

СПРАВОЧНИК ПРОЕКТИРОВЩИКА

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Под общей редакцией д-ра техн. наук,
проф., *В. П. Недриги*



МОСКВА
СТРОИИЗДАТ
1983

Печатается по решению Главной редакционной коллегии серии справочников проектировщика промышленных зданий и сооружений.

Главный редактор *В. Е. Зубков.*

Редколлегия: *А. С. Бахарев, С. М. Гликин, Е. Я. Говоровский, Г. Н. Доможиров, В. И. Королев, В. В. Кузнецов, Е. Г. Кутухтин, С. Н. Никитин, Н. И. Орехова, С. Е. Потехин, В. Н. Самохин, В. М. Спиридонов, В. А. Цветков, С. Д. Чубаров, Ю. И. Шиллер.*

Рецензент — д-р техн. наук, проф., засл. деят. науки и техники РСФСР *Н. А. Ржаницын* (Университет Дружбы народов им. П. Лумумбы).

Авторы: доктора техн. наук *Г. В. Железняков, Ю. А. Ибад-заде, П. Л. Иванов, А. М. Латыщенко, В. П. Недрига, А. С. Образовский, Д. Я. Раткович, Н. П. Розанов, В. С. Шайтан*; кандидаты техн. наук — *А. Е. Асарин, В. В. Буренкова, И. А. Васильева, В. Г. Дианов, Г. М. Каганов, И. С. Клейн, Т. В. Колесникова, А. М. Мотинов, В. М. Павилонский, Г. И. Покровский, Н. Н. Розанов, В. И. Титова*; инженеры *С. А. Березинский, В. С. Заваин.*

Гидротехнические сооружения / Г. В. Железняков, Ю. А. Ибад-заде, П. Л. Иванов и др.; Под общ. ред. В. П. Недриги. — М.: Стройиздат, 1983. — 543 с., ил. — (Справочник проектировщика).

Изложены сведения, необходимые для проектирования речных гидротехнических сооружений различного назначения. Описаны современные наиболее прогрессивные конструкции и методы гидравлических, фильтрационных и статических расчетов плотин, водосборов, водоспусков, водозаборов, каналов и других гидротехнических сооружений. Рассмотрены вопросы проектирования защитных сооружений, а также сооружений промышленной гидротехники.

Для инженерно-технических работников проектных и эксплуатационных организаций.

Г 3302000000—781
047(01)—83 116—83

ББК 38.77

6С7

© Стройиздат, 1983

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.	Стр.
Предисловие	10	
РАЗДЕЛ I. ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ	11	
Глава 1. Основные положения и нормы проектирования гидротехнических сооружений (Н. Н. Розанов)*	11	
1.1. Классификация сооружений	11	
1.2. Действующие силы и нагрузки	13	
1.2.1. Общие сведения о нагрузках, воздействиях и их сочетаниях	13	
1.2.2. Вес сооружения	14	
1.2.3. Гидростатическое и гидродинамическое давление	14	
1.2.4. Силовое воздействие фильтрационного потока на бетонные и железобетонные плотины	14	
1.2.5. Воздействие ветровых волн (СНиП II-57-82)	16	
1.2.6. Ледовые нагрузки (СНиП II-57-82)	22	
1.2.7. Давление напоров	26	
1.2.8. Сейсмические нагрузки	26	
1.3. Основные расчетные положения	30	
1.4. Расчеты устойчивости гидротехнических сооружений	31	
1.4.1. Откосы плотин из грунтовых материалов	31	
1.4.2. Сооружения на нескальных основаниях	31	
1.4.3. Сооружения на скальных основаниях	33	
Список литературы	33	
Глава 2. Основания гидротехнических сооружений (П. Л. Иванов)	38	
2.1. Физико-механические свойства нескальных грунтов	33	
2.1.1. Гранулометрический (зерновой) состав	33	
2.1.2. Влажность, границы раскатывания и текучести, число пластичности, показатель консистенции	34	
2.1.3. Плотность грунта и плотность его частиц	35	
2.1.4. Пористость, коэффициент пористости, степень влажности	36	
2.1.5. Плотность сложения песка	36	
2.1.6. Коэффициент фильтрации	38	
2.1.7. Коэффициент бокового давления	38	
2.1.8. Сжимаемость (коэффициент уплотнения и модуль деформации)	40	
2.1.9. Сопrotивление сдвигу	40	
2.1.10. Сопrotивление разрыву	41	
2.1.11. Классификация и свойства грунтов особых типов (илов, просадочных, набухающих и др.)	42	
2.1.12. Нормативные и расчетные значения характеристик	43	
2.2. Свойства скальных грунтов	43	
2.2.1. Классификация скальных грунтов	43	
2.2.2. Прочность массивов скальных грунтов	45	
2.3. Расчет осадок сооружений	45	
2.3.1. Основные положения	45	
2.3.2. Определение напряжений в грунтах	46	
2.3.3. Методы определения полных (конечных) осадок сооружений	51	
2.3.4. Консолидация оснований и осадка во времени	57	
2.4. Определение горизонтальных смещений сооружений	62	
Список литературы	68	
Глава 3. Гидравлические расчеты (Г. В. Железняков, А. М. Лагашенко)	