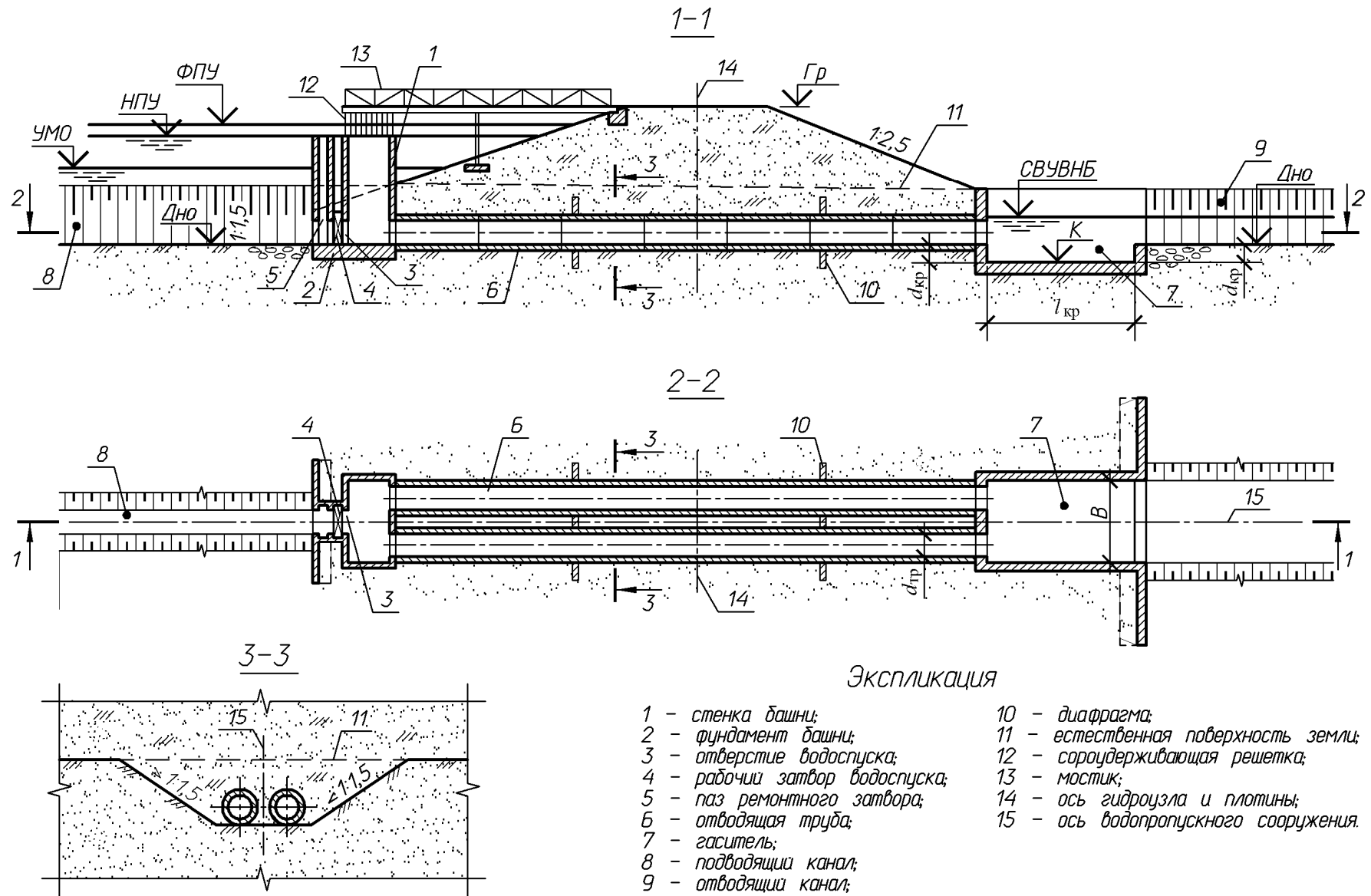


Рис. 5.1. Схема башенного водосбора, совмещенного с водоспуском

5.3. Береговой открытый водосброс

Открытый береговой водосброс состоит из трех основных частей: подводящего канала; водослива фронтального типа, регулирующего сбрасываемый расход; водоотводящего устройства [6, п. 13.2.3].

Подводящий канал должен обеспечивать плавный подвод воды к водосливу. В плане он имеет обычно криволинейное очертание, переменную или постоянную ширину вдоль потока. При больших глубинах канал часто выполняется с горизонтальным дном, а при малых глубинах - с обратным уклоном для обеспечения более равномерного и плавного входа в него воды. Откосы и дно канала в скальных грунтах не укрепляются, а в нескальных покрываются защитной одеждой, но лишь в зоне его примыкания к водосливу, если скорости потока превышают допустимые для неукрепленного грунта. Поперечное сечение подводящего канала трапецеидальное с заложением откосов примерно 1,5 - 2,5 в нескальных грунтах и 0,5 в скальных.

Водосливная часть представляет собой невысокую водосливную плотину, имеющую прямолинейное очертание в плане. Для увеличения длины водосливного фронта в стесненных условиях водосливу придается криволинейная или более сложная, зигзагообразная форма. В конструктивном отношении водосливная плотина открытого берегового водосброса выполняется в виде водослива с низким порогом [6, рис. 13.5 а, б], реже практического профиля [6, рис. 13.5, в]. Особенностью водослива берегового водосброса является отсутствие с его нижней стороны устройств для гашения энергии сбрасываемого расхода. В большей части сооружений вода поступает в водоотводящее устройство без гашения энергии.

Водоотводящее устройство в береговых открытых водосбросах включает, как правило, отводящий промежуточный канал, сопрягающее сооружение в виде быстротока или в отдельных случаях в виде многоступенчатого перепада и устройства для гашения энергии потока.

Отводящий промежуточный канал устраивается для выравнивания по-

тока и подвода его к сопрягающему сооружению. Длина канала определяется топографическими условиями трассы водоотводящего устройства. При большом уклоне трассы его не устраивают. Дно и откосы канала укрепляются бетонной одеждой, толщина которой принимается в зависимости от скорости потока и геологических условий.

Быстроток представляет собой канал, уклон которого значительно превышает критический. Наиболее часто уклон задается в пределах 0,05 - 0,25. Ширина быстротока может быть постоянной или переменной - уменьшающейся или увеличивающейся книзу. Изменение ширины быстротока вызывается как условиями гашения энергии в нижнем бьефе, так и возможностью некоторого сокращения объема работ. В конструктивном отношении быстроток выполняется в виде бетонного или железобетонного лотка с прямоугольным, трапециевидальным или полигональным поперечным сечением. Борты лотка образуются подпорными стенками того или иного типа, чаще отрезанными от днища деформационными швами. В лотках небольших размеров стенки и днище представляют собой монолитную неразрезную конструкцию докового типа. Днище бетонного лотка на скальных грунтах выполняется в виде плиты толщиной 0,3 - 0,8 м. Стенки и днище по длине лотка разрезаются деформационными швами через 20 - 25 м. В скальных прочных породах облицовку не делают. В слабых скальных и полускальных породах борты лотка выполняются крутизной 1 : 0,3 – 1 : 0,5, а его дно и откосы покрываются заанкеренной бетонной облицовкой толщиной 0,2 - 0,3 м.

В плане быстротокам обычно придается прямолинейное очертание, однако в ряде случаев при относительно небольших расходах их выполняют и криволинейными, что существенно влияет на форму поперечного сечения лотка. При этом для обеспечения нормальной работы лотка в условиях действия центробежных сил его дну придают уклон также и в поперечном направлении со значительной разницей отметок у вогнутой и выпуклой стенок.

Сопряжение быстротока с нижним бьефом на скальных грунтах осуществляется с помощью водобойного колодца или водобойной стенки (гаси-

тель энергии воды см. раздел 5.5).

Размеры берегового открытого водосброса определяются гидравлическим расчетом.

Ширину входной части и быстротока следует принять постоянной и определять по формуле водослива с широким порогом [6, п. 3.6.5]:

$$B = \frac{Q_{\max}}{m\sqrt{2gh_b^{3/2}}}, \text{ м}, \quad (5.6)$$

где m – коэффициент расхода [6, табл. 3.20];

h_b – напор на пороге водослива.

Глубина воды в конце быстротока может быть вычислена по формуле:

$$h_{\text{нк}} = \left[\frac{Q_{\max} \cdot n_b}{B\sqrt{i_b}} \right]^{0,6}, \text{ м}, \quad (5.7)$$

где n_b – шероховатость бетонной поверхности [6, табл. 3.6];

i_b – уклон водоската.

После расчета гасителя энергии воды (см. раздел 5.5) производится конструирование водосброса по аналогии с рис. 5.2.

5.4. Трубчатый водоспуск

Трубчатые водоспуски широко применяются в гидроузлах с плотинами из грунтовых материалов небольшой и средней высоты для пропуска санитарных расходов и опорожнения водохранилища. Они выполняются из одной или нескольких труб, снабженных затворами, и устройств для приема воды и управления затворами в виде башни или камеры. Водоспуски с башнями называют башенными, а с камерами - безбашенными. Большее распространение в гидротехническом строительстве получил первый из указанных типов, как более надежный в эксплуатации [6, п. 13.3.2].

Применяемые в водоспусках водопропускные трубы представляют собой железобетонные галереи или стальные трубопроводы, прокладываемые в грунте основания или в теле плотин.

Водоспуски в зависимости от их назначения работают постоянно или периодически. Водоспуски, используемые для постоянной работы, например для полезных попусков воды в нижний бьеф, должны иметь не менее двух независимо работающих ниток трубопроводов для возможности отключения одной из них на ремонт в процессе эксплуатации.

Трубчатые водоспуски снабжают, как правило, двумя затворами - ремонтным и рабочим. Башни и камеры управления затворами размещают как в начале или на некотором расстоянии от него (при прокладке стальных труб в железобетонной галерее), так и в конце водоспуска (при прокладке труб непосредственно в грунтах без галерей).

Подходные участки к водоспускам выполняются в виде каналов, рассчитанных на пропуск строительного расхода. Крепление их откосов и дна предусматривается в виде каменной мостовой или бетонных плит в зависимости от скорости течения.

Башни водоспусков устраиваются чаще с круглым сечением в плане, их внутренний диаметр назначается в зависимости от диаметра прокладываемых в них трубопроводов и размеров внутренних устройств, но не менее 2,5 - 3 м.

Металлические трубы в теле плотины укладываются на специально подготовленный бетонный фундамент или бетонные опоры и лишь в малоответственных сооружениях - непосредственно на уплотненный грунт с последующим весьма тщательным уплотнением засыпки вокруг труб. Снаружи трубы покрывают антикоррозионными покрытиями.

Железобетонным напорным трубопроводам и галереям задают внутри круглое очертание поперечного сечения, а снаружи вверху - круглое, у подошвы - плоское для более равномерной передачи нагрузки на основание. Внешнюю поверхность галерей обычно защищают гидроизоляционными покрытиями и слоем водонепроницаемого грунта.

Площадь живого сечения и число труб водоспуска можно определить по формулам (5.3) и (5.4). После определения параметров следует разработать конструкцию водоспуска по аналогии с рис. 5.3.

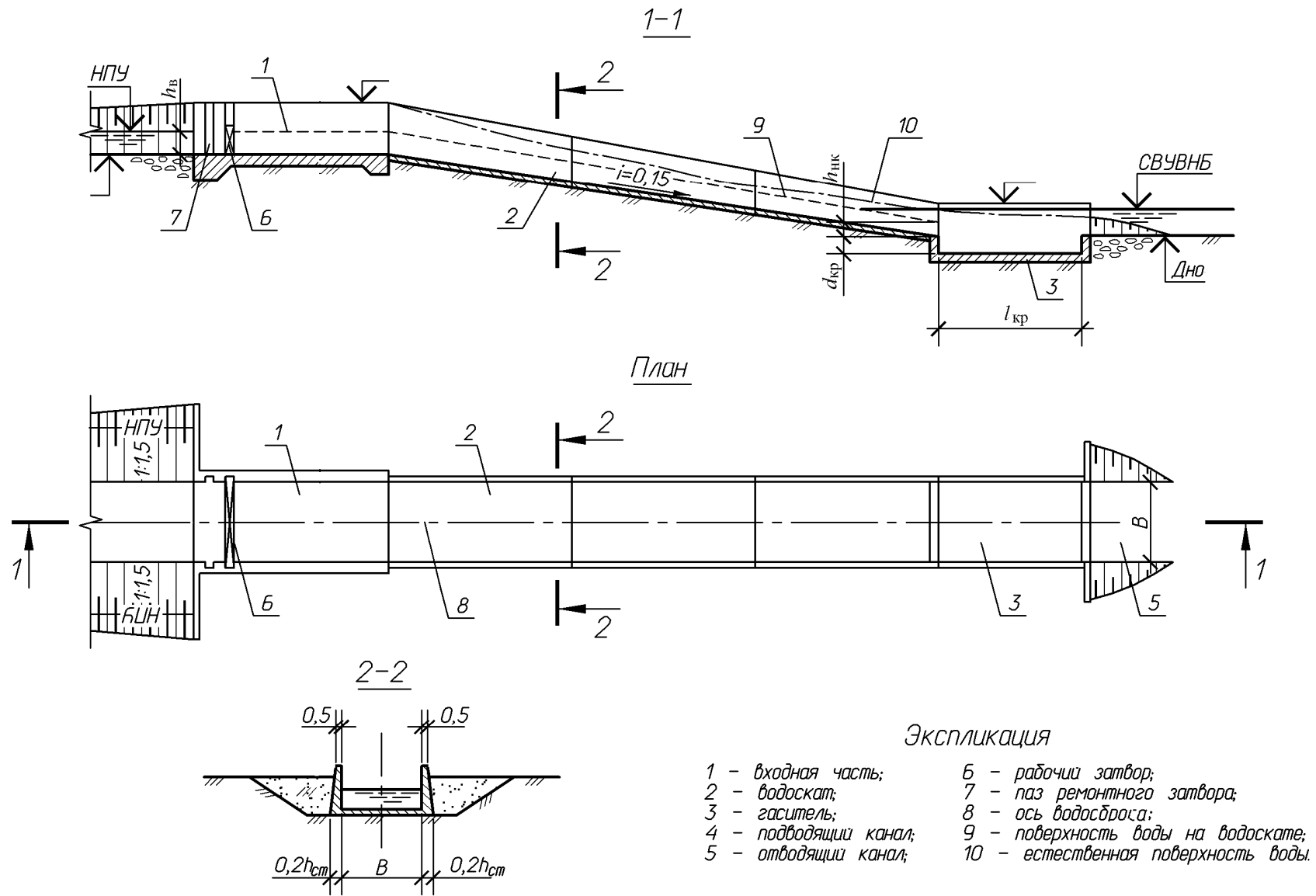
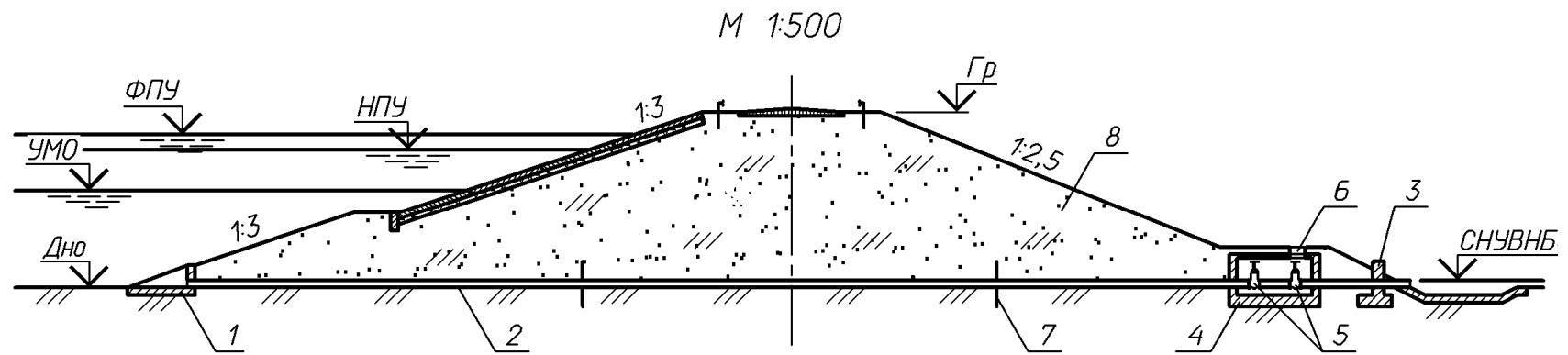


Рис. 5.2. Схема берегового открытого водосброса



Экспликация

- | | |
|------------------------|----------------|
| 1 - входной оголовок; | 5 - задвижки; |
| 2 - труба водоспуска; | 6 - люк; |
| 3 - выходной оголовок; | 7 - диафрагма; |
| 4 - колодец; | 8 - плотина; |

Рис. 5.3. Схема трубчатого водоспуска

5.5. Расчет гасителя энергии потока воды

Избыточная кинетическая энергия потока воды за водосбросами должна быть уменьшена до пределов, при которых невозможно размывание грунтов основания. Это осуществляется с помощью специального элемента водосброса – гасителя, одним из которых является водобойный колодец.

Его длина может быть определена по формуле [6]:

$$l_{кр} = 6 \frac{\omega}{B} \left(\sqrt{1 + \frac{8,6 \cdot H_{\phi}}{\omega/B}} - 1 \right), \text{ м}, \quad (5.8)$$

где ω – площадь живого сечения потока при входе в гаситель; в случае бащенного водосброса $\omega \approx \omega_{тр}$; для быстротока $\omega = Bh_{нк}$, где B – ширина гасителя (рис. 5.1 и 5.2).

Глубина водобойного колодца вычисляется по формуле:

$$d_{кр} = 1,2 \left(\frac{\omega}{B} \sqrt{1 + \frac{8,6H_{\phi}}{\omega/B}} - h_{нб} \right), \text{ м}, \quad (5.9)$$

где $h_{нб} = \text{СВУВНБ} - \text{ДНО}$.

Если определенная по формуле (5.9) $d_{кр} < 0$, то она принимается равной нулю. В пределах водобойного колодца дно и борта отводящего канала укрепляются неразмываемым материалов – бетоном, каменной наброской.

6. ОЧЕРЕДНОСТЬ СТРОИТЕЛЬСТВА ГИДРОУЗЛОВ

Важнейшей особенностью строительства гидроузла является необходимость пропуска расходов реки через створ в течение всего периода работ. Выбор способа пропуска строительных расходов определяется характером и компоновкой сооружений, гидрологическими характеристиками водотока, топографическими и геологическими условиями створа.

Строительство основных сооружений гидроузла на равнинных реках осуществляется очередями методом секционирования русла. При таком методе строительства в первую очередь часть русла реки ограждают перемычками. В образовавшемся котловане возводят до проектных отметок водосбросные сооружения гидроузла с оставлением в них временных водопропускных отверстий для пропуска расходов второй очереди. Река в это время течет по стесненному руслу. После возведения водосбросных сооружений перемычки разбирают, стесненную часть русла перекрывают каменным банкетом, а поток переключают на оставленные ранее водопропускные отверстия в сооружениях, построенных в первую очередь. В свободной части русла под защитой каменного банкета возводится плотина из грунтовых материалов. По мере возведения сооружений напорного фронта временные отверстия закрывают и наполняют водохранилище. По этой схеме построены, например, все гидроузлы Волжско-Камского каскада ГЭС.

При выполнении курсовых проектов, как правило, необходимо наметить очередность строительства гидроузла, пользуясь источниками, в которых вопросы организации строительства гидроузлов рассмотрены подробно, например [22].

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Российская Федерация. Законы. О безопасности гидротехнических сооружений : федер. закон от 21.07.1997 № 117-ФЗ [ред. от 27.12.2009] // Собр. законодательства Рос. Федерации. – 1997. - № 30, ст. 3589.
2. СП 58.13330.2012. Гидротехнические сооружения. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003.
3. СП 39.13330.2012. Плотины из грунтовых материалов. Актуализированная редакция СНиП 2.06.05-84*
4. СП 38.13330.2012. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). Актуализированная редакция СНиП 2.06.04-82*
5. Плотина из грунтовых материалов в составе гидроузла : метод. указания для выполнения курсового и дипломного проектов студентами специальности 29.04 «Гидротехническое строительство» / Нижегород. архитектур.-строит. ин-т ; сост. В. Н. Грандиловский. – Н. Новгород : НАСИ, 1992. - 36 с.
6. Гидротехнические сооружения : справ. проектировщика / под ред. В. П. Недриги. – М. : Стройиздат, 1983. – 543 с.
7. Чугаев, Р. Р. Гидротехнические сооружения. Ч. 1. Глухие плотины / Р. Р. Чугаев. - М. : Агропромиздат, 1985. – 319 с.
8. СП 78.13330.2012 Автомобильные дороги. Актуализированная редакция СНиП 3.06.03-85.
9. СП 119.13330.2012. Свод правил. Железные дороги колеи 1520 мм. Актуализированная редакция СНиП 32-01-95.
10. Рекомендации по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений : П 92-80 / Всесоюз. науч.-исслед. ин-т гидротехники им. Б. Е. Веденеева. - Л. : ВНИИГ, 1981. - 105 с.
11. Гольдин, А. Л. Проектирование грунтовых плотин : учеб. пособие / А. Л. Гольдин, Л. Н. Рассказов. – М. : АСВ, 2001. – 384 с.
12. СП 23.13330. 2011. Основания гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85.
13. Проектирование обратных фильтров гидротехнических сооружений : метод. разработка к выполнению курсового и дипломного проектов студентами специальности 29.04 «Гидротехническое строительство» / Нижегород. ар-

хитектур.-строит. ин-т ; сост. В. Н. Грандильевский. – Н. Новгород : НАСИ, 1993. - 31 с.

14. Курсовое и дипломное проектирование по гидротехническим сооружениям / под. ред. В. С. Лапшенкова. – М. : Агропромиздат, 1989. – 448 с.

15. Ларьков, В. М. Водопропускные сооружения низконапорных гидроузлов (с глухими плотинами) : учеб. пособие / В. М. Ларьков. – Минск : Ураджай, 1990. – 351 с.

16. Чугаев, Р. Р. Гидротехнические сооружения. Глухие плотины / Р. Р. Чугаев. – М. : Высш. шк., 1975. – 328 с.

17. Гидротехнические сооружения комплексных гидроузлов / под. ред. П. С. Непорожного. – М. : Энергия, 1973. – 288 с.

18. Родионов, Г. А. Волжско – камский каскад гидроэлектростанций – основа комплексного использования водных ресурсов Поволжья / Г. А. Родионов, Л. С. Подоплелов. – Саратов : Изд. Саратов. ун-та, 1983. – 106 с.

19. Плотины из грунтовых материалов в районах крайнего Севера и вечной мерзлоты / Л. И. Кудояров, М. П. Павчич, В. Г. Радченко [и др.]. – Л. : ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1973. – 132 с.

20. Радченко, В. Г. Каменно-земляные и каменнонабросные плотины / В. Г. Радченко, В. А. Запрова. – Л. : Энергия, 1971. – 166 с.

21. Гидротехнические сооружения. Ч. 1. / под ред. Л. Н. Рассказова. – М. : Стройиздат, 1996. – 435 с.

22. Ерахтин Б.М. Расчетные работы и упражнения по организации строительства ГЭС: учеб. Пособие / Б.М. Ерахтин, С.В. Ерахтин. - Н.Новгород.: ННГАСУ, 2002. - 96 с.

23. СП 40.13330.2012. Плотины бетонные и железобетонные. Актуализированная редакция СНиП 2.06.06-85.

24. СП 41.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87.

25 СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*

26. СП 23.13330.2011 Основания гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85.

27. СП 101.13330.2012 Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.06.07-87.

28. ГОСТ 2.105-95. Единая система конструкторской документации. Общие требования к текстовым документам: введ. в д. 01.07.96: взамен ГОСТ 2.906-71 / Комитет Российской Федерации по стандартизации, метрологии и сертификации

29. ГОСТ 21.101-97. Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации: введ. в д. 01.04.98: взамен ГОСТ 21.101-93 / Госстрой России

30. Гидротехнические сооружения: Учеб. для студентов вузов : В 2 ч. Ч. 2/ Л.Н. Рассказов, В.Г. Орехов, Ю.П. Правдивец и др.; Под ред. Л.Н.Рассказова. - М.: Стройиздат, 1996. – 344 с.

31. Руководство по определению нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения (волновых, ледовых и от судов): П.58-76 / ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – Л., 1977. – 316с.

32. Справочник по гидравлическим расчетам / под ред. П.Г. Киселева. – М.: Энергия, 1972. – 312 с.

33. Чугаев, Р.Р. Подземный контур гидротехнических сооружений: проектирование подзем. частей плотин на не скальн. основании / Р.Р. Чугаев. – Изд. 2-е, перераб. – М.: Энергия. 1974. – 238 с.

34. Руководство по проектированию и расчету подземного контура плотин на не скальном основании и их сопрягающих устоев – П 66-77 Всесоюз. науч.-исслед. гидротехники – Л.: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1978. – 101с.

35. Чугаев, Р.Р. Гидротехнические сооружения. Ч. II. Водосливные плотины / Р.Р. Чугаев – М.: Агропромиздат, 1985. – 302 с.

36. Полонский, Г.А. Механическое оборудование гидротехнических сооружений / Г.А. Полонский – М.: Энергоиздат, 1982.

37. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений. Справочное пособие – М.: Энергоиздат, 1988. – 624с.
38. Емельянов, Л.М. Расчет подпорных сооружений. Справочное пособие / Л.М. Емельянов – М.: Стройиздат, 1987. – 288 с.
39. Сучкин, А.Л. Водосливная плотина: метод. указания к выполнению курсового проекта / А.Л. Сучкин – Н.Новгород: НАСИ, 1991. – 45 с.
40. Ванзин, Е.А. Расчет оснований гидротехнических сооружений: Учебное пособие / Е.А. Ванзин – Н. Новгород: Изд-во ННГУ, 1992. – 76 с.
41. Горохов, Е.Н. Речной гидроузел. Ч. 2. Водосливная плотина: : метод. указания к разработке курсового проекта / Е.Н. Горохов – Н.Новгород: ВГАВТ, 1993. – 48 с.
42. Горохов, Е.Н. Фильтрационные расчеты бетонного шлюза на не- скальном основании: : метод. указания к выполнению расчет.-графич. работы / Е.Н. Горохов – Горький: ГИИВТ, 1989. – 24 с.
43. Гидротехнические сооружения. / под ред. Н.П. Розанова. – М.: Стройиздат, 1978 – 647 с.
44. Гидротехнические сооружения: Учеб. для студентов вузов : В 2 ч. / Л.Н. Рассказов, В.Г. Орехов, Н.А. Аниськин и др.; Под ред. Л.Н. Рассказова. - М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2008.

Приложение А. К конструированию профиля плотины из грунтовых материалов

Таблица А.1

Ориентировочные значения заложений откосов
земляных насыпных плотин [6, табл. 6.3]

Высота плотины	Заложения откосов	
	Верхового	Низового
<5	2,0 - 2,5	1,50 - 1,75
5-10	2,25 - 2,75	1,75 - 2,25
10-15	2,5 - 3,0	2,0 - 2,5
15-50	3,0 - 4,0	2,5 - 4,0
<50	4,0 - 5,0	4,0 - 4,5

Таблица А.2

Ориентировочные значения заложений откосов
намывных плотин [6, табл. 6.4]

Вид плотины	Грунты основания	Заложения откосов
Неоднородная гравийно-песчаная с ядерной зоной	Скальный, плотная глина	3 - 4
Однородная песчаная нормального профиля	Песчаный, супесчаный	4 - 5
	Торф или старичные отложения	5 - 8

Таблица А.3

Ориентировочные значения заложения верхового откоса намывных плотин
при свободном намыве песчаных и гравийных грунтов [6, табл. 6.5]

Грунт	Средние заложения откоса при расходе пульпы, м ³ /ч		
	<2000	2000-4000	>4000
Песок:			
мелкий	40	50	100
средне крупности	35	40	65
крупный	30	35	40
гравелистый	20	25	30
Гравийный	15	20	25

Основные параметры поперечного профиля проезжей части и земляного полотна автомобильных дорог в зависимости от их категории [8, табл. 5.12]

Параметры элементов дорог	Категории дорог					
	I-a	I-б	II	III	IV	V
Число полос движения	4; 6; 8	4; 6; 8	2	2	2	1
Ширина полосы движения, м	3,75	3,75	3,75	3,5	3	-
Ширина проезжей части, м	2×7,5; 2×11,25; 2×15	2×7,5; 2×11,25; 2×15	7,5	7	6	4,5
Ширина обочин, м	3,75	3,75	3,75	2,5	2	1,75
Наименьшая ширина укрепленной полосы обочины, м	0,75	0,75	0,75	0,5	0,5	-
Наименьшая ширина разделительной полосы между разными направлениями движения, м	6	5	-	-	-	-
Наименьшая ширина укрепленной полосы на разделительной полосе, м	1	1	-	-	-	-
Ширина земляного полотна, м	28,5; 36; 43,5	27,5; 35; 42,5	15	12	10	8

Таблица А.5

Ширина земляного полотна (в уровне основной площадки) новых железных дорог на прямых участках пути в пределах перегонов [9, табл. 5.1]

Категория железных дорог	Число главных путей	Ширина земляного полотна на прямых участках пути, м, при использовании грунтов	
		глинистых, крупнообломочных с глинистым заполнителем, скальных выветривающихся и легковыветривающихся, песков недренирующих, мелких и пылеватых песков	скальных слабовыветривающихся, крупнообломочных с песчаным заполнителем и песков дренирующих* (кроме мелких и пылеватых)
Скоростные I	2	11,7	10,7
I и II	1	7,6	6,6
III	1	7,3	6,3
IV	1	7,1	6,2

* К дренирующим по условиям работы земляного полотна следует относить грунты, имеющие при максимальной плотности по стандартному уплотнению коэффициент фильтрации не менее 0,5 м/сут, содержащие менее 10 % частиц по массе размером менее 0,1 мм.

Таблица А.6

К определению коэффициента K_w [4, прил. Б]

K_w	$k_w = 3(1 + 0,3V_w) 10^{-7}$
-------	-------------------------------

Таблица А.7

К определению коэффициентов шероховатости и
проницаемости откоса [4, прил. Д, табл. Д.1]

Конструкция крепления откоса	Относительная шероховатость $r/h_{1\%}$	Коэффициент k_r	Коэффициент k_p
Бетонными (железобетонными) плитами	-	1	0,9
Гравийно-галечниковое, каменное или крепление бетонными (железобетонными) блоками	Менее 0,002	1	0,9
	0,005-0,01	0,95	0,85
	0,02	0,9	0,8
	0,05	0,8	0,7
	0,1	0,75	0,6
	Более 0,2	0,7	0,5

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

Таблица А.8

К определению коэффициента k_{sp} [4, прил. Д, табл. Д.2]

Значение $ctg \varphi$	1 - 2	3 - 5	Более 5
Коэффициент k_{sp} при скорости ветра V_w , м/с:			
20 и более	1,4	1,5	1,6
10	1,1	1,1	1,2
5 и менее	1	0,8	0,6

Примечание: φ - угол наклона откоса к горизонту, град.

Таблица А.9

К определению коэффициента k_i [4, прил. Д, табл. Д.3]

Обеспеченность по навету i , %	0,1	1	2	5	10	30	50
Коэффициент k_i	1,1	1	0,96	0,91	0,86	0,76	0,68

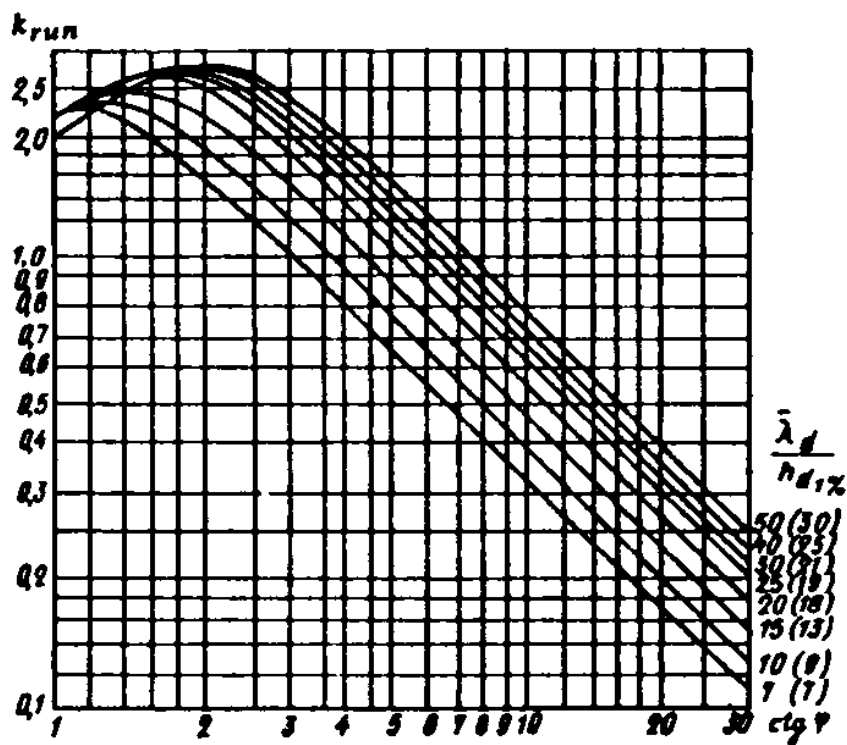


Рис. А.1. Графики значений коэффициента k_{run} [4, прил. Д, рисунок Д.1.]

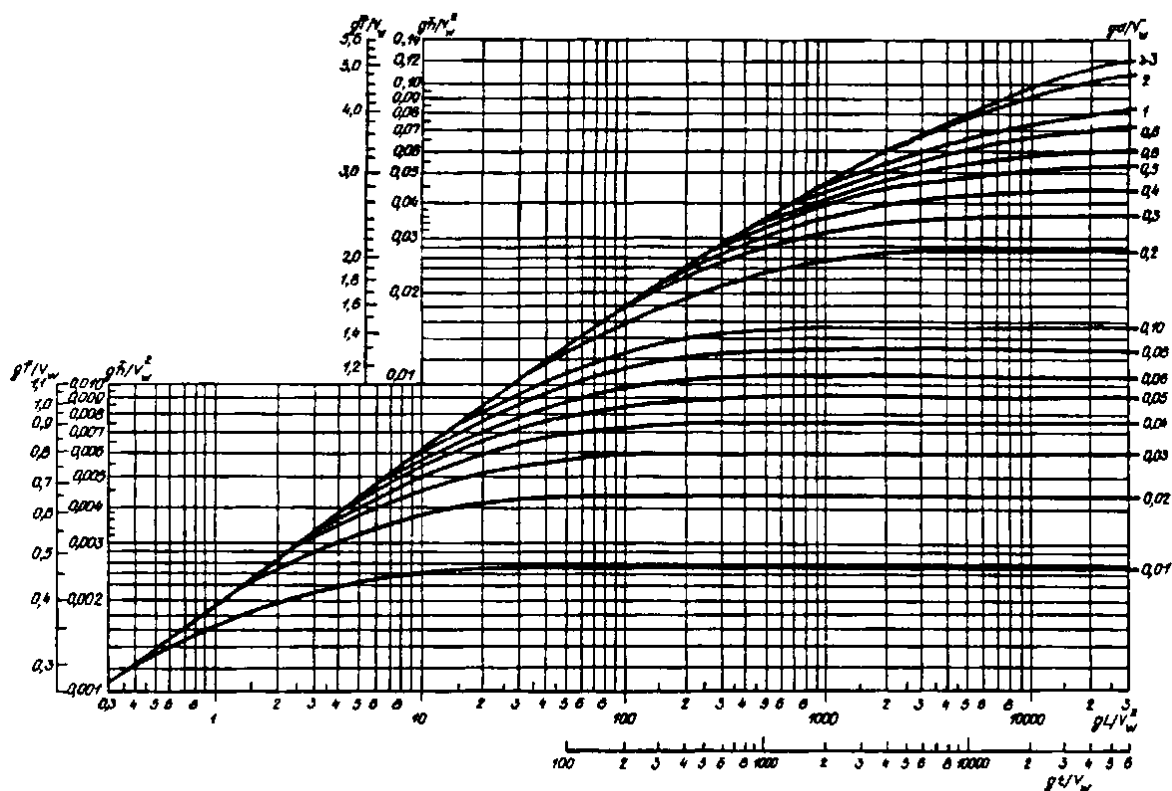


Рис. А.2. Графики для определения элементов ветровых волн в глубоководной и мелководной зонах [4, прил. А, рисунок А.1]

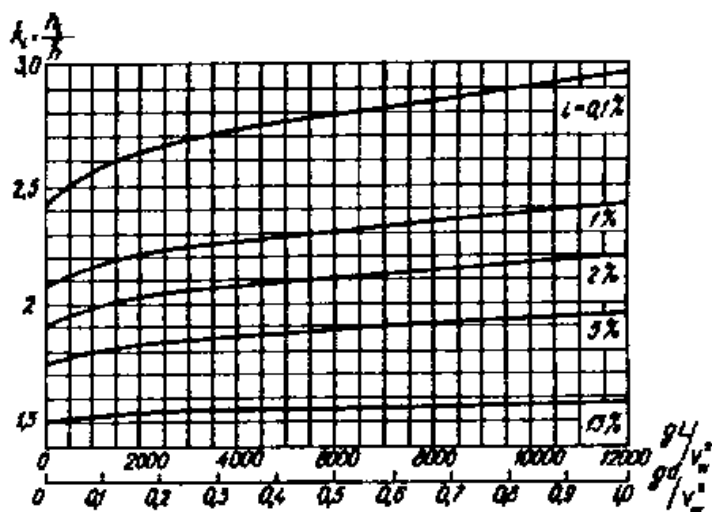


Рис. А.3. Графики значений коэффициента k_i [4, прил. А, рисунок А.2]

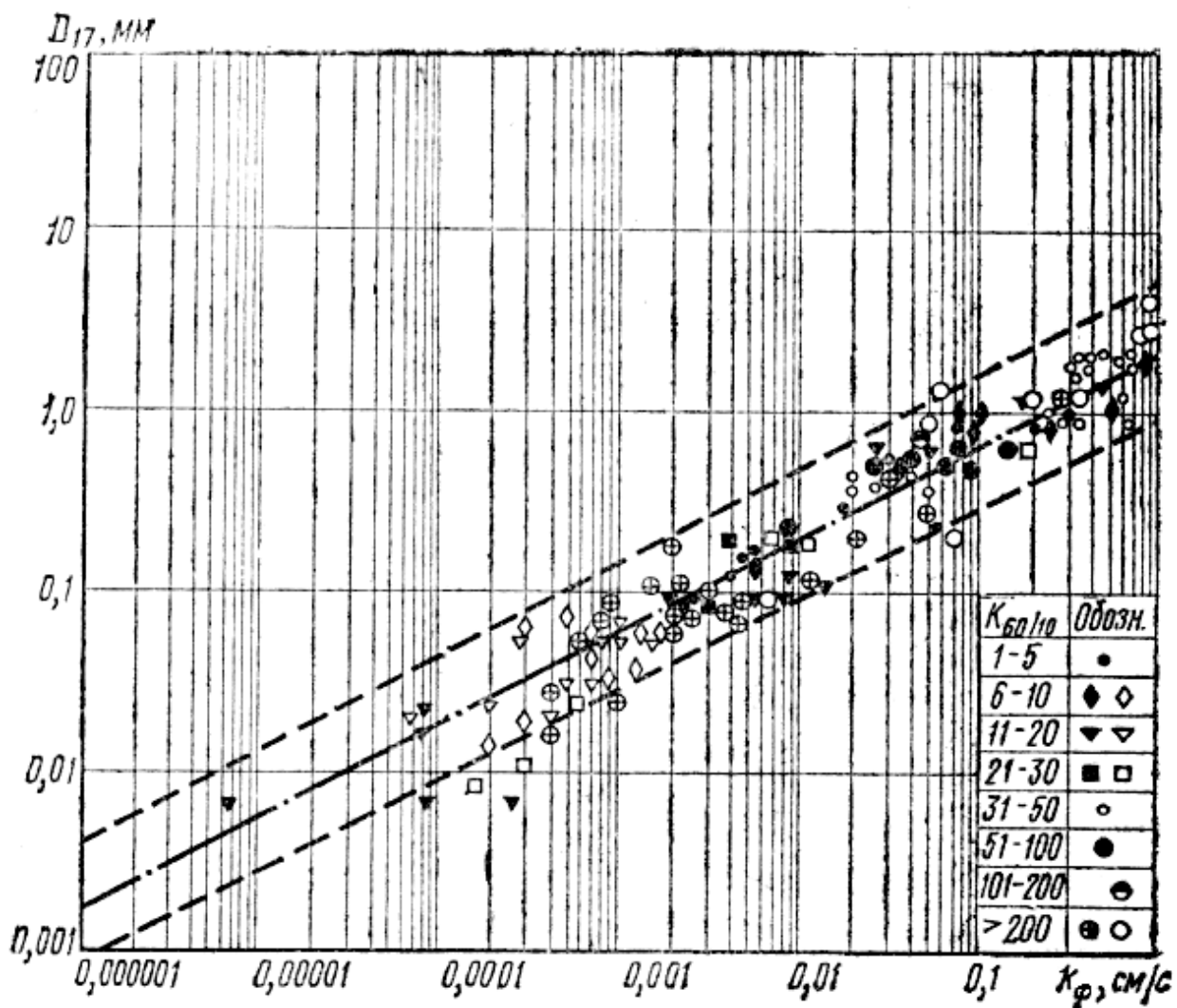


Рис. А.4. Зависимость коэффициента фильтрации k_f от диаметра частиц d_{17} [6, рис. 4.60]

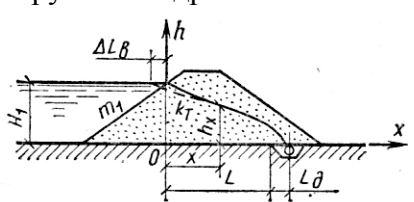
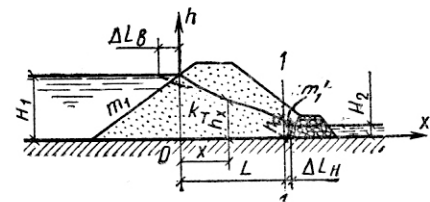
Группы грунтов в зависимости от показателей их гранулометрического состава и технологии намыва [3, прил. Д]

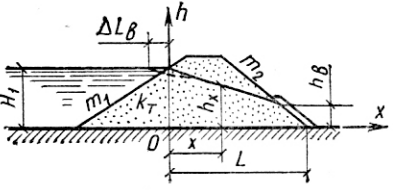
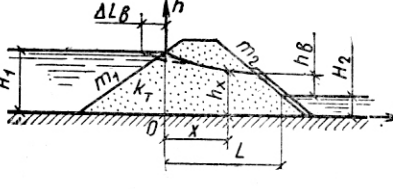
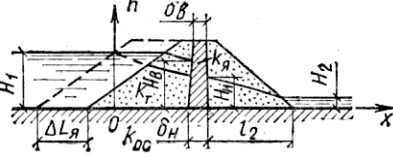
Номер группы грунта	Грунт	Вид технологии намыва	Содержание фракций в составе грунта, %		$\frac{\sum d > 0,25.мм}{\sum d < 0,10.мм}$	$k_{60,10}$	$d_{90}, мм$
			$d = 0,25 - 0,10 мм$	$d > 2 мм$			
1	Разнозернистые пески с гравием	Двусторонний с технологическим прудком	< 50	> 5	> 1	2,5-300	> 2
2	Среднезернистые пески	То же	< 50	< 5	> 1	< 5	< 2
3	Мелкозернистые пески	»	> 50	-	-	< 5	-
4	Тонкозернистые и пылеватые пески	»	< 50*	-	< 1	> 5*	-
5	Разнозернистые пески с гравием, среднезернистые и мелкозернистые пески	Односторонний со свободным откосом	-	-	-	-	-

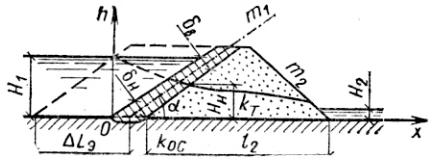
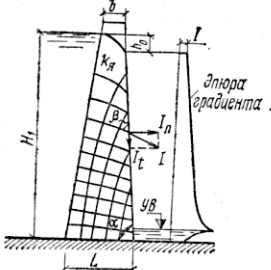
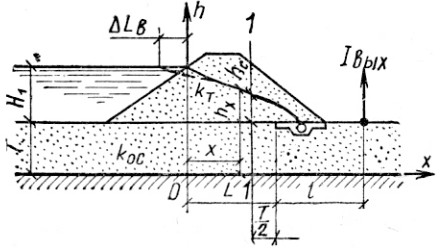
Приложение Б. К расчетам плотины из грунтовых материалов

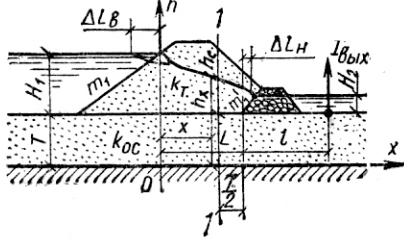
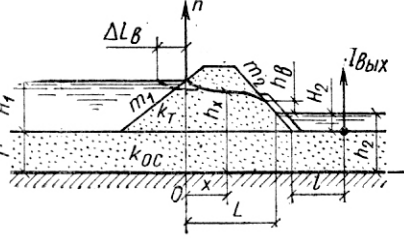
Таблица Б.1

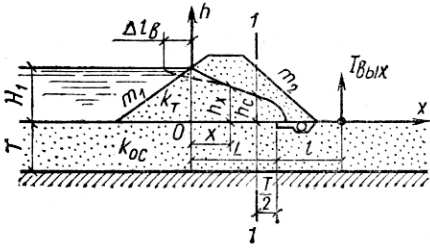
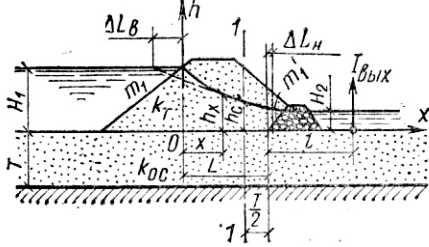
Схемы и зависимости для расчета фильтрации в земляных плотинах

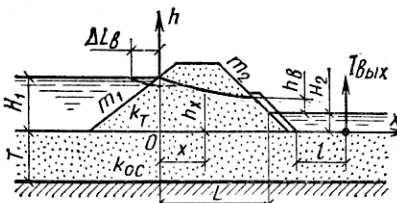
Расчетные схемы плотин	Расчетные зависимости										
1	2										
Плотины однородные на водонепроницаемом основании											
<p>1. С трубчатым дренажем</p> 	$\frac{q}{K_T} = \frac{H_1^2}{2 \cdot L_p}, \quad (1)$ <p>Где $L_p = L + \Delta L_B$, $\Delta L_B = \beta_6 H_1$:</p> $\beta_6 = \frac{m_1}{2m_1 + 1} \text{ (при } m_1 \geq 2 \text{ значение } \beta_6 \approx 0,4).$ $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x + L_D)}, \quad (2)$ <p>Где $L_D = 0,5 q/k_T$.</p> <p>Кривую исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq H_1 - q/k_T$.</p>										
<p>2. С дренажным банкетом</p> 	$\frac{q}{K_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2 \cdot L_p}, \quad (3)$ <p>Где $L_p = L + \Delta L_B + \Delta L_H$, $\Delta L_B = \beta_6 H_1$:</p> $\Delta L_H = m_1^I H_2 / 3.$ $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x) + h_c^2}, \quad (4)$ <p>Где ордината кривой депрессии h_c в сечении 1-1:</p> <p>а) при $H_2 > 0$</p> $h_c = \sqrt{H_1^2 - 2(L - \Delta L_B) q/k_T} - H_2; \quad (5)$ <p>б) при $H_2 = 0$</p> $h_c = f(m_1^I) q/k_T; \quad (6)$ <table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td style="padding-right: 10px;">m_1^I</td> <td style="padding-right: 10px;">0</td> <td style="padding-right: 10px;">0,5</td> <td style="padding-right: 10px;">1,0</td> <td>2,0</td> </tr> <tr> <td>$f(m_1^I)$</td> <td>0,74</td> <td>0,86</td> <td>0,94</td> <td>0,98</td> </tr> </table> <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq H_1 - q/k_T$.</p>	m_1^I	0	0,5	1,0	2,0	$f(m_1^I)$	0,74	0,86	0,94	0,98
m_1^I	0	0,5	1,0	2,0							
$f(m_1^I)$	0,74	0,86	0,94	0,98							

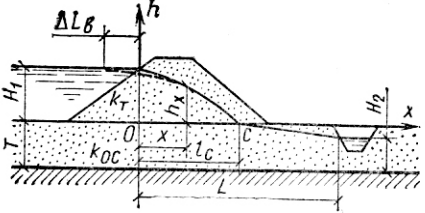
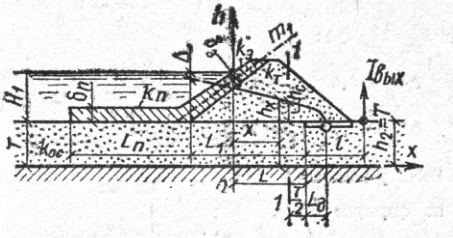
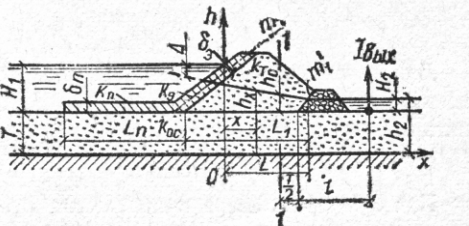
1	2
<p>3. С наклонным дренажем (вода в нижнем бьефе отсутствует)</p> 	$\frac{q}{K_T} = \frac{H_1^2}{L_p + \sqrt{L_p^2 - m_2^2 H_1^2}}, \quad (7)$ <p>Где $L_p = L + \Delta L_B$, $\Delta L_B = \beta_6 H_1$:</p> $h_6 = f(m_2) q / k_T, \quad (8)$ <p>Где при $m_2 \geq 1$ значение $f(m_2) = 0,5 + m_2$; при $m_2 < 1$ значение $f(m_2) = 0,7 + 0,8 m_2$</p> $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x - m_2 h_6) + h_6^2}. \quad (9)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq H_1 - q/k_T$.</p>
<p>4. С наклонным дренажем (при наличии воды в нижнем бьефе)</p> 	$\frac{q}{K_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2 \cdot L_p}, \quad (10)$ <p>Где $L_p = L + \Delta L_B$, $\Delta L_B = \beta_6 H_1$:</p> $h_6 = a + \sqrt{a^2 + \frac{m_2}{2f(m_2)} H_2 \frac{q}{k_T}}, \quad (11)$ <p>Где $a = 0,5 f(m_2) \frac{q}{k_T} - 0,5 \left\{ 1 + \frac{m_2}{2[f(m_2)]} \right\} H_2$ $f(m_2)$ принимают как и в формуле (8)</p> $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x - m_2 h_6) + (H_2 + h_6^2)^2}, \quad (12)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq H_1 - q/k_T$.</p>
<p>Плотины неоднородные на малопроницаемом основании</p>	
<p>5. С ядром</p> 	<p>По способу виртуальных длин плотину приводят к однородной, причем</p> $\Delta L_{я} = \frac{k_T}{k_{я}^I} \delta_{ср.я.}, \quad (13)$ <p>Где $k_{я}^I = k_{я} + \frac{2k_{ос} \delta_{ср.я.}}{\pi(H_6 + H_H)} \operatorname{arch} \left(\frac{2l_2}{\delta_H} \right)$;</p> $\delta_{ср.я.} = \frac{\delta_6 + \delta_H}{2}.$ <p>В первом приближении принимают $H_6 = H_1, H_H = H_2$ затем их уточняют расчетом.</p>

1	2
<p>6. С экраном</p> 	<p>По способу виртуальных длин плотину приводят к однородной, причем</p> $\Delta L_3 = \frac{k_T}{k_3^I} \delta_{cp.э.} \sin \alpha, \quad (14)$ <p>Где</p> $k_3^I = k_3 + \frac{2k_{oc} \delta_{cp.э.}}{\pi(H_1 + H_2) \sin \alpha} \operatorname{arch} \left(\frac{2l_2}{\delta_n} \sin \alpha \right)$ $\delta_{cp.э.} = \frac{\delta_в + \delta_n}{2}$
<p>Плотины с высоким тонким ядром на водонепроницаемом основании</p>	
<p>7. Противофильтрационное ядро</p> 	<p>Понижение кривой депрессии при $L/H_1 < 0,5$: $h_0 = 0,65 \frac{b}{1 - \operatorname{tg}(\pi/2 - \alpha)}$. (15)</p> <p>Градиенты фильтрационного потока при его выходе на низовую поверхность ядра:</p> $\left. \begin{aligned} I_t &= \sin \alpha; \\ I_n &= \sin \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta; \\ I &= \sin \alpha / \cos \beta; \end{aligned} \right\} \quad (16)$ <p>Где β берется из гидродинамической сетки.</p> $q = k_я \Omega;$ <p>где Ω - площадь эпюры I.</p>
<p>Плотины на водонепроницаемом основании конечной мощности ($k_{oc} = k_T$).</p>	
<p>8. С трубчатым дренажом</p> 	$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2}{2 \cdot L_p} + \frac{H_1 T}{L_p + 0,4T}, \quad (17)$ <p>где $L_p = L + \Delta L_B$, $\Delta L_B = 0,4(H_1 + T)$.</p> <p>Ординаты кривой депрессии:</p> <p>а) между сечением 1-1 и дренажом</p> $h_x = \frac{h_c^2}{T} \sqrt{\left[\left(\frac{T}{h_c} \right) - 1 \right]^2 \left(2 \frac{L-x}{T} \right) + 1}; \quad (18)$ <p>б) между сечением 1-1 и осью ординат</p> $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} \left(L - \frac{T}{2} - x \right) + \left(T + h_c^2 \right)^2} - T, \quad (19)$ $I_{вых} = \frac{1}{T \sqrt{e^{\pi d/T} - 1}} \frac{q_n}{k_{oc}}, \quad (20)$ <p>Где $0,01 \leq \frac{l}{T} \leq +\infty$; $\frac{q_n}{k_{oc}} = \frac{h_c T}{T/2 + 0,4T}$.</p> <p>В формулах (18) и (19) h_c вычисляется в зависимости</p> $h_c = \sqrt{(H_1 - T)^2 - 2q/k_T (L_p - T/2) - T}, \quad (21)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq (H_1 + T) - q/k_T$.</p>

1	2
<p>9. С дренажным банкетом</p> 	$\frac{q}{K_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2 \cdot L_p + \Delta L_N} + \frac{(H_1 - H_2)T}{L_p + 0,4T}, \quad (22)$ <p>Где $L_p = L + \Delta L_B$; $\Delta L_B = 0,4(H_1 + T)$</p> $\Delta L_N = \frac{m_1^I H_2}{3}.$ <p>Ординаты кривой депрессии: а) между сечением 1-1 и дренажом</p> $h_x = \sqrt{h_c^2 - (h_c^2 - H_2^2) + \frac{x - L + T/2}{T/2 + \Delta L_N}}, \quad (23)$ <p>Где h_c вычисляется по формуле (21); а) между сечением 1-1 и осью ординат- см. формулу (19)</p> <p>$I_{вых}$ определяют по формуле (20) подставляя в нее</p> $\frac{q_H}{K_{OC}} = \frac{h_c - H_2}{T/2 + 0,4T},$ <p>Где h_c также вычисляют по формуле (21). Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq (H_1 + T) - q/k_T$.</p>
<p>10. С наклонным дренажом</p> 	$\frac{q}{K_T} = \frac{(H_1 + T)^2 - (H_2 + T + h_6)^2}{2(L_p - m_2 h_6)}; \quad (24)$ $\frac{q}{K_T} = \frac{h_6}{0,5 + m_2} \left(1 + \frac{H_2}{\alpha_m H_2 + h_6} \right) + \frac{h_6 T}{(0,5 + m_2) h_6 + m_2 H_2 + 0,4T} \quad (25)$ $L_p = L + \Delta L_B; \quad \alpha_m = \frac{m_2}{2(0,5 + m_2)^2};$ $\Delta L_B = 0,4(H_1 + T)$ $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - m_2 h_6 - x) + (h_6 + H_2 + T)^2}. \quad (26)$ <p>$I_{вых}$ определяют по формуле (20) подставляя в нее</p> $\frac{q}{K_T} = + \frac{h_6 T}{(0,5 + m_2) h_6 + m_2 H_2 + 0,4T}.$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq (H_1 + T) - q/k_T$.</p>

1	2
Плотины на водонепроницаемом основании конечной мощности ($k_T < k_{oc}$).	
<p>11. С трубчатым дренажом</p> 	$q = k_T \frac{H_1^2}{2 \cdot L_p} + k_{oc} T \frac{H_1}{L_p + 0,4T}, \quad (27)$ $L_p = L + \Delta L_B; \quad \Delta L_B = \frac{\delta \alpha_3 + \alpha_1 \alpha_2}{\delta + \alpha_1};$ $\delta = \sqrt{\frac{k_{oc}}{k_T}}; \quad \alpha_1 = 2m_1 \frac{H_1}{T} + \frac{1,32}{m_1} - 1;$ $\alpha_2 = \frac{m_1 H_1}{2m_1 + 1}; \quad \alpha_3 = m_1 H_1 + 0,4T.$ <p>а) между сечением 1-1 и дренажом</p> $h_x = \frac{h_c^2}{T} \sqrt{\left[\left(\frac{T}{h_c} \right) - 1 \right]^2 \left(1 + 2 \frac{L-x}{T} \right) + 1}; \quad (28)$ <p>б) между сечением 1-1 и осью ординат</p> $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} \left(L - \frac{T}{2} - x \right) + \left(h_c + \frac{k_{oc}}{k_T} T \right)^2 - \frac{k_{oc}}{k_T} T}. \quad (29)$ <p>$I_{вых}$ определяют по формуле (20). В формулах (28), (29) и (20) для данной схемы h_c вычисляются по зависимости</p> $h_c = \sqrt{\left(H_1 + \frac{k_{oc}}{k_T} T \right)^2 - 2 \frac{q}{k_T} \left(L_p - \frac{T}{2} \right) - \frac{k_{oc}}{k_T} T}. \quad (30)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq H_1 - q/k_T$.</p>
<p>12. С дренажным банкетом</p> 	$q = k_T \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p} + k_{oc} T \frac{H_1 - H_2}{L_p + \Delta L_H + 0,4T}, \quad (31)$ <p>Где $L_p = L + \Delta L_B + \Delta L_H; \quad \Delta L_H = \frac{m_1^I H_2}{3}$</p> $\Delta L_B = \frac{\delta \alpha_3 + \alpha_1 \alpha_2}{\delta + \alpha_1}; \quad \delta = \sqrt{\frac{k_{oc}}{k_T}};$ $\alpha_1 = 2m_1 \frac{H_1 - H_2}{T} + \frac{1,32}{m_1} - 1;$ $\alpha_2 = \frac{m_1 (H_1 - H_2)}{2m_1 + 1};$ $\alpha_3 = m_1 (H_1 - H_2) + 0,4T$

1	2
	<p>Ординаты кривой депрессии:</p> <p>а) между сечением 1-1 и дренажом</p> $h_x = \sqrt{h_c^2 - (h_c^2 - H_2^2) + \frac{x - L + T/2}{T/2 + \Delta L_n}}, \quad (32)$ <p>б) между сечением 1-1 и осью ординат</p> $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x) + (h_c + \frac{k_{oc} T}{k_T})^2 - \frac{k_{oc} T}{k_T}} \quad (33)$ <p>В формулах (32) и (33) h_c вычисляют по зависимости</p> $h_c = \sqrt{\left(H_1 + \frac{k_{oc} T}{k_T}\right)^2 - 2 \frac{q}{k_T} \left(L + \Delta L_n - \frac{T}{2}\right) - \frac{k_{oc} T}{k_T}} \quad (34)$ <p>$I_{вых}$ определяют по формуле (20) подставляя в нее</p> $\frac{q_n}{K_{oc}} = \frac{(H_1 - H_2)T}{L_p + \Delta L_n + 0,4T},$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq H_1 - q/k_T$.</p>
<p>13. С наклонным дренажом</p> 	<p>Значения q и h_6 определяют подбором из уравнений</p> $q = k_T \frac{H_1^2 - (H_2 + h_6)^2}{2(L_p - m_2 h_6)} + k_{oc} T \frac{H_1 - (H_2 + h_6)}{L_p - (0,5 + m_2)h_6}; \quad (35)$ $q = k_T \frac{h_6}{0,5 + m_2} \left(1 + \frac{H_2}{\alpha_m H_2 + h_6}\right) + k_{oc} T \frac{h_6}{(0,5 + m_2)h_6 + m_2 H_2 + 0,4T} \quad (36)$ <p>где $L_p = L + \Delta L_B$; $\alpha_m = \frac{m_2}{2(0,5 + m_2)^2}$;</p> <p>$\Delta L_B$ определяется так же, как для схемы 12.</p> $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - m_2 h_6 - x) + \left(\frac{k_{oc} T}{k_T} + H_2 + h_6\right)^2 - \frac{k_{oc} T}{k_T}} \quad (37)$ <p>$I_{вых}$ определяют по формуле (20) подставляя в нее</p> $\frac{q}{K_{oc}} = + \frac{h_6 T}{(0,5 + m_2)h_6 + m_2 H_2 + 0,4T}. \quad (38)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $\left(h_x + \frac{k_{oc} T}{k_T}\right) \geq \left(H_1 + \frac{k_{oc} T}{k_T}\right) - q/k_T$.</p>

1	2
<p>14. С дренажной канавой за плотиной (уровень грунтовых вод ниже подошвы плотины)</p> 	$q = k_T \frac{H_1^2}{2(\Delta L_6 - l_c)} + k_{oc} T \frac{H_1}{\Delta L_6 + l_c}, \quad (39)$ <p>Где</p> $l_c = \frac{k_{oc} [2H_1 T L - (T^2 - H_2^2) \Delta L_6] + H_1^2 L}{\frac{k_{oc}}{k_T} (2H_1 T + T^2 - H_2^2) + H_1^2}.$ <p>Ординаты кривой депрессии:</p> <p>а) с правой стороны от точки С</p> $h_x = \sqrt{T^2 - (T^2 - H_2^2) \frac{x - l_c}{L - l_c}} - T, \quad (40)$ <p>б) с левой стороны от точки С</p> $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (l_c - x) + \left(\frac{k_{oc}}{k_T} \right)^2} - \frac{k_{oc}}{k_T} T. \quad (41)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где</p> $\left(h_x + \frac{k_{oc}}{k_T} T \right) \geq \left(H_1 + \frac{k_{oc}}{k_T} T \right) - q/k_T.$
<p>Плотины с экраном и понуром на водонепроницаемом основании конечной мощности ($k_{oc} = k_T$)</p>	
<p>15. С трубчатым дренажом</p> 	$q = \frac{k_{oc} \Delta}{\Phi} + \frac{k_3 (1 + m_1^2) \Delta (2H_1 - \Delta)}{2\delta_3}, \quad (42)$ $\Phi = \frac{th(\alpha L_H)}{\alpha(T - \delta_n)}; \quad \alpha = \sqrt{\frac{k_n}{k_T \delta_n (T - \delta_n)}}.$ $\Delta = \frac{B - \sqrt{B^2 - AC}}{A}. \quad (43)$ $A = \frac{1}{L_1 + \Delta L_H} + \frac{k_3 (1 + m_1^2)}{k_{oc} \delta_3};$
<p>16. С дренажным банкетом</p> 	$B = \frac{H_1 + T}{L_1 + \Delta L_H} + \frac{1}{\Phi} + \frac{k_3 H_1 (1 + m_1^2)}{k_{oc} \delta_3};$ $C = \frac{(H_1 + T)^2 - h_2^2}{L_1 + \Delta L_H};$ <p>$\Delta L_H = 0,4h_2$ (для схем 15,17)</p>

1	2
<p>17. С наклонным дренажом</p> 	$\Delta L_H = 0,4h_2 + 0,4 \left(h_2 - \frac{q}{k_{oc}m_1} \right)$ <p>(для схемы 16), причем в этом случае задачу следует решать методом последовательных приближений, полагая в первом приближении $\Delta L_H = 0,4h_2$.</p> <p>Депрессионные кривые строят по формулам схем 11,12и 13 исходя из расхода.</p> <p>Выходные градиенты спределяют по формуле (20), используя для схем 15 и 16 значения h_c вычисленные по зависимости</p> $h_c = \sqrt{H_2^2 + 0,3T^2 + Tq/k_T} - 0,55T, \quad (44)$ <p>а для схемы 17 значения q_H/k_{oc}, вычисляются по формуле 38.</p>

Таблица Б. 2

Расчетные значения осредненного критического градиента напора $I_{cr,m}$
в основании плотин [6, табл. 4.12, 4.15]

Грунт	Расчетный осредненный критический градиент напора $I_{cr,m}$
Песок: мелкий	0,32
средней крупности	0,42
крупный	0,48
Супесь	0,60
Суглинок	0,80
Глина	1,35

Расчетные значения осредненного критического градиента напора $J_{cr,m}$
в теле плотин [12, табл. 7]

Грунт	Значения критических средних градиентов напора $J_{cr,m}$ для		
	понура	экрана и ядра	тела и призмы плотины
Глина, глинобетон	15	12	8 - 2
Суглинок	10	8	4 - 1,5
Супесь	3	2	2 - 1
Песок: средний	-	-	1
мелкий	-	-	0,75

Примечание. Проверку фильтрационной прочности тела или призмы плотины из грунтовых материалов выполняют для поперечного профиля, назначенного исходя из расчетов устойчивости откосов.

В результате проверки фильтрационной прочности уточняют конструкцию плотины, в частности местоположение дренажа.

Значения критического среднего градиента принимают в зависимости от физико-механических свойств грунта и способа его укладки, причем большие значения $J_{cr,m}$ назначают для более плотного грунта.

К определению зоны центров обрушения

Заложение откоса	1	2	3	4	5
$R / H_{пл}$	1,65	1,95	2,55	3,60	4,95

**Приложение В. Примеры плотин из грунтовых материалов,
построенных в России и других странах**

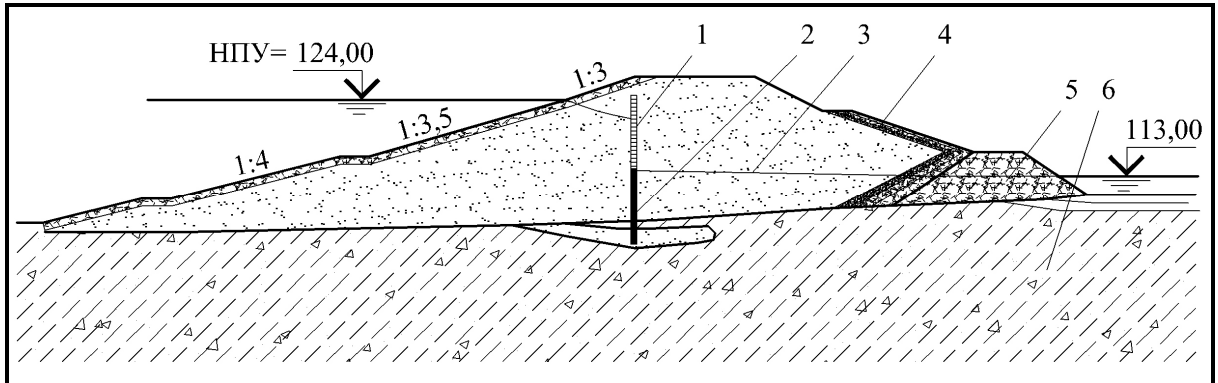


Рис. В.1. Земляная намывная плотина Иваньковского гидроузла на р. Волге, 1937 г. [18]

1 – деревобитумная диафрагма; 2 – металлический шпунт; 3 - депрессионная кривая;
4 – наклонный дренаж; 5 – дренажная призма; 6 – плотные моренные суглинки

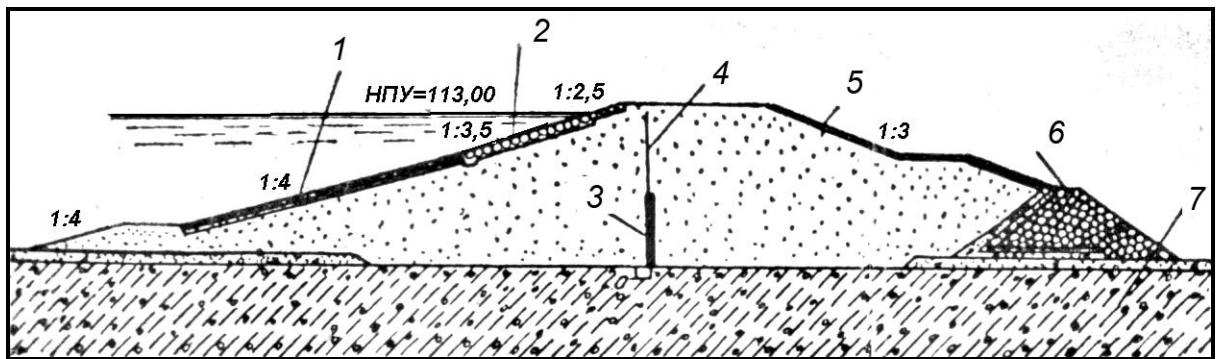


Рис. В.2. Земляная намывная плотина Угличского гидроузла на р. Волге, 1940 г. Высота плотины 27 м. [18]

1 – гравий; 2 – каменное мощение по слою гравия; 3 – металлический шпунт;
4 – металлический лист; 5 – одерновка; 6 – дренажная призма; 7 – моренные суглинки

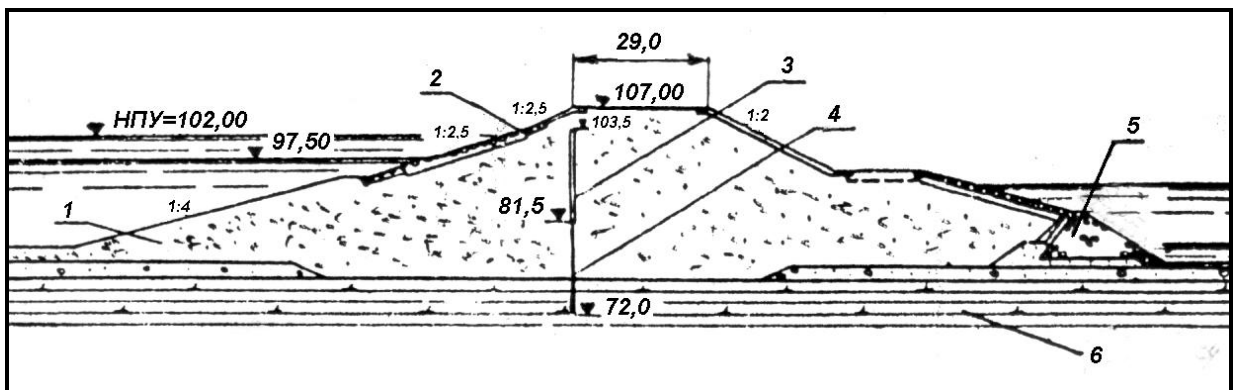


Рис. В.3. Земляная намывная плотина Рыбинского гидроузла на р. Волге, 1941 – 1947 гг.. Высота плотины 30 м. [18]

1 – мелкозернистые пески; 2 – каменное мощение по слою гравия; 3 – железобетонная диафрагма; 4 – металлический шпунт; 5 – дренажная призма; 6 – мергелистые глины

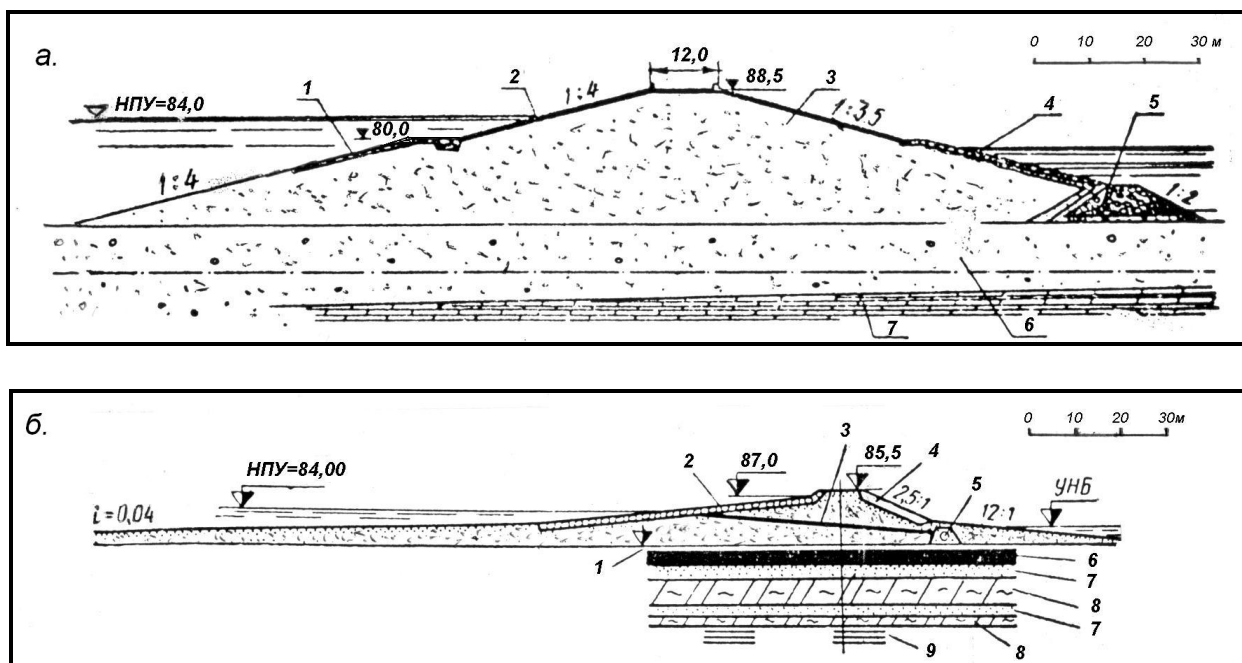


Рис. В.4. Земляная намывная плотина Нижегородского гидроузла на р. Волге, 1955 – 1957 гг..

а. русловая часть плотины высотой 28 м. [18]

1 – каменная наброска; 2 – железобетонные плиты 0,2-0,4 м; 3 – мелкозернистые пески;
4 – каменное мощение; 5 – каменный банкет; 6 – пески с содержанием гравия и гальки;
7 – алевриты

б. пойменная часть плотины высотой 15 м. [16]

1 – супесь; 2 – гравийное покрытие; 3 – кривая депрессии; 4 – растительный грунт;
5 – трубчатый дренаж; 6 – торф; 7 – мелкий песок; 8 – иловатый суглинок;
9 – мергелистая глина

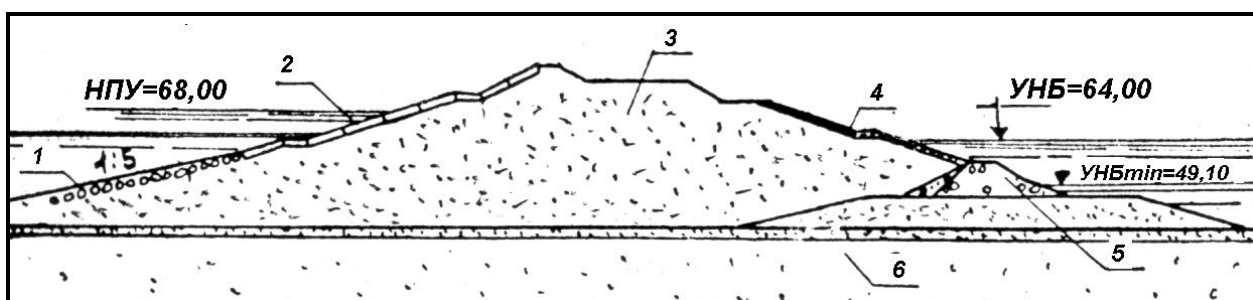


Рис. В.5. Земляная намывная плотина Чебоксарского гидроузла на р. Волге, 1980 г. Высота плотины 49 м. [18]

1 – каменная наброска; 2 – железобетонные плиты 0,2-0,4 м; 3 – мелкозернистые пески;
4 – железобетонные плиты 0,2 м; 5 – каменный банкет; 6 – аллювиальные пески

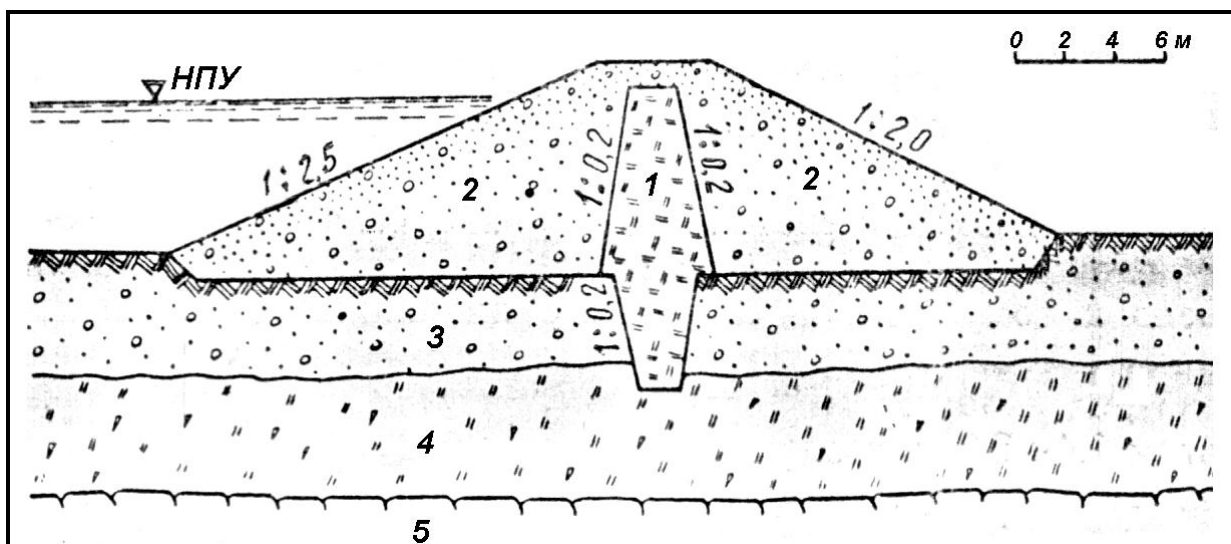


Рис. В.6. Земляная насыпная плотина на ручье Кадыкчан, 1966 г.

Высота плотины 8 м. [19]

1 – ядро и зуб из щебенистого суглинка; 2 – упорные призмы из супесчано-гравелистых грунтов; 3 – аллювиальные отложения; 4 – суглинки с дресвой; 5 – глинистые сланцы

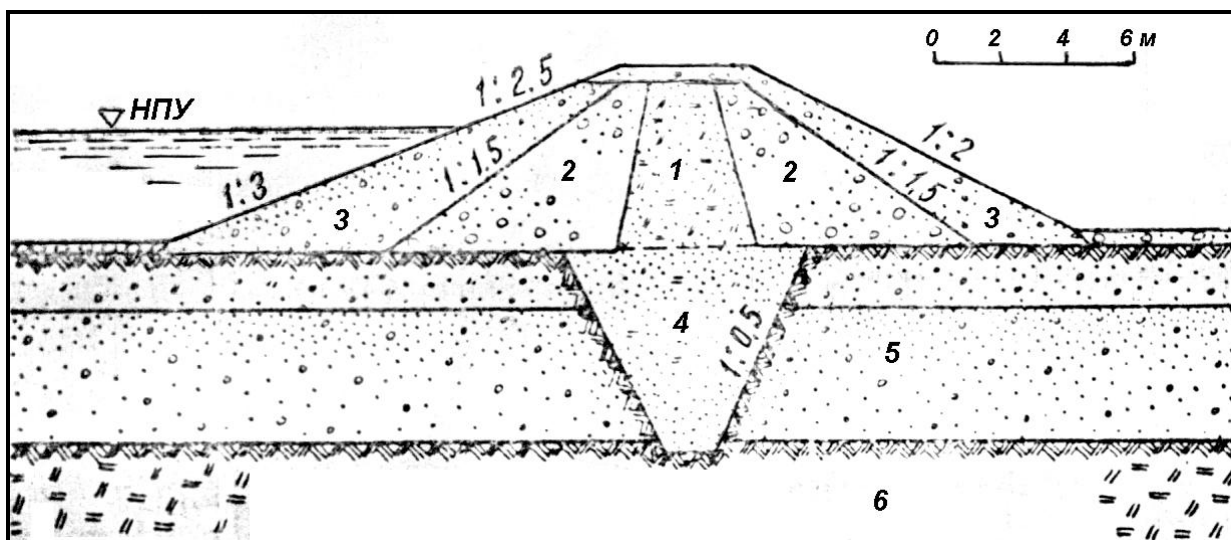


Рис. В.7. Земляная насыпная плотина Анадырского гидроузла на р. Казачке, 1960 г. Высота плотины 8,5 м. [19]

1 – ядро из мелкого песка; 2 – призмы из гравелистого песка и камня; 3 – пригрузка; 4 – мелкий песок; 5 – гравелисто-галечниковые грунты; 6 – суглинки

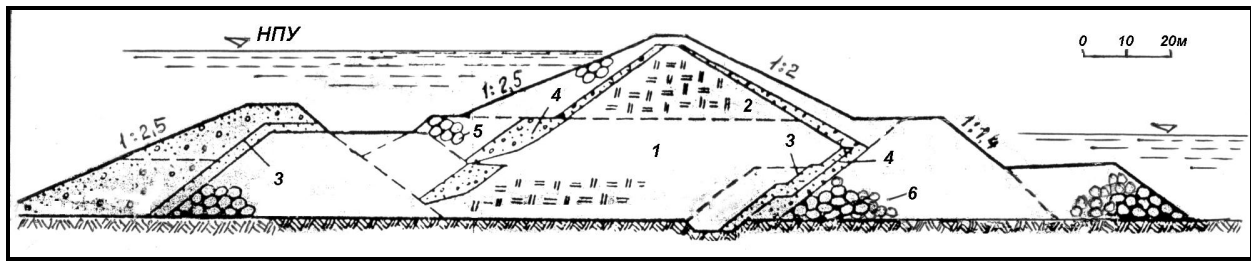


Рис. В.8. Насыпная плотина Верхне-Тулومского гидроузла на р. Туломе, 1936 г.

Высота плотины 47 м. [19]

- 1 – морена, отсыпанная в воду; 2 – укатанная морена; 3 – мелкий гравий;
4 – крупный гравий; 5 – наброска камня из полезных выемок;
6 – слой валунов толщиной 2,0-2,5 м; 7 - морена

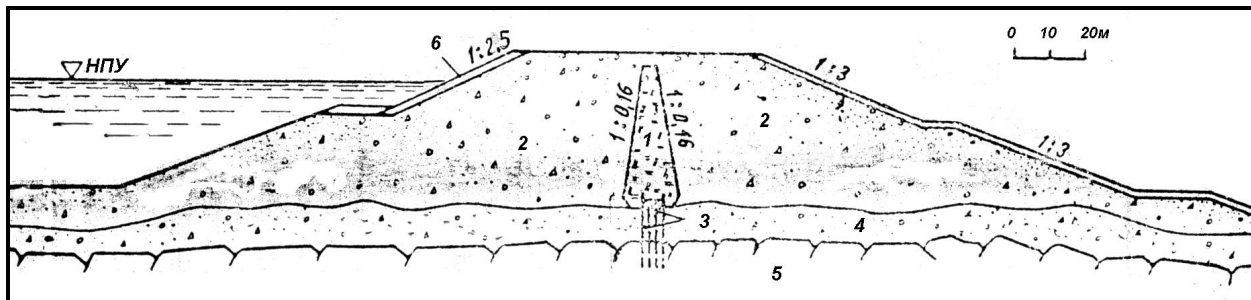


Рис. В.9. Насыпная плотина Иркутского гидроузла на р. Ангаре, 1968 г.

Высота плотины 45 м. [19]

- 1 – ядро из суглинка; 2 – песчано-гравелистые грунты; 3 – металлическая диафрагма;
4 – аллювиальные отложения; 5 – скала;
6 – крепление железобетонными плитами 0,3-0,6 м и размерами 10x10 м

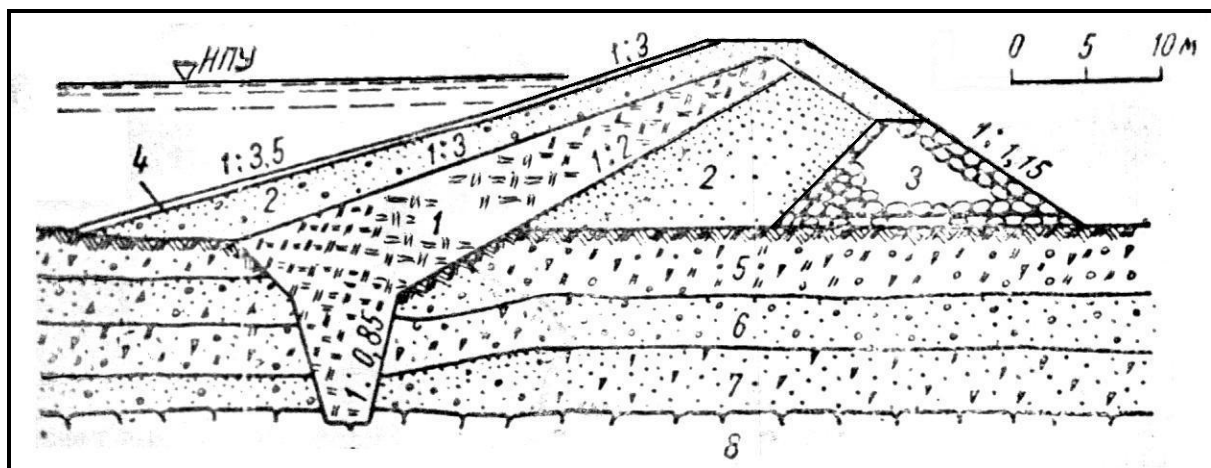


Рис. В.10. Насыпная плотина на р. Каменушке, 1960 г.

Высота плотины 15,5 м. [19]

- 1 – экран из суглинка; 2 – гравелистые супеси; 3 – каменная наброска;
4 – двойное мощение 0,3 м на слое гравия; 5 – супесь со щебнем;
6 – галечниково-гравийный грунт с песком; 7 – щебень с дрсвой и песком; 8 - гранодиориты

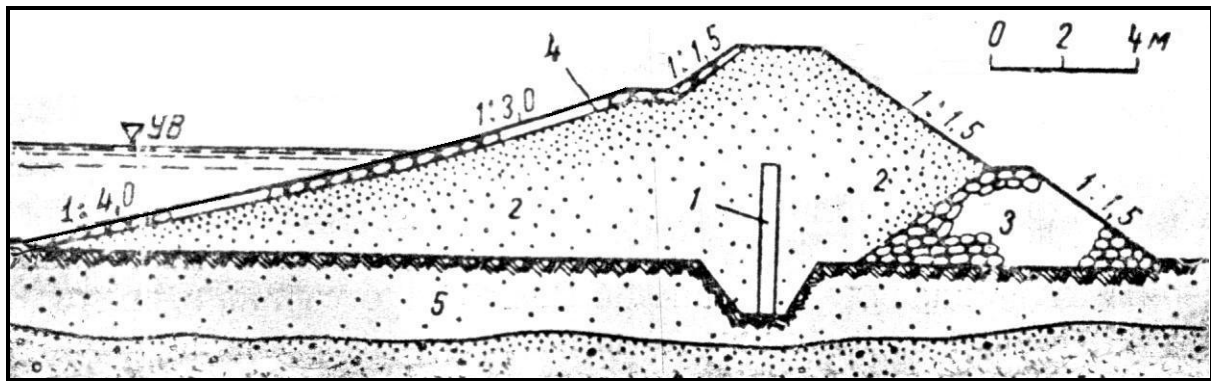


Рис. В.11. Верхне-Кумакская насыпная плотина на р. Кумах, 1942 г.

Высота плотины 7 м. [19]

1 – деревянная диафрагма; 2 – призмы из супесчаного грунта; 3 – банкет;
4 – отмостка; 5 – супесь

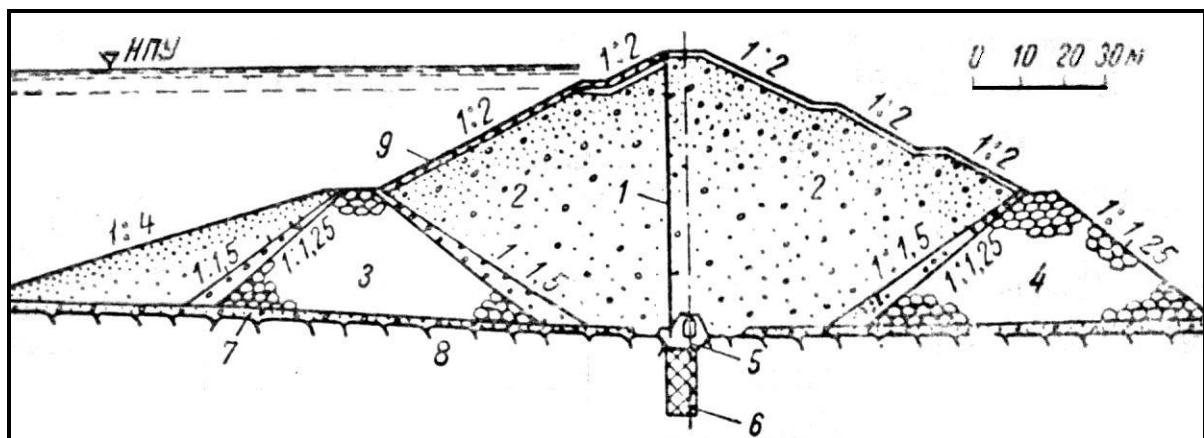


Рис. В.12. Насыпная плотина Серебрянской ГЭС-II на р. Воронья, 1975 г.

Высота плотины 64 м. [19]

1 – металлическая диафрагма из шпунта; 2 – песчано-гравелистый грунт; 3 – верховая
перемычка; 4 – низовая перемычка; 5 – бетонный зуб; 6 – цементация; 7 – морена;
8 – граниты; 9 – крепление камнем

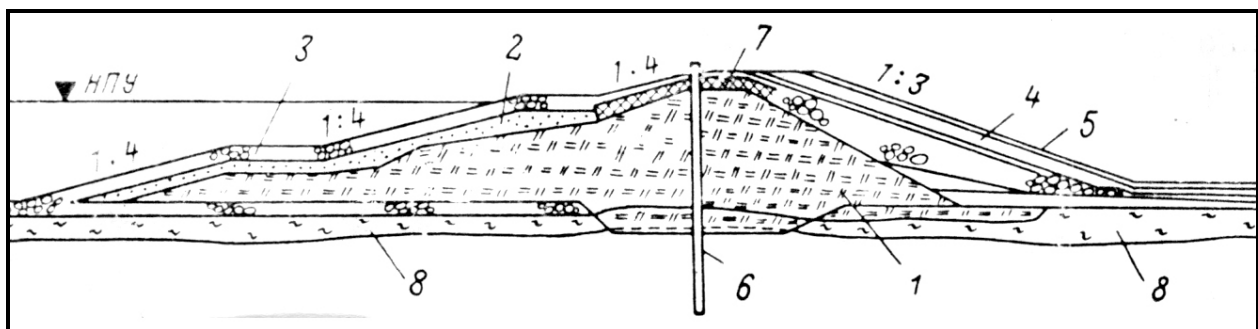


Рис. В.13. Насыпная плотина Иреляхского гидроузла на р. Ирелях, 1964 г.

Высота плотины 12 м. [17, 19]

1 – суглинок; 2 – мелкозернистый песок; 3 – каменная наброска; 4 – подготовка;
5 – слой торфа; 6 – скважина мерзлотной завесы; 7 – мохо-торфяная подготовка;
8 – льдистые мергели

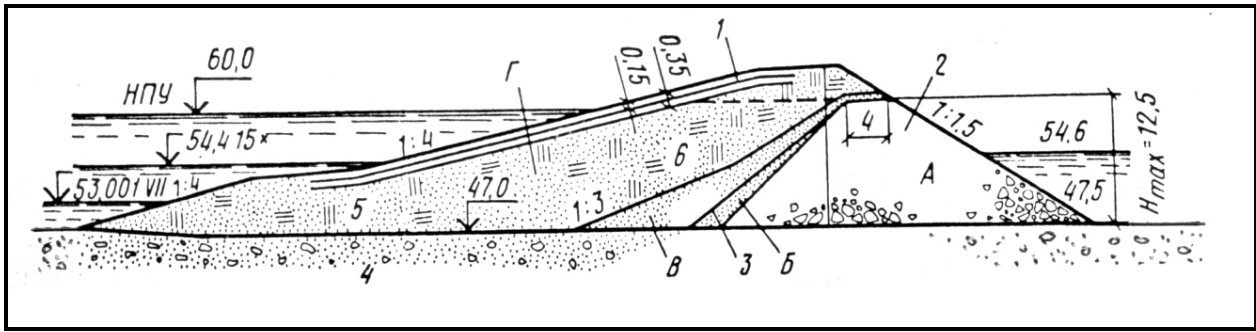


Рис. В.14. Пало-Коргская плотина на р. Выг, возведенная отсыпкой грунта в воду, 1932 г. Высота плотины 12,5 м. [21]

- 1 – каменная наброска в плетневых клетках; 2 – камень и мелкий камень;
3 – щебень и галька; 4 – валуны, наносы; 5 – супесь; 6 – крупный песок с гравием;
А – банкет из камня; Б, В – фильтры; Г – тело плотины

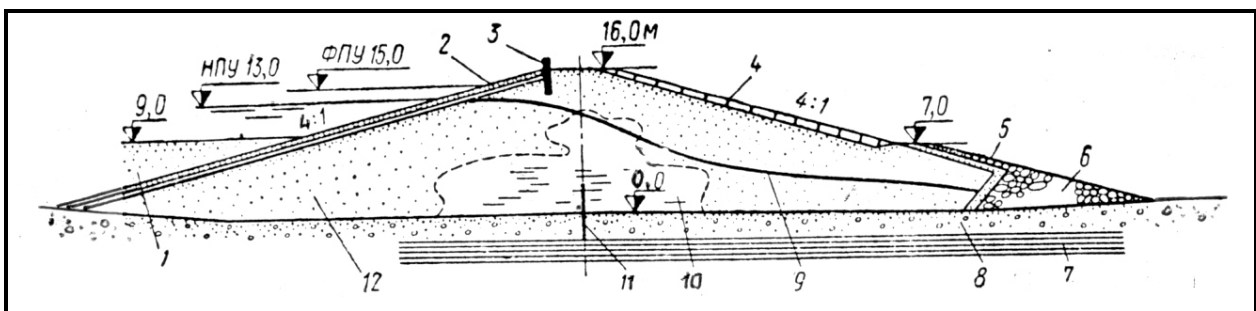


Рис. В.15. Намывная плотина ГЭС. Высота плотины 64 м. [16]

- 1 – намытый песчаный понур; 2 – мостовая; 3 – железобетонный парапет;
4 – растительный грунт; 5 – мостовая по однослойному обратному фильтру;
6 – дренажный банкет; 7 – глина плотная; 8 – аллювий (песок и гравий);
9 – фактическая кривая депрессии; 10 – намытый суглинистый грунт (ядерная зона);
11 – металлический шпунт; 12 – намытый грунт (песок средней крупности и крупный)

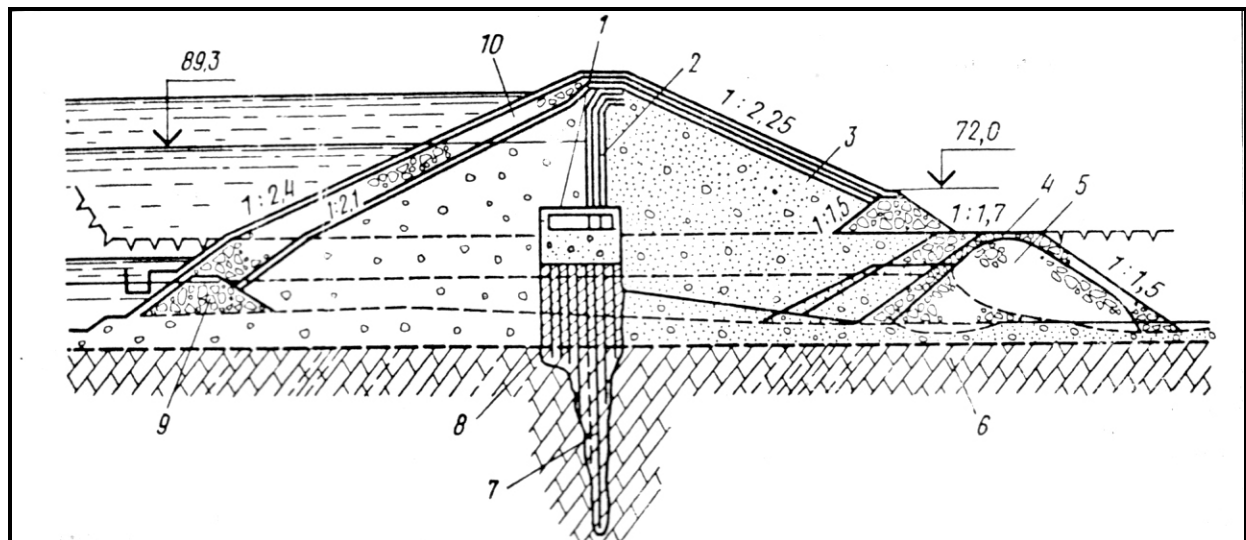


Рис. В.16. Атбашинская плотина на реке Ат-Баши, Киргизия, 1960 г.
Высота плотины 75 м. [17, 21]

- 1 – бетонная пробка (плита); 2 – диафрагма из полиэтиленовой пленки между двумя слоями песка; 3 – галечниковый грунт; 4 – переходные зоны с обратным фильтром;
5 – банкет; 6 – известняки; 7 – цементационная завеса; 8 – противотрационная завеса;
9 – упорная призма; 10 – защитный слой

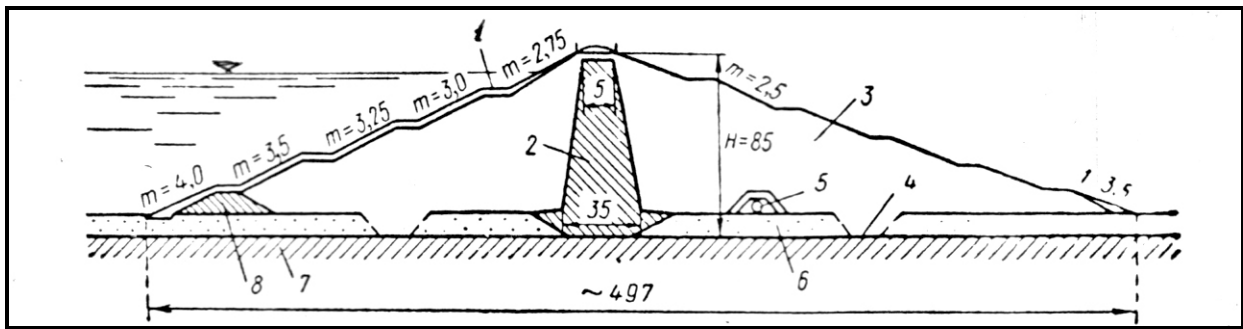


Рис. В.17. Насыпная плотина Сионского оросительного гидроузла на р. Иори, Грузия, 1947 – 1951 гг. Высота плотины 85 м. [16]

- 1 – армобетонные плиты толщиной 0,4 м; 2 – ядро из суглинка; 3 – русловой аллювий; 4 – строительный водоотводящий канал; 5 – дренажный коллектор; 6 – аллювий; 7 – коренные конгломераты; 8 – перемычка

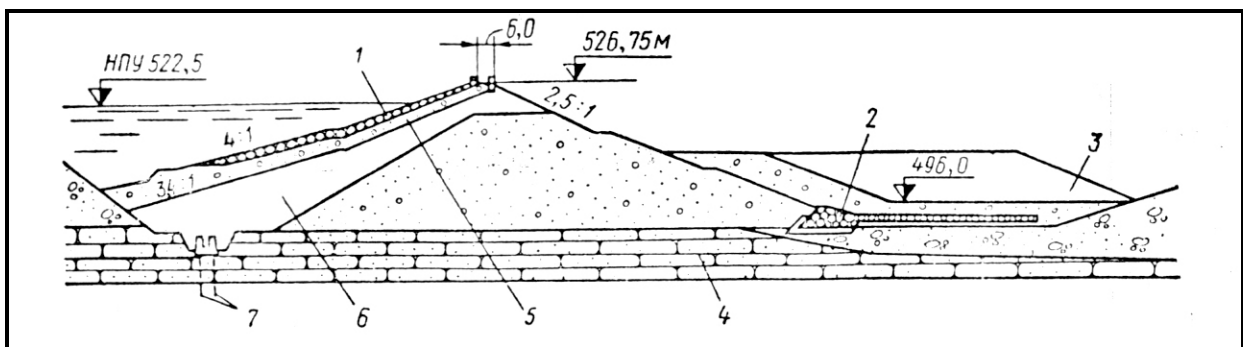


Рис. В.18. Насыпная плотина гидроузла Ткибули на р. Ткибули, Грузия, 1951 – 1956 гг. Высота плотины 36 м. [16]

- 1 – наброска из рваного камня; 2 – призма из крупных камней и гравия; 3 – пригрузка из суглинка; 4 – песчаники; 5 – раздробленный известняк; 6 – суглинок (экран); 7 – цементационная завеса

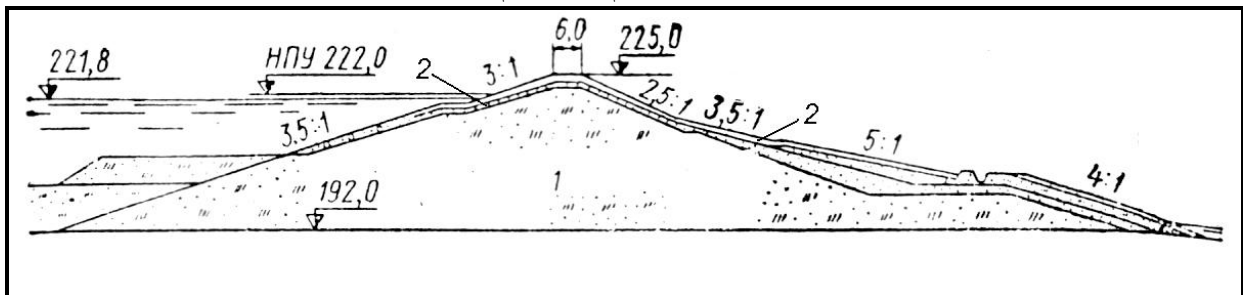


Рис. В.19. Насыпная плотина Егорлыкского гидроузла на р. Егорлык, Ставропольский край, 1956 – 1962 гг. Высота плотины 33 м. [16]

- 1 – суглинок; 2 – крепления откосов

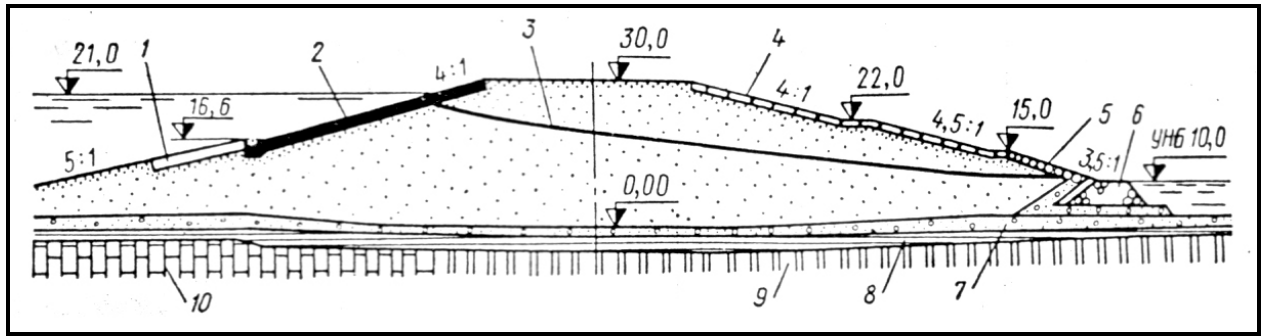


Рис. В.20. Намывная плотина Новосибирской ГЭС на р. Обь, 1957 г.

Высота плотины 30 м. [16]

- 1 – крепление горной массой; 2 – железобетонные плиты; 3 – фактическая кривая депрессии; 4 – растительный грунт; 5 – мостовая по обратному фильтру; 6 – дренажный банкет; 7 – аллювий; 8 – разрушенный слой коренных пород; 9 – глинистые сланцы; 10 – песчаники

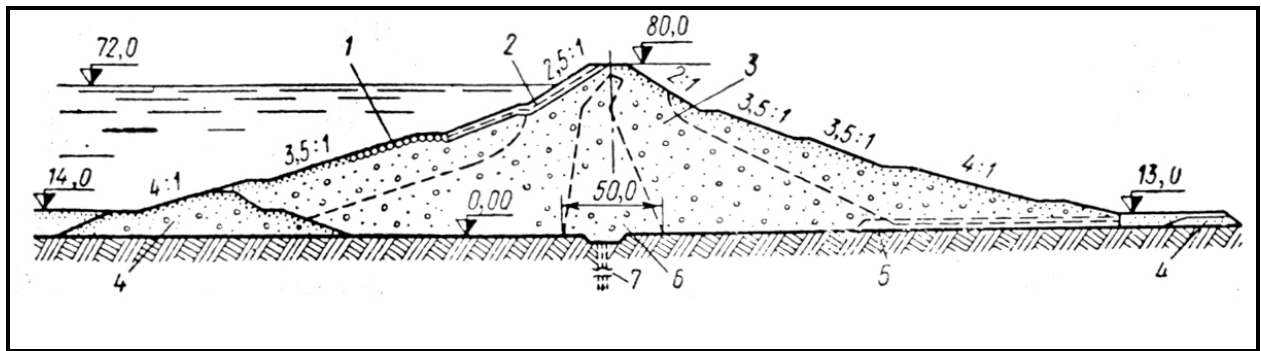


Рис. В.21. Намывная плотина Мингечаурского гидроузла на р. Кура, 1954 г.

Высота плотины 80 м. [16, 17]

- 1 – крепление камнем; 2 – железобетонные плиты; 3 – песчано-гравелистый грунт; 4 – строительная перемычка; 5 – дренажная призма; 6 – суглинок (ядерная зона); 7 – противофильтрационная завеса

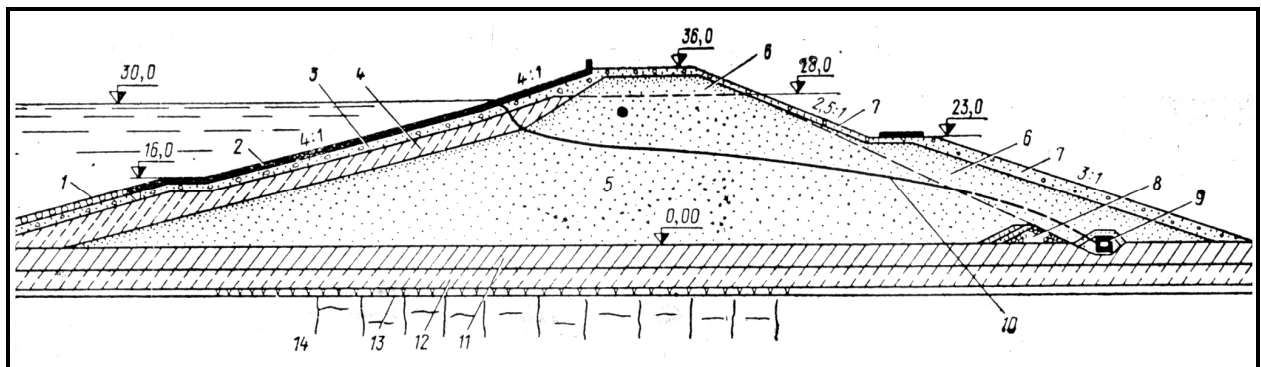


Рис. В.22. Правобережная намывная плотина Братской ГЭС на р. Ангара, 1955 – 1967 гг. Высота плотины 36 м. [16]

- 1 – крепление горной массой; 2 – железобетонные плиты; 3 – гравий; 4 – отсыпанный суглинистый экран; 5 – намытый мелкий песок; 6 – насыпанный песок; 7 – гравийное покрытие; 8 – строительная дренажная призма; 9 – дренажная галерея; 10 – фактическая кривая депрессии; 11 – суглинок; 12 – супесь; 13 – разрушенный слой диабазов; 14 – диабазы

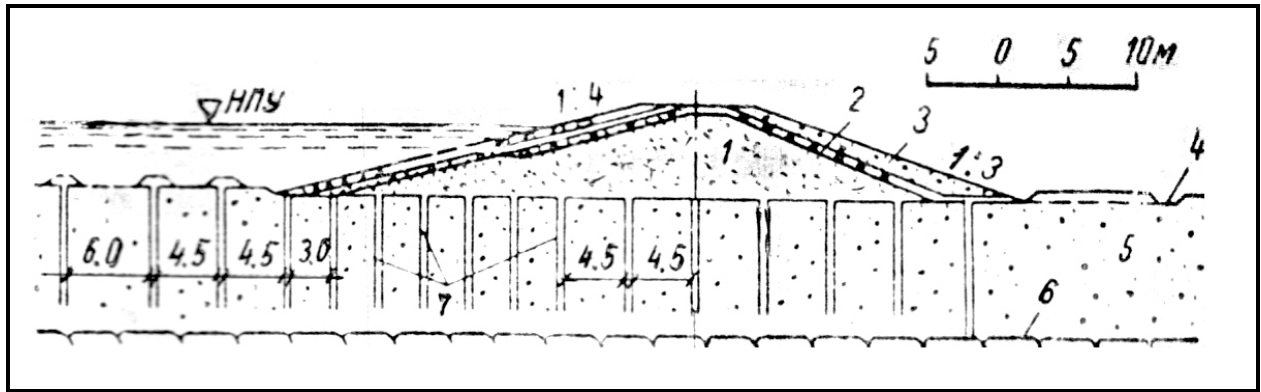


Рис. В.23. Насыпная дамба № 1 водохранилища Келси на р. Нельсон, Канада, 1961 г. Высота дамбы 18 м. [19]

1 – песок; 2 – переходная зона из мелкого щебня; 3 – пригрузка камнем;
4 – водосборной коллектор; 5 – ленточные глины; 6 – кровля коренных пород

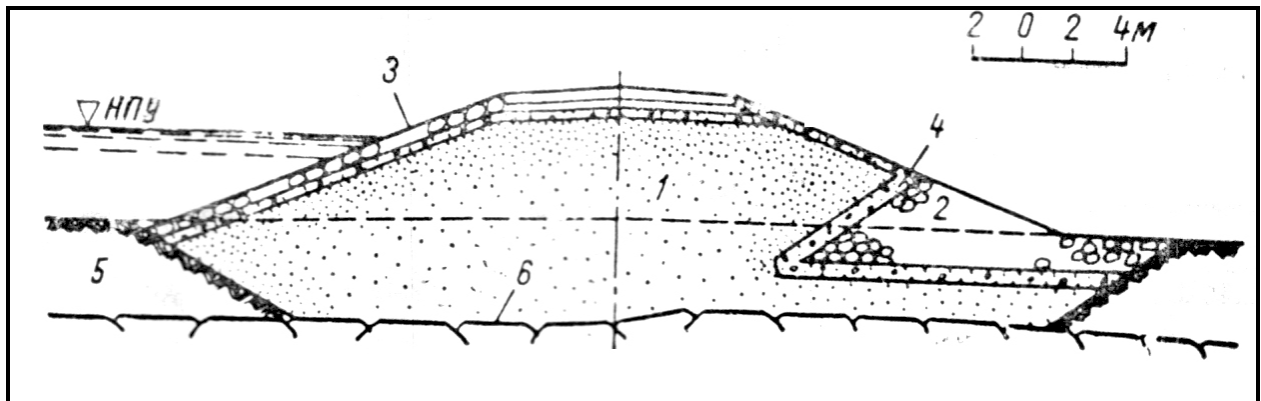


Рис. В.24. Насыпная дамба № 2 водохранилища Келси на р. Нельсон, Канада, 1961 г. Высота дамбы 9 м. [19]

1 – песок; 2 – дренаж; 3 – крепление камнем; 4 – песчано-гравелистый грунт;
5 – вечномерзлые и термопросадочные грунты; 6 – кровля коренных пород

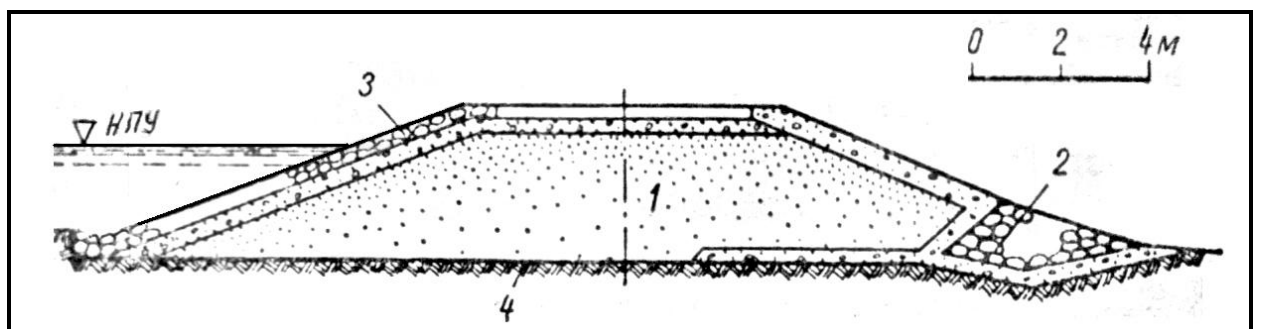


Рис. В.25. Насыпная дамба № 3 водохранилища Келси на р. Нельсон, Канада, 1961 г. Высота дамбы 6 м. [19]

1 – песок; 2 – дренаж; 3 – крепление камнем;
4 – поверхность вечномерзлых и термопросадочных грунтов

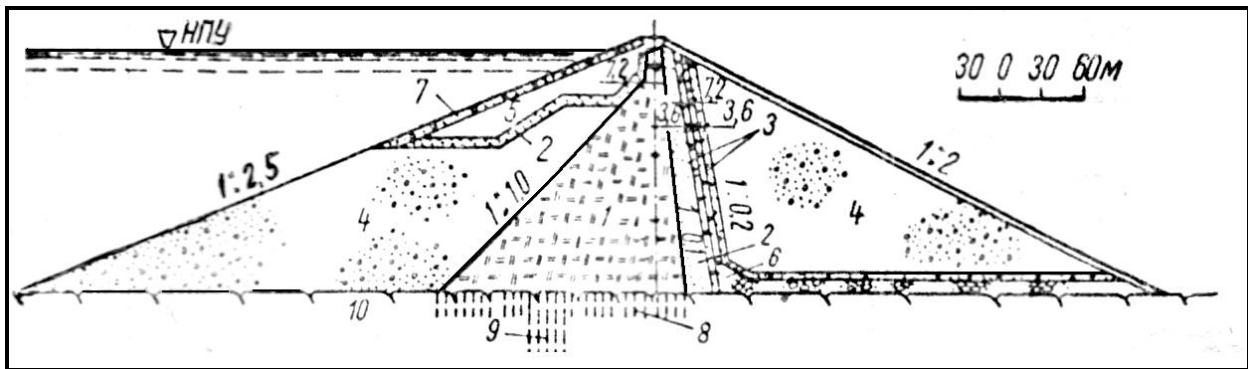


Рис. В.26. Насыпная плотина Беннет на р. Пис-Ривер, Канада, 1967 г.

Высота плотины 183 м. [19, 20]

- 1 – ядро из песчано-илистого грунта; 2 – фильтр из песка; 3 – переходная зона из песчано-гравийной смеси; 4 – супесчаная морена с камнем 0,36 м; 5 – гравийно – песчаная смесь; 6 – крупный гравий; 7 – крепление камнем; 8 – площадная цементация; 9 – противофильтрационная завеса; 10 – тонкослоистые сланцы и песчаники

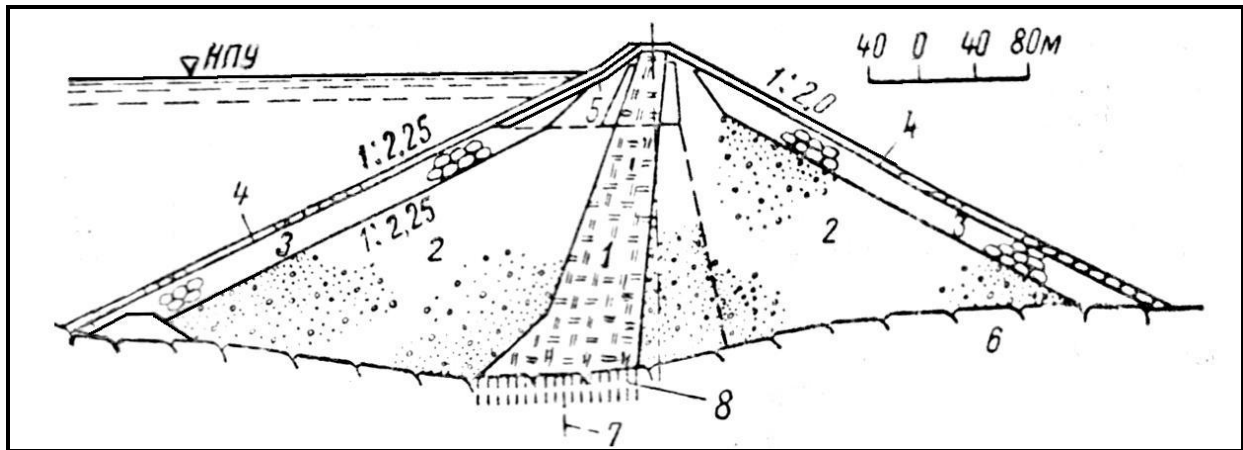


Рис. В.27. Насыпная плотина Майка на р. Колумбия, Канада, 1975 г.

Высота плотины 224 м. [19, 20]

- 1 – ядро из морены; 2 – упорные призмы из песчано-гравийного материала; 3 – пригрузка из гравия и камня; 4 – крепление булыжником и крупным камнем; 5 – зона уплотненного гравия; 6 – трещиноватые гранито-гнейсы; 7 – противофильтрационная завеса; 8 – площадная цементация

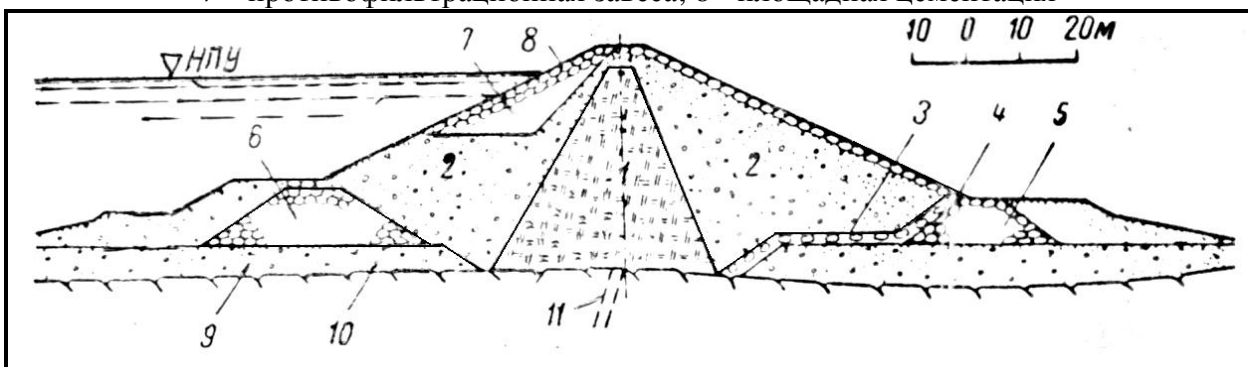


Рис. В.28. Насыпная плотина Кеттл на р. Нельсон, Канада, 1975 г.

Высота плотины 40 м. [19]

- 1 – ядро из глинистых грунтов; 2 – упорные призмы из полупроницаемых грунтов; 3 – фильтр; 4 – отсыпка; 5 – низовая перемычка; 6 – верховая перемычка; 7 – зона пригрузки; 8 – крепление крупным камнем; 9 – песчано-гравийно-галечниковые отложения; 10 – кровля скаля; 11 – противофильтрационная завеса

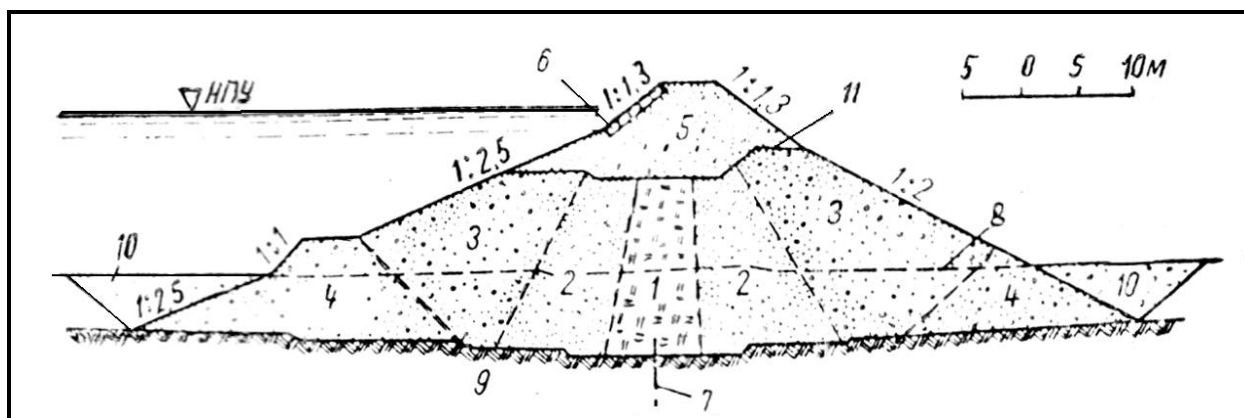


Рис. В.29. Плотина Хесс Крик на р. Хесс, США, 1947 г.

Высота плотины 24 м. [19]

- 1 – ядро из илистого грунта; 2 – песок; 3 – гравий; 4 – верховая и низовая перемычки;
 5 – часть плотины, укатанная послойно; 6 – крепление камнем; 7 – металлический шпунт;
 8 – естественная поверхность грунта; 9 – ил, подстилаемый гравием; 10 – обратная
 засыпка; 11 – граница, отделяющая нижнюю намытую часть плотины от укатанной

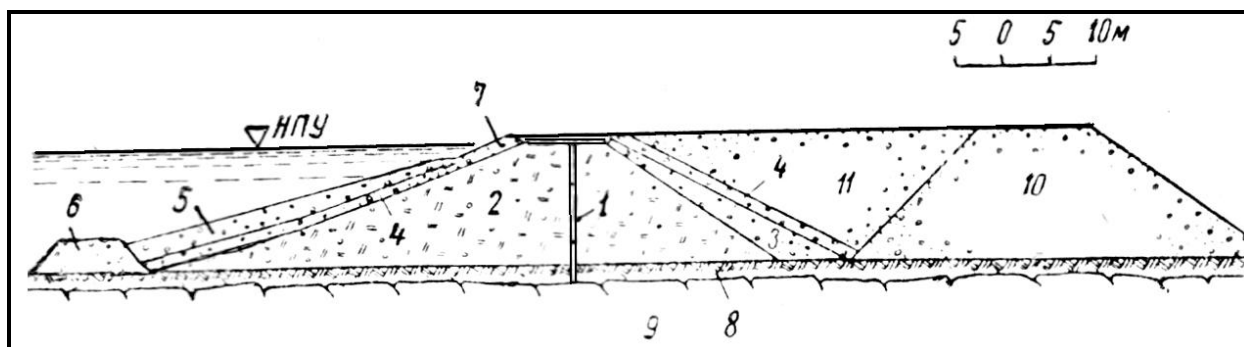


Рис. В.30. Насыпная плотина Луоссаярви на оз. Луоссаярви, Швеция, 1960 г.

Высота плотины 15 м. [19]

- 1 – металлическая диафрагма; 2 – моренный грунт; 3 – песок; 4 – щебень;
 5 – утрамбованная горная масса; 6 – упорная призма; 7 – отмостка камнем;
 8 – морена и ил; 9 – скала; 10 – дорожная насыпь;
 11 – засыпка из несортированной горной массы

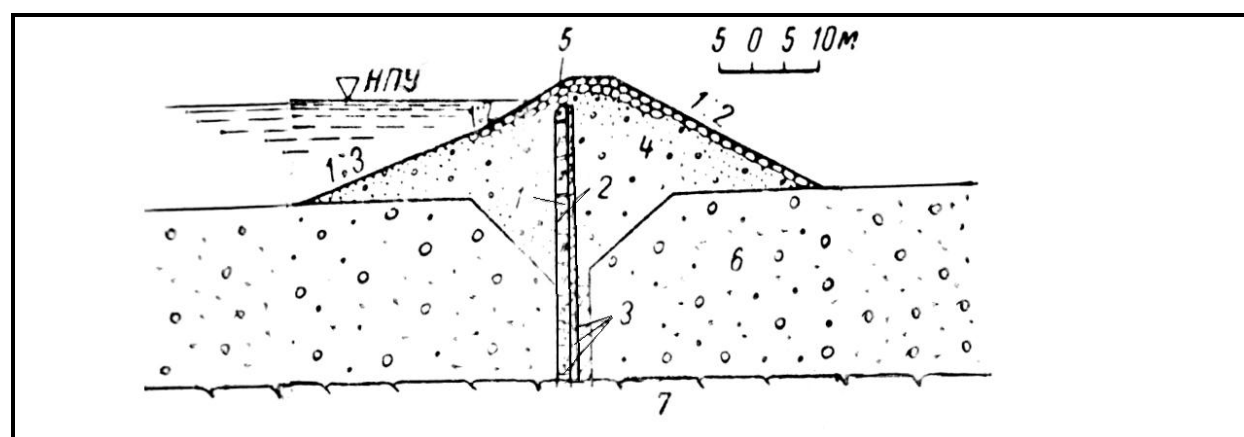


Рис. В.31. Насыпная плотина Хелефорсен на р. Индальс, Швеция, 1949 г.

Высота плотины 23 м. [19]

- 1 – глинобетонная стенка; 2 – железобетонная диафрагма; 3 – шпунт; 4 – каменно-
 гравийно-песчаный грунт; 5 – каменная отмостка; 6 – валунный гравий; 7 – скала

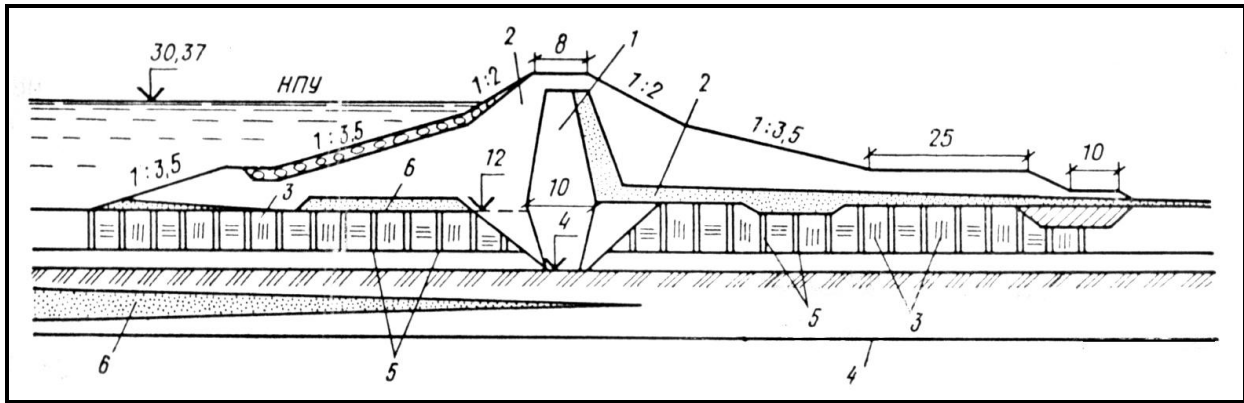


Рис. В.32. Плотина Саури, Япония.

Высота плотины 25 м. [19]

1 – ядро из аргеллитов; 2 – водопроницаемая зона песка; 3 – аллювиальные илстые отложения; 4 – аргеллиты; 5 – песчаные дрена; 6 – слой песка

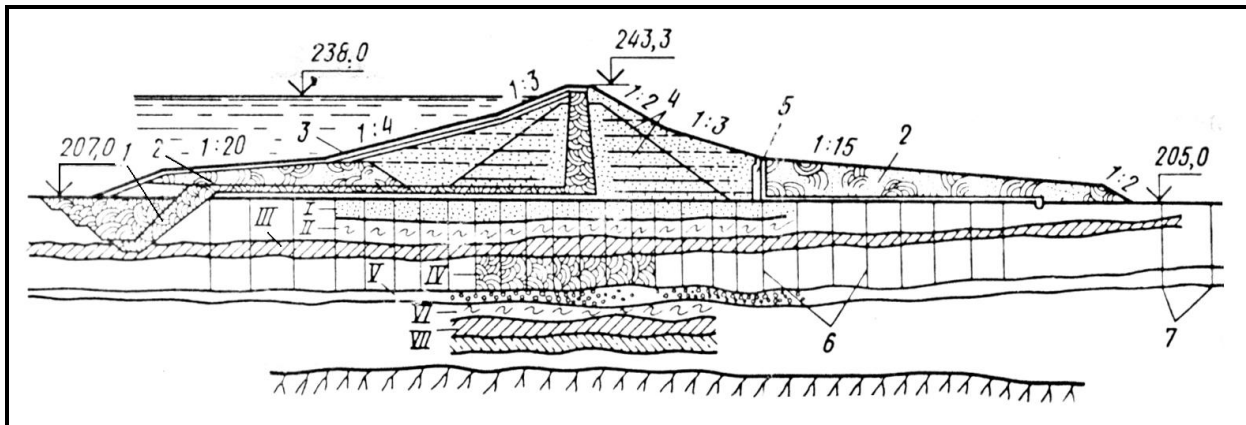


Рис. В.33. Насыпная плотина Дервент, Великобритания.

Высота плотины 15 м. [21]

I – песчаный гравий; II – илстый песок и ил; III – мореная глина; IV – слоистая глина; V – песок и гравий; VI – ил; VII – ленточные глины; 1 – глинистый понур; 2 – песчаная глина; 3 – бетонные блоки; 4 – дренажные прослойки; 5 – дренажная стенка; 6 – вертикальные дренажные скважины; 7 – разгрузочные скважины

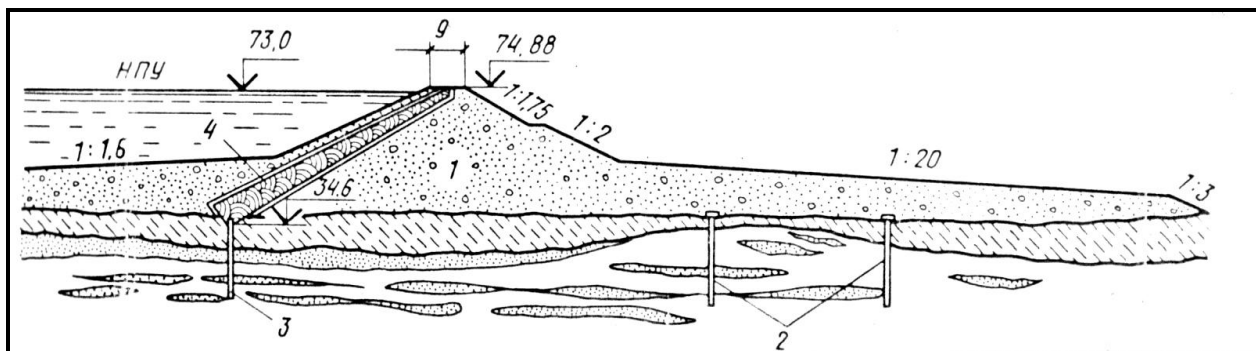


Рис. В.34. Плотина Нехранице на р. Тис, Румыния.

Высота плотины 40 м. [21]

1 – гравелистый песок; 2 – разгрузочные дренажные скважины; 3 – противofильтрационная стенка; 4 – экран из лессовидных суглинков

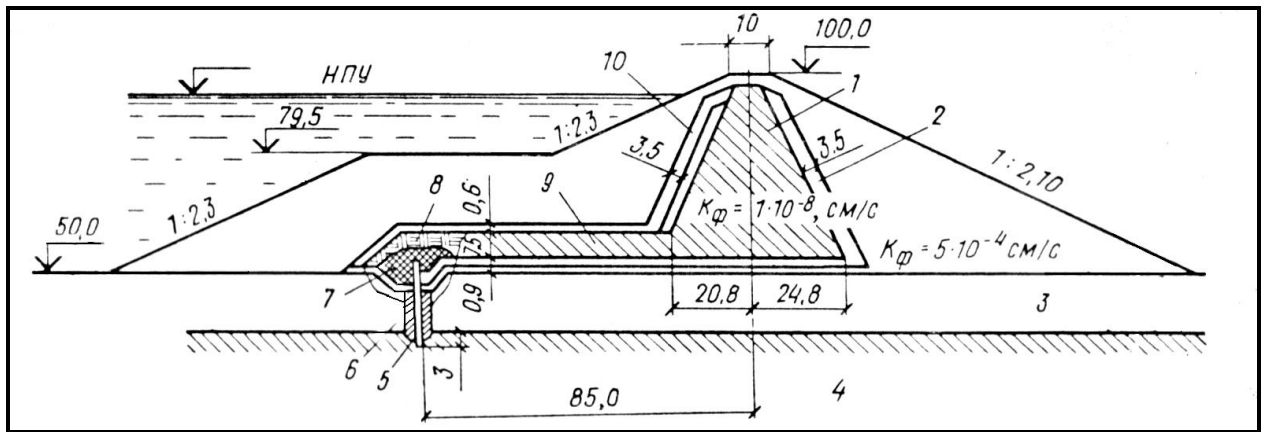


Рис. В.35. Плотина Пенеос, Греция, о-в Пелопоннес.

Высота плотины 50 м. [19]

- 1 – глиняное ядро; 2 – фильтр; 3 – аллювий; 4 – глинистый мергель;
 5 – зона распространения бентонитового раствора; 6 – армобетонная стенка толщиной 0,6м;
 7 – пластичная глина; 8 – глина; 9 – понур; 10 – фильтр (переходная зона)

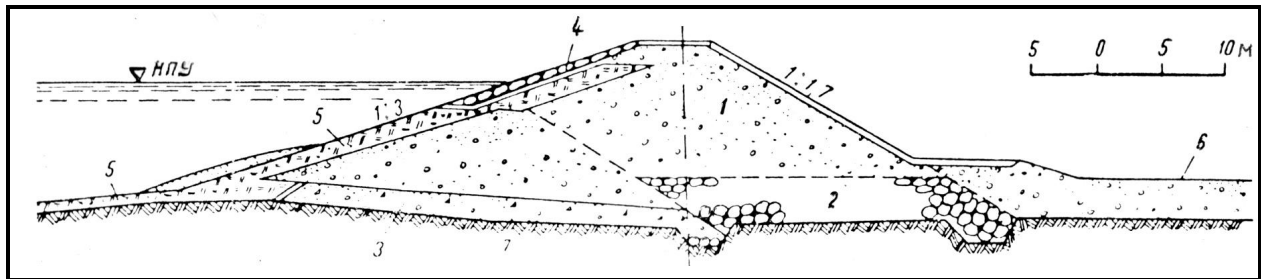


Рис. В.36. Плотина Мёника на р. Мёника, Норвегия, 1964 г.

Высота плотины 15 м. [16]

- 1 – зона из песчано-гравийного грунта; 2 – зона из крупного гравия;
 3 – сортированный камень; 4 – мощение камнем; 5 – глинистый экран и понур;
 6 – пригрузка из песчано-гравийного грунта;
 7 – песчаные и гравелистые грунты, подстилаемые глинами

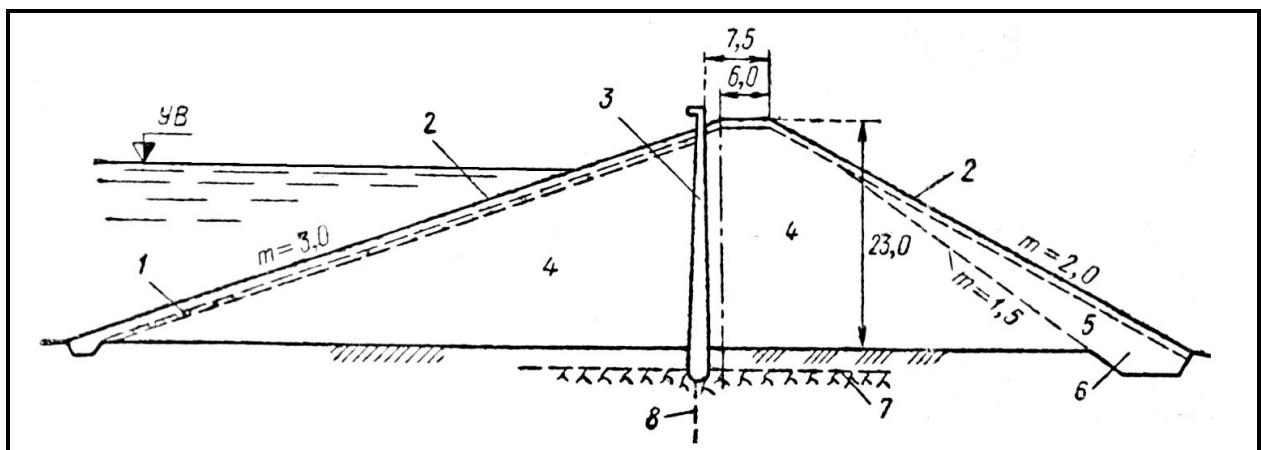


Рис. В.37. Насыпная плотина Америкэн Фолс на р. Снэйк, США, 1925 -1927 гг.

Высота плотины 23 м. [16]

- 1 – гравийная подготовка; 2 – каменная отсыпка; 3 – железобетонные диафрагмы;
 4 – насыпной укатанный грунт; 5 – каменная наброска; 6 – дрена;
 7 – поверхность хорошей скалы; 8 – цементационная скважина

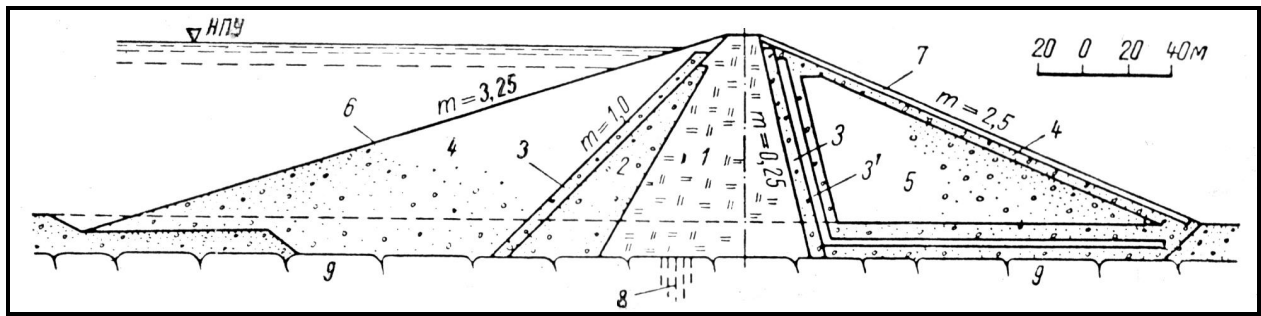


Рис. В.38. Плотина Кастэйк на р. Кастэйк, США.

Высота плотины 102 м. [19]

- 1 – ядро из глинистых сланцев; 2 – выветрелый материал из полезных выемок;
 3 – обогащенный речной песок и гравий; 4 – речной песок и гравий;
 5 – пески и гравий из полезных выемок; 6 – грунтоцементное покрытие;
 7 – крепление крупным камнем; 8 – противофильтрационная завеса; 9 – песчаники

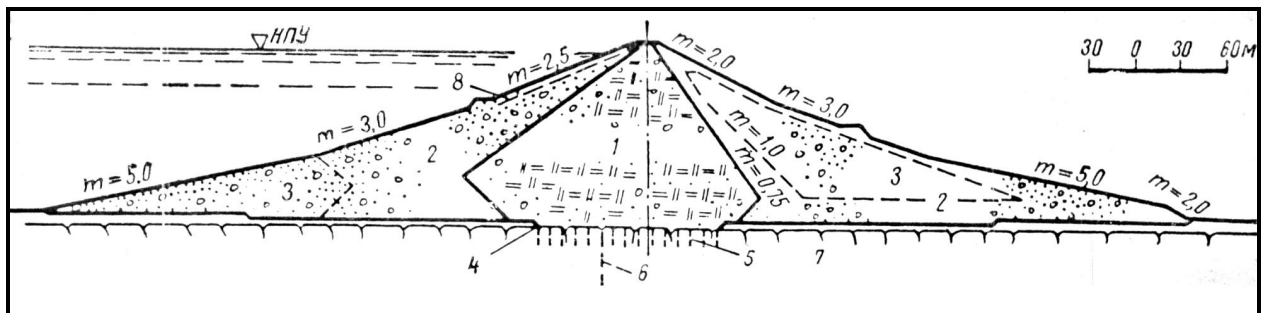


Рис. В.39. Плотина Навахо на р. Сан-Джуан, США, 1958 – 1962 гг.

Высота плотины 125 м. [20]

- 1 – ядро из глинистых и илистых грунтов с примесью песка и гравия;
 2 – песчано-гравийный материал с большим количеством гальки и булыжников;
 3 – зоны отсыпки разнородного материала; 4 – выемка под зуб плотины; 5 – площадная цементация; 6 – противофильтрационная завеса; 7 – прочная скала; 8 – крепление откоса

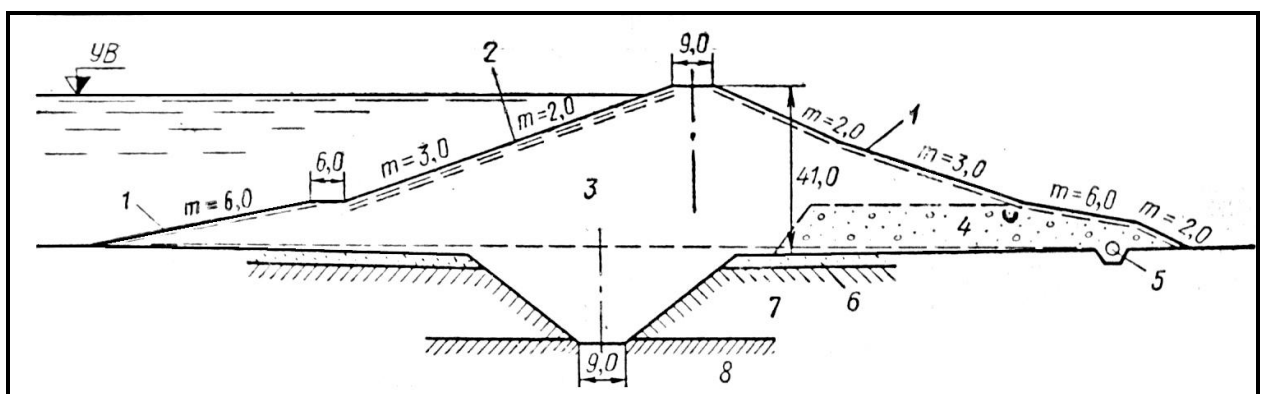


Рис. В.40. Насыпная плотина Седер Блафф на р. Смоки Хил, США, 1948 – 1951 гг.

Высота плотины 41 м. [19]

- 1 – наброска камня; 2 – мостовая по слою гравия; 3 – лёсс (ил, глина, песок);
 4 – песок и гравий; 5 – дрена; 6 – ил и глина;
 7 – песок и гравий, переслаивающиеся глинами; 8 – сланцы

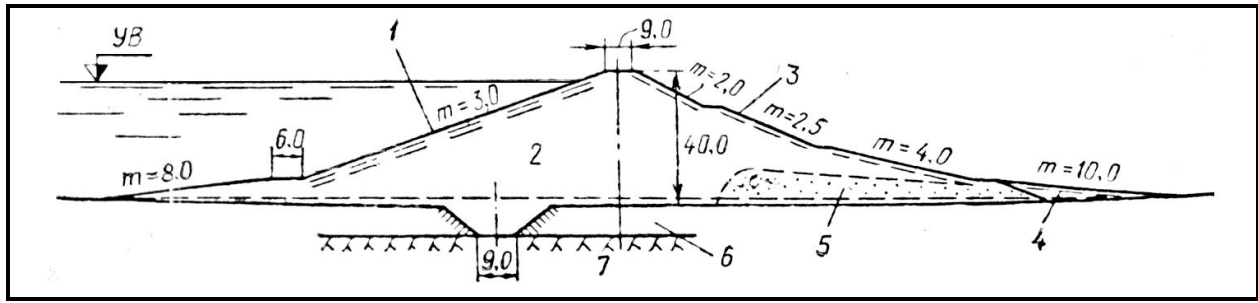


Рис. В.41. Насыпная плотина Бони на р. С. Фк. Репабликен, США, 1948 – 1950 гг. Высота плотины 40 м. [16]

- 1 – мостовая по слою гравия; 2 – лёсс (ил, глина, песок); 3 – посев трав;
4 – различный грунт из полезных выемок; 5 – песок и гравий; 6 – песок, глина, ил;
7 – коренной грунт

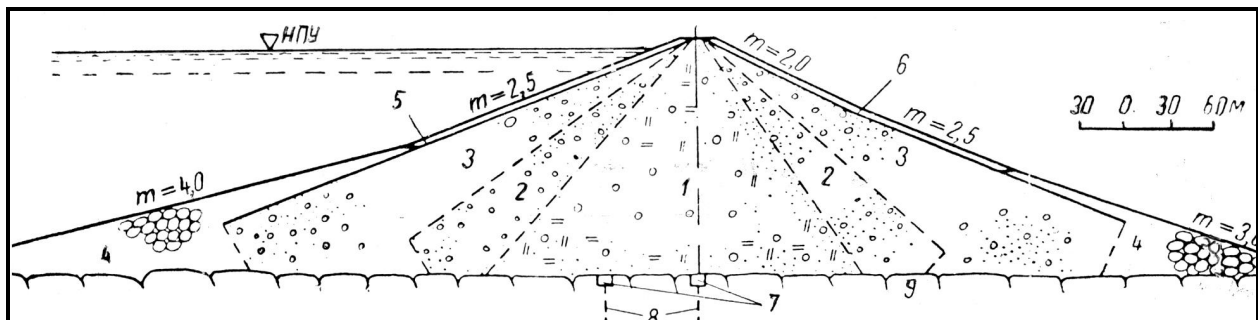


Рис. В.42. Плотина Тринити на р. Тринити, США, 1957 – 1961 гг. Высота плотины 64 м. [16]

- 1 – ядро из эллювиальных отложений; 2 – переходная зона; 3 – гравий;
4 – каменная наброска; 5 – крепление из каменной наброски 1 м;
6 – крепление из каменной наброски 0,6 м; 7 – два бетонных упора;
8 – противодиффузионная завеса; 9 – скала

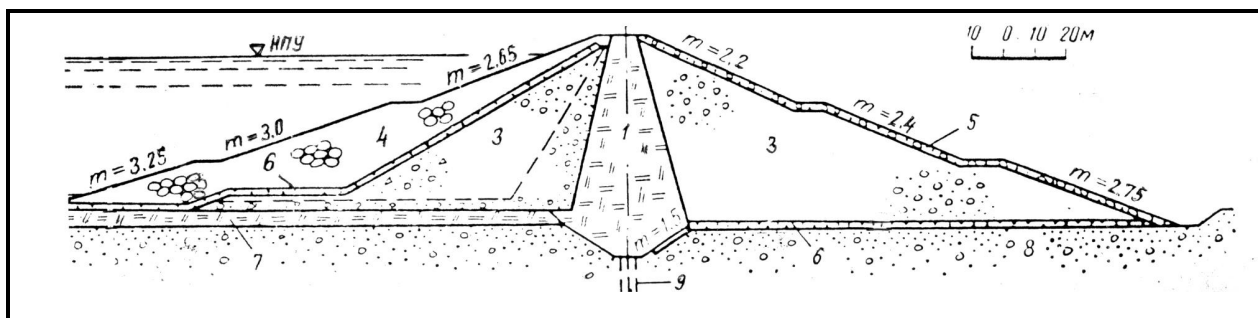


Рис. В.43. Плотина Тинахонес на р. Чанкей, США.

Высота плотины 70 м. [16]

- 1 – ядро из глины; 2 – переходная зона (пылеватый песок и гравий);
3 – песчано-гравийная смесь; 4 – каменная наброска; 5 – крепление (гравий и щебень);
6 – фильтр; 7 – естественный понур; 8 – аллювиальные отложения;
9 – противодиффузионная завеса

Приложение Г. Примеры конструкций водосбросов и водоспусков различных типов и их компоновок в составе гидроузла

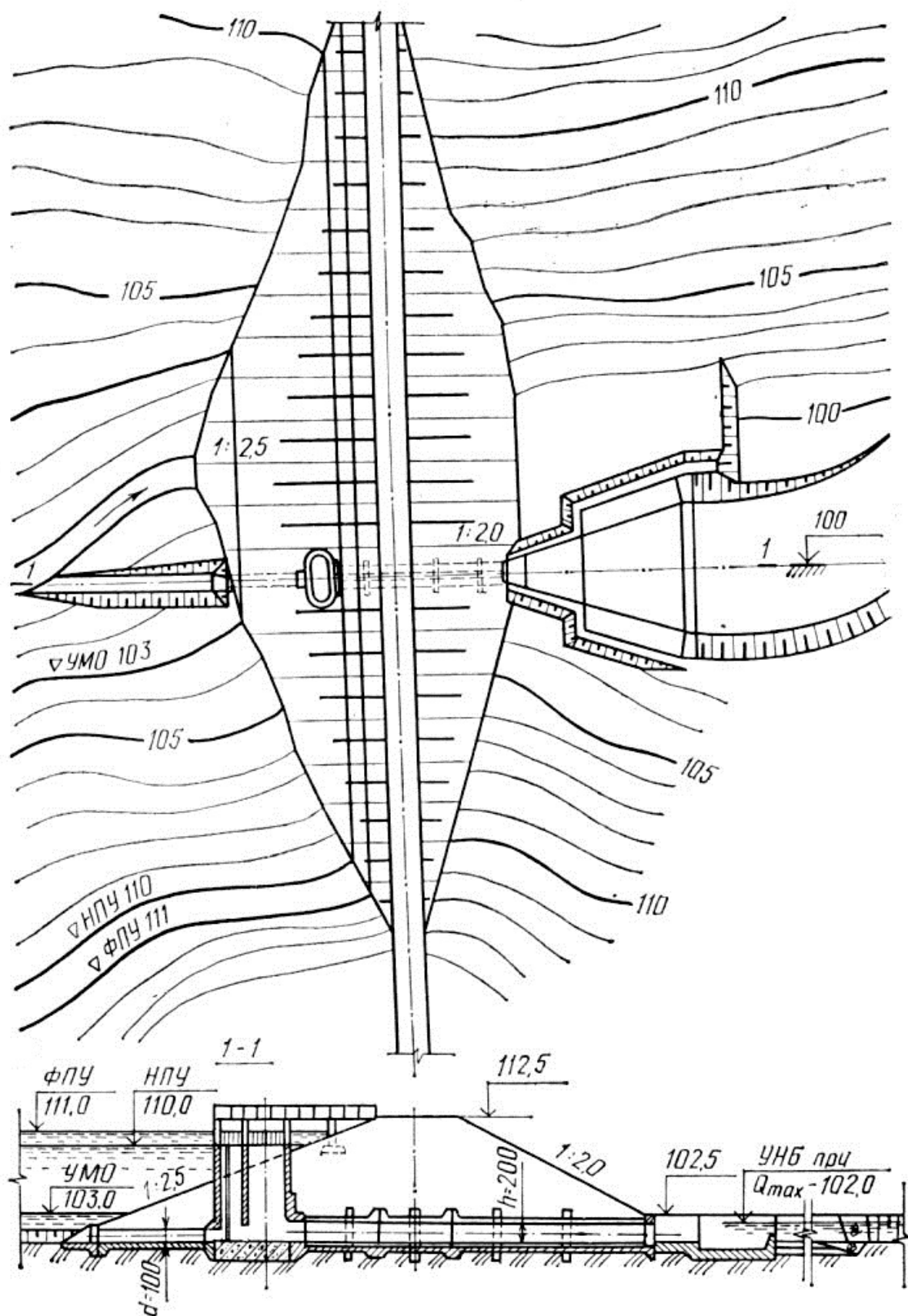


Рис. Г.1. Схема гидроузла с шахтным водосбросом-водовыпуском

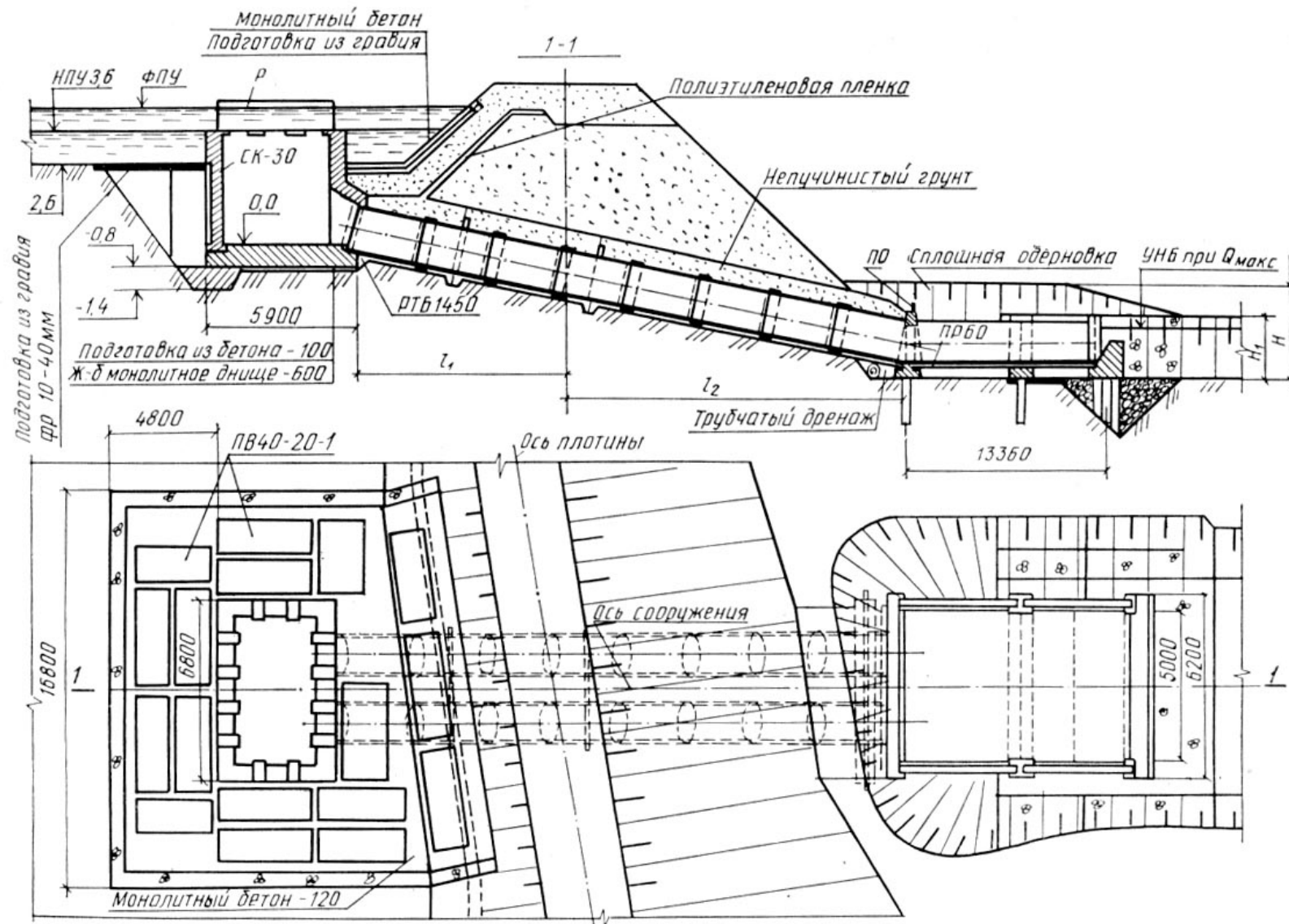


Рис. Г.2. Трубчатый водосброс с ковшовым оголовком

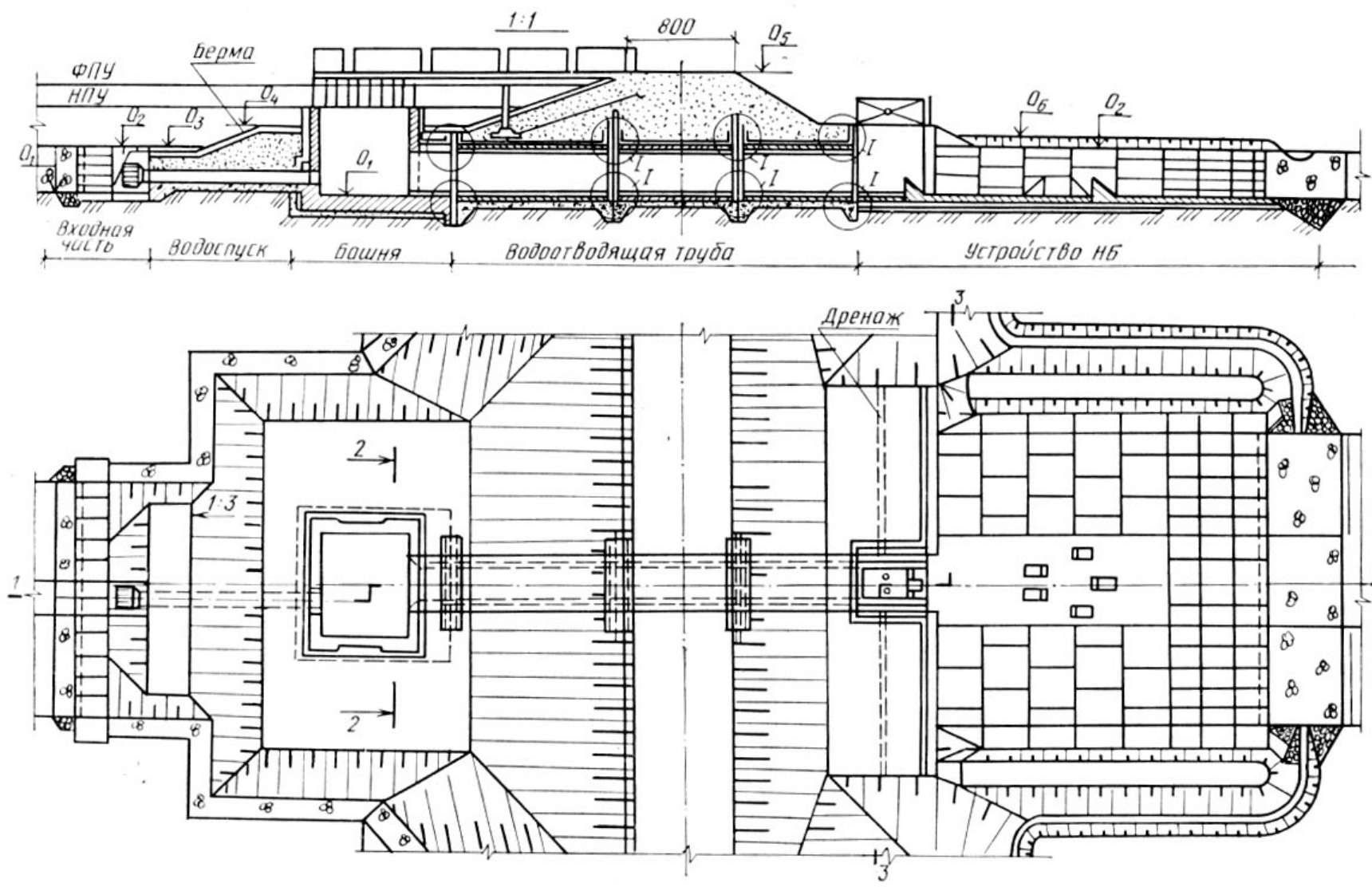


Рис. Г.3. Схема гидроузла с башенным водосбросом

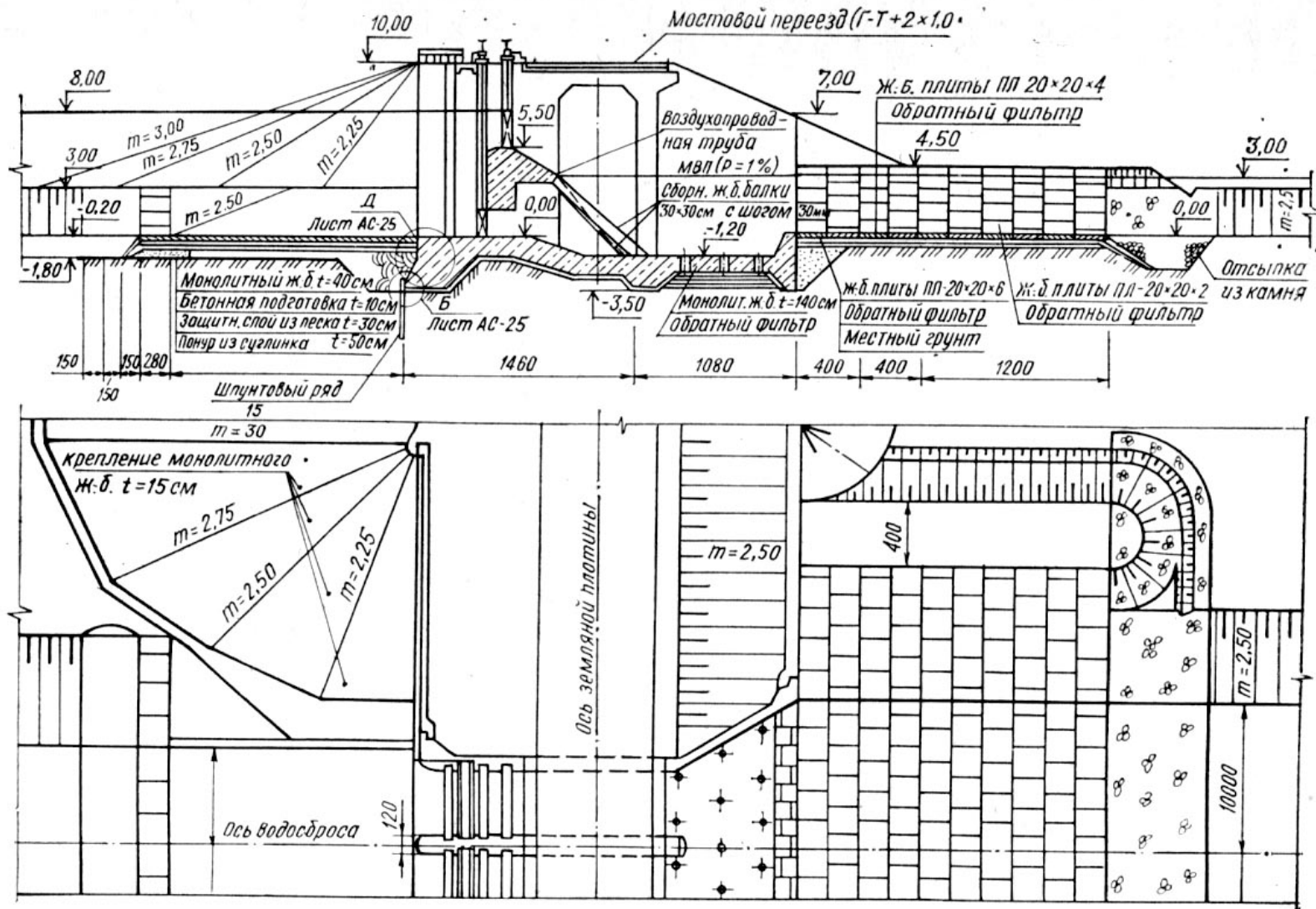


Рис. Г.4. Водосливная плотина системы В.М. Ларькова

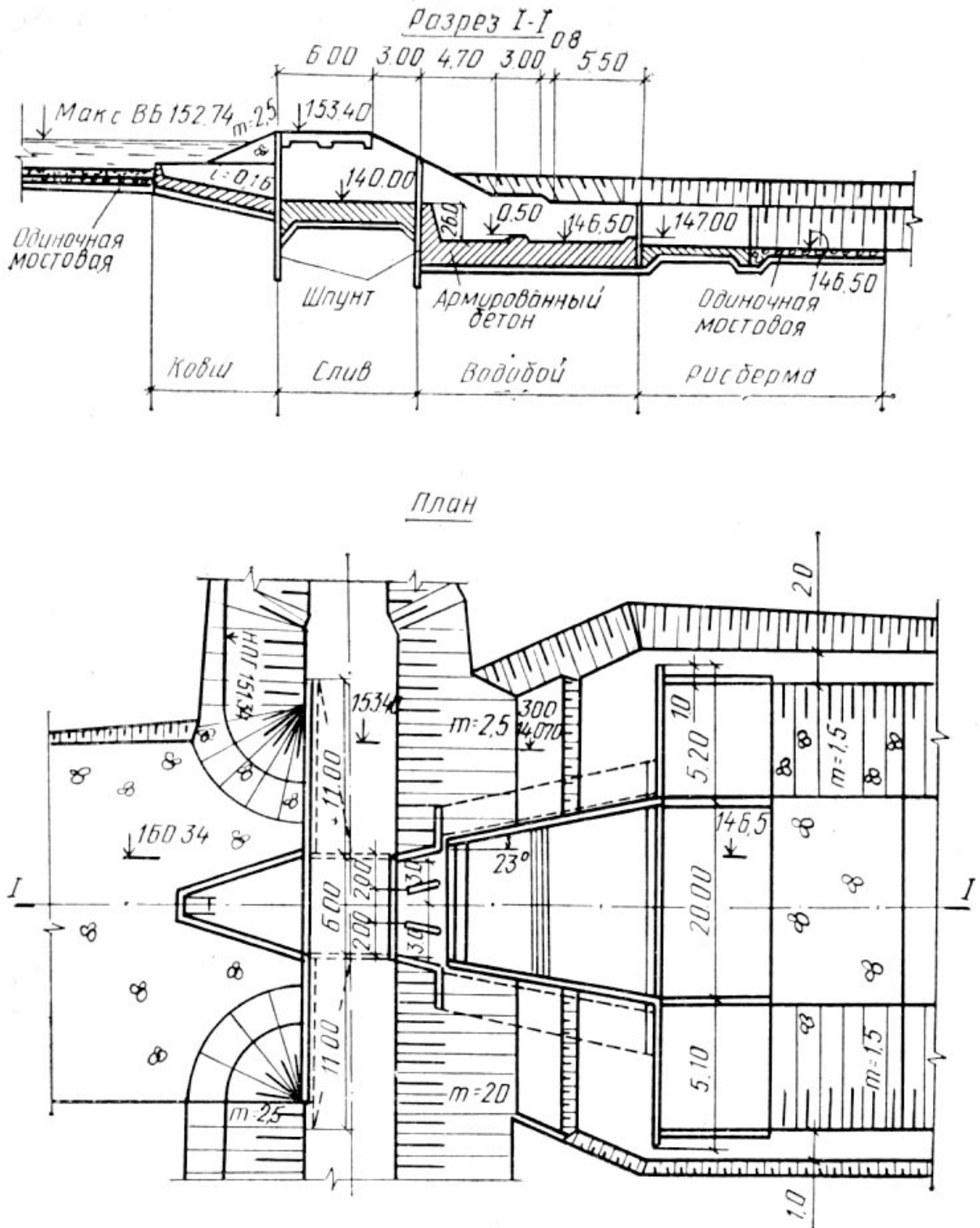


Рис. Г.5. Открытый береговой водосброс с полигональным водосливным оголовком

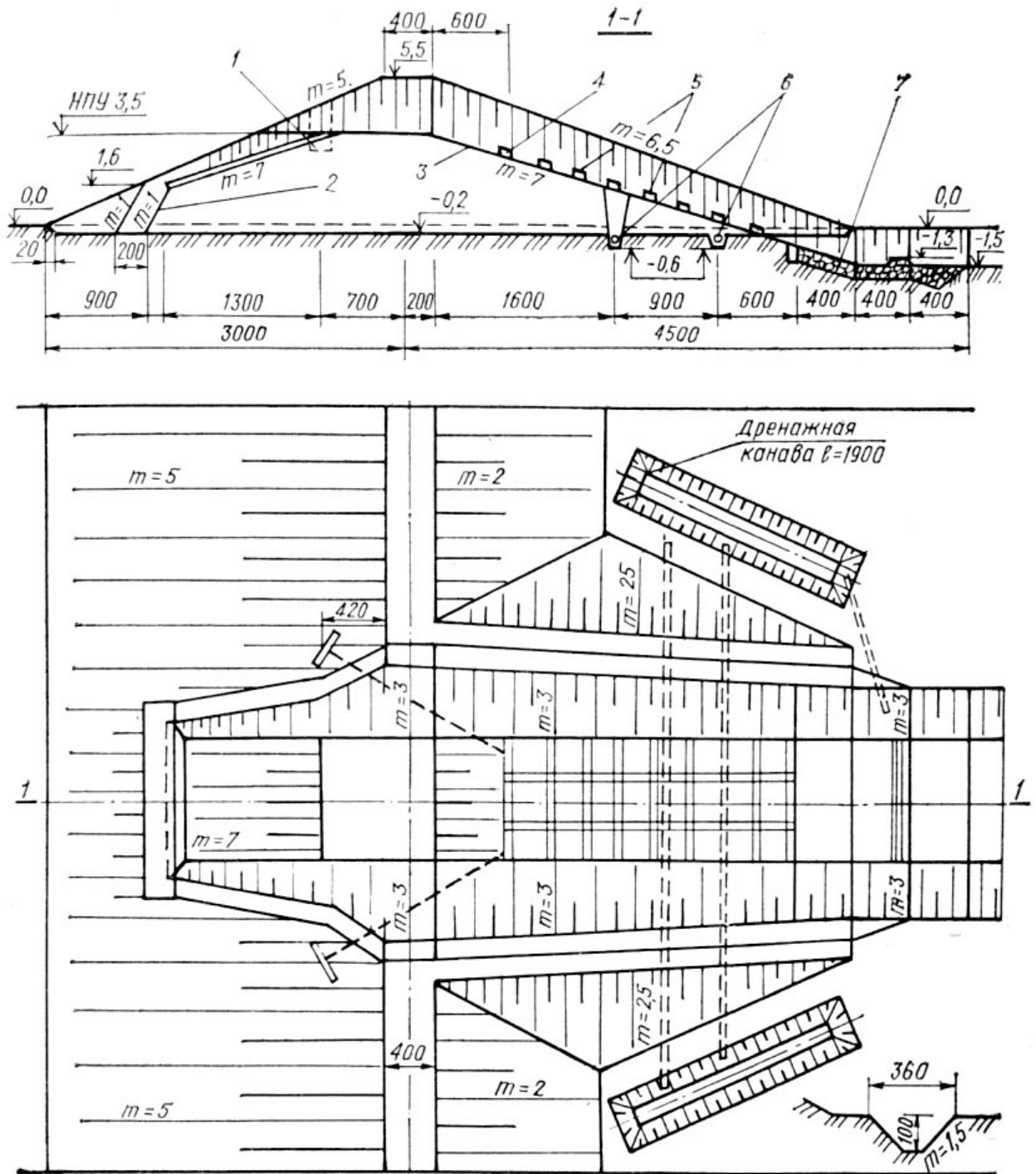


Рис. Г.6. Грунтовая водосливная плотина с асфальтобетонным покрытием
 1 - анкерная плита; 2 - песчано-гравийная дренажная призма; 3 - асфальтобетонная водосливная грань; 4 - анкерная балка; 5 - искусственная шероховатость; 6 - трубчатый дренаж; 7 - каменная наброска в железобетонных ящиках

Приложение Д. К гидравлическому расчету водосливной плотины

Таблица Д1

Размеры прямоугольных отверстий водопропускных сооружений [6, с. 361]

Ширина (пролет) отверстий, м	1; 1,25; 1,5; 2; 2,5; 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 7; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 24; 30
Высота отверстий, м	1,25; 1,5; 1,75; 2; 2,5; 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 7; 8; 9; 10; 12; 14; 16; 18; 20

Таблица Д2

Значение координат x и y криволинейного безвакуумного профиля плотины
(по Кригеру-Офицерову) при $H_0=1$ м [6, с. 86]

№ точки	$x/H_{\text{проф}}$	$y/H_{\text{проф}}$	№ точки	$x/H_{\text{проф}}$	$y/H_{\text{проф}}$
1	0	0,126	21	2	1,235
2	0,1	0,036	22	2,1	1,369
3	0,2	0,007	23	2,2	1,508
4	0,3	0	24	2,3	1,653
5	0,4	0,006	25	2,4	1,894
6	0,5	0,027	26	2,5	1,96
7	0,6	0,06	27	2,6	2,122
8	0,7	0,1	28	2,7	2,289
9	0,8	1,146	29	2,8	2,462
10	0,9	0,198	30	2,9	2,64
11	1	0,256	31	3	2,824
12	1,1	0,321	32	3,1	3,013
13	1,2	0,394	33	3,2	3,207
14	1,3	0,475	34	3,3	3,405
15	1,4	0,564	35	3,4	3,609
16	1,5	0,661	36	3,5	3,818
17	1,6	0,764	37	3,6	4,031
18	1,7	0,873	38	3,7	4,249
19	1,8	0,987	39	3,8	4,471
20	1,9	1,108	40	3,9	4,698

Таблица Д3

Значения сопрягающих радиусов R в зависимости от напора на водосливе H и высоты водосливной плотины P_n

P_n , м	Величина R , м, при H , м							
	2	3	4	5	6	7	8	9
10	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5	9,6	10,6	11,6
20	6,0	9,7	8,9	10,0	11,0	12,2	13,3	14,3
30	7,5	9,7	11,0	12,4	13,5	14,7	15,8	16,8
40	8,4	11,0	13,0	14,5	15,8	17,0	18,0	19,0
50	8,8	12,0	14,5	16,5	18,0	19,2	20,3	21,3
60	8,9	13,0	15,5	18,0	20,0	21,2	22,3	23,2

Таблица Д4

Значения коэффициентов K_1, K_2 в формуле (4.18) [43, с. 412]

Коэффициенты	Плоский затвор		Сегментный затвор	
	Колесные опоры	Скользкие опоры	С прямыми ногами	С наклонными ногами
K_1	20	27	25	15
K_2	0,71	0,70	0,69	0,70

Таблица Д5

Величина коэффициента сжатия струи при истечении из-под затвора по Жуковскому $\varepsilon=f(a/h)$ [32]

a/H	ε	a/H	ε	a/H	ε
0,1	0,615	0,30	0,625	0,50	0,645
0,15	0,618	0,35	0,628	0,55	0,650
0,20	0,620	0,40	0,630	0,60	0,660
0,25	0,622	0,45	0,638	0,65	0,675
				0,70	0,690

Таблица Д6

Неразмывающие скорости течения воды для несвязных грунтов $V_{нр}$, м/с [6, с. 93]

Наименование грунта	Средняя глубина потока, м			
	1	3	5	10 и более
Песок мелкий	0,30...0,45	0,45...0,60	0,55...0,70	0,65...0,80
Песок ср. крупности	0,45...0,60	0,60...0,75	0,70...0,85	0,80...0,95
Песок кр. зернистый	0,60...0,75	0,75...0,90	0,85...1,00	0,95...1,2

Таблица Д7

Неразмывающие скорости течения воды для связных грунтов $V_{нр}$, м/с, [6, с. 93]

Удельное сцепление	Средняя глубина потока, м		
	1	3	5
1,0	0,43...0,48	0,49...0,55	0,52...0,58
5,0	0,53...0,77	0,61...0,89	0,65...0,98
15,0	0,72...1,33	0,82...1,52	0,88...1,60
25,5	0,91...1,55	1,04...1,78	1,10...1,88
40,0	1,15...1,96	1,31...2,25	1,40...2,38
60,0	1,38...2,38	1,60...2,72	1,70...2,88

Приложение Е. Назначение класса бетонной плотины

Класс основных гидротехнических сооружений в зависимости от их высоты и типа грунтов оснований [2, прил. Б].

Сооружения	Тип грунтов оснований	Высота сооружений, м, при их классе			
		I	II	III	IV
1	2	3	4	5	6
1. Плотины из грунтовых материалов	А	Более 80	От 50 до 80	От 20 до 50	Менее 20
	Б	Более 65	От 35 до 65	От 15 до 35	Менее 15
	В	Более 50	От 25 до 50	От 15 до 25	Менее 15
2. Плотины бетонные, железобетонные; подводные конструкции зданий гидростанций; судоходные шлюзы; судоприемники и другие сооружения, участвующие в создании напорного фронта	А	Более 100	От 60 до 100	От 25 до 60	Менее 25
	Б	Более 50	От 25 до 50	От 10 до 25	Менее 10
	В	Более 25	От 20 до 25	От 10 до 20	Менее 10
3. Подпорные стены	А	Более 40	От 25 до 40	От 15 до 25	Менее 15
	Б	Более 30	От 20 до 30	От 12 до 20	Менее 12
	В	Более 25	От 18 до 25	От 10 до 18	Менее 10
4. Морские причальные сооружения основного назначения (грузовые, пассажирские, судостроительные, судоремонтные и т.д.)	А	Более 25	От 20 до 25	Менее 20	–
	Б				
	В				
5. Морские внутрипортовые оградительные сооружения; береговые укрепления; струенаправляющие и наносоудерживающие дамбы и др.	А		Более 15	15 и менее	–
	Б	–			
	В				
6. Ограждающие сооружения хранилищ жидких отходов (золошлакохранилищ, хвостохранилищ и др.)	А	Более 50	От 20 до 50	От 10 до 20	10 и менее
	Б				
	В				
7. Оградительные сооружения (молы, волноломы и дамбы); ледо-защитные сооружения	А	Более 25	От 5 до 25	Менее 5	–
	Б				
	В				
8. Сухие и наливные доки; наливные док-камеры	А	–	Более 15	15 и менее	–
	Б,В	–	Более 10	10 и менее	–
9. Стационарные буровые платформы на шельфе для добычи нефти и газа, нефтехранилища и нефтегазопромыслы	А,Б,В	Любая	–	–	–
10. Эстакады в открытом море, искусственные острова	А	Более 25	25 и менее	–	–
	Б				
	В				

П р и м е ч а н и я
1 Грунты: А – скальные; Б – песчаные, крупнообломочные и глинистые в твердом и полутвердом состоянии; В – глинистые водонасыщенные в пластичном состоянии.
2 Высоту гидротехнического сооружения и оценку его основания следует принимать по данным проекта.
3 В поз. 4 и 7 настоящей таблицы вместо высоты сооружения принята глубина основания сооружения, в поз.9 и 10 – глубина моря в месте установки.

Приложение Ж. К фильтрационному расчету водосливной плотины

Таблица Ж1

Зависимости для определения активной зоны (глубины) фильтрации [34]

l_0/S_0	≥ 5	$5 \div 3,4$	$3,4 \div 1,0$	$1,0 \div 0$
$T_{ак}$	$0,5l_0$	$2,5S_0$	$0,8l_0 + 0,5S_0$	$S_0 + 0,3l_0$

Таблица Ж2

Расчетные значения осредненного критического градиента напора $I_{cr,m}$
в основании сооружения [26, табл. 4]

Грунт	Расчетный осредненный критический градиент напора $I_{cr,m}$
Песок:	
мелкий	0,32
средней крупности	0,42
крупный	0,48
Супесь	0,60
Суглинок	0,80
Глина	1,35

Приложение 3. К статическому расчету водосливной плотины

Таблица 31

Значение коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{c2} [25]

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,2
Пылевато-глинистые $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Пылевато-глинистые $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

Таблица 32

Значение коэффициентов M_γ , M_q , M_c [25]

Угол внутреннего трения, φ_n , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения, φ_n , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Значения коэффициента надежности по нагрузке γ_f [2]

Нагрузки и воздействия	Значения коэффициента надежности по нагрузке γ_f	Нагрузки и воздействия	Значения коэффициента надежности по нагрузке γ_f
Давление воды непосредственно на поверхности сооружения и основания; силовое воздействие фильтрующей воды; волновое давление; поровое давление	1,0	Нагрузки от предварительного напряжения конструкций	1,0
		Нагрузки от судов (вес, навал, швартовые и ударные)	1,2
		Ледовые нагрузки	1,1
Гидростатическое давление подземных вод на обделку тоннелей	1,1 (0,9)	Усилия от температурных и влажностных воздействий, принимаемых по справочным и литературным данным	1,1
Собственный вес сооружения (без веса грунта)	1,05 (0,95)		Сейсмические воздействия
Собственный вес обделок туннелей	1,2 (0,8)	Нагрузки от подвижного состава железных и автомобильных дорог	По СП 35.13330
Вес грунта (вертикальное давление от веса грунта)	1,1 (0,9)	Нагрузки от складированных грузов (кроме навалочных) на территории грузовых причалов в пределах крановых путей, пассажирских, служебных и других причалов и набережных	1,2
Боковое давление грунта (см. прим. 2 и 3 к таблице)	1,2(0,8)		
Давление наносов	1,2	То же, за пределами крановых путей и на других сооружениях	1,3
Давление от намытого золошлакового, шламового и т.п. материала	1,0		
Нагрузки от подъемных перегрузочных и транспортных средств	1,2	Нагрузки, нормативные значения которых устанавливаются на основе статистической обработки многолетнего ряда наблюдений, экспериментальных исследований, фактического измерения с учетом коэффициента динамичности	1,0
Нагрузки от навалочных грузов	1,3 (1,0)		
Нагрузки от людей, складированных грузов и стационарного технологического оборудования; снеговые и ветровые нагрузки	По СП 20.13330		
<p>Примечания</p> <p>1 Указанные в скобках значения коэффициента надежности по нагрузке относятся к случаям, когда применение минимального значения коэффициента приводит к невыгодному загрузению сооружения.</p> <p>2 Коэффициент надежности по нагрузке γ_f следует принимать равным единице для всех грунтовых нагрузок и собственного веса сооружения, вычисленных с применением расчетных значений характеристик грунтов (удельного веса и характеристик прочности) и материалов (удельного веса бетона и др.), определенных в соответствии со строительными нормами и правилами на проектирование оснований и отдельных видов сооружений.</p> <p>3 Значение коэффициента $\gamma_f = 1,2 (0,8)$ для нагрузок бокового давления грунта следует применять при использовании нормативных значений характеристик грунта.</p>			

Таблица 34

Таблица для определения удельной нагрузки от подкрановых путей

Подъемное усилие затвора, T_z , кН	Удельная нагрузка от подкрановых путей P_{m2} , кН/м при длине пролета, м		
	$l=15$ м	$l=20$ м	$l=25$ м
400	3	5	7
2000	10,5	15	20

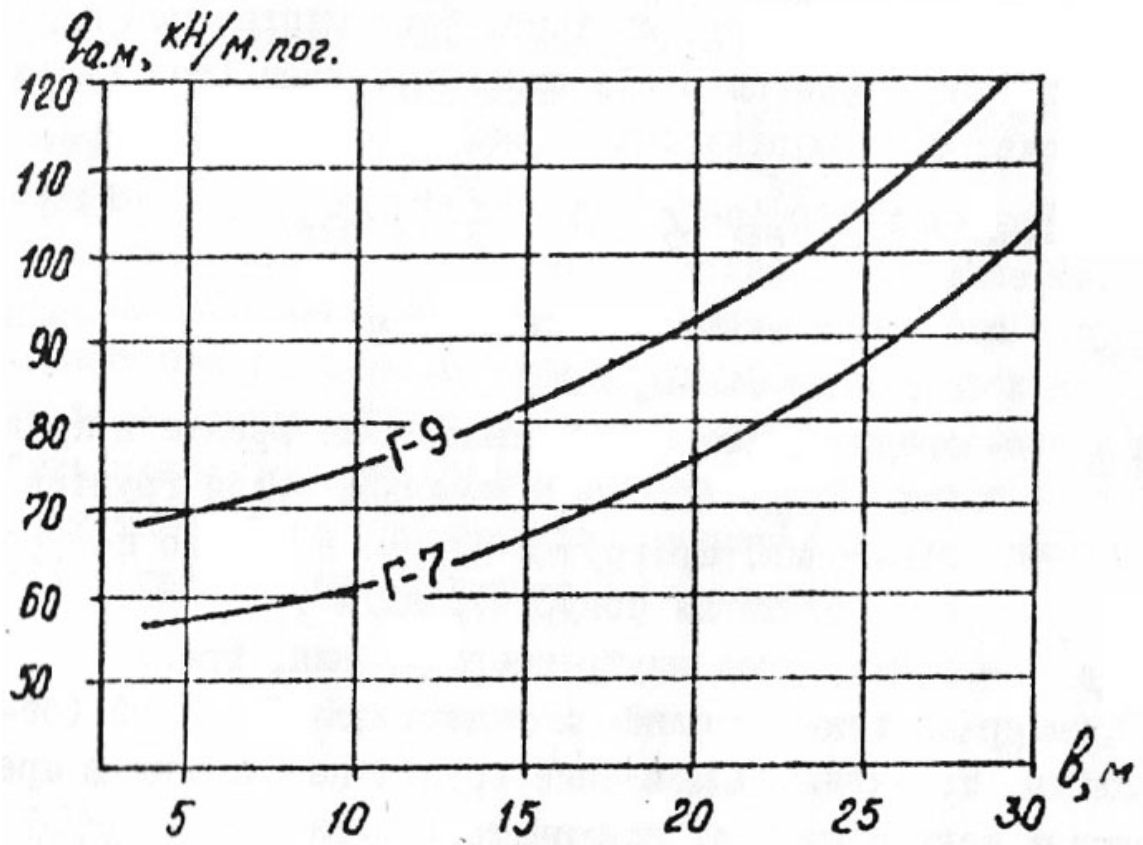


Рис. 31. График для определения удельной нагрузки от автодорожного моста

Горохов Евгений Николаевич
Ежков Алексей Николаевич
Соболь Илья Станиславович

Речной гидроузел

Учебное пособие

Подписано в печать Формат 60x90 1/16 Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 9,1. Усл. печ. л. 9,6. Тираж 300 экз. Заказ №

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.
Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru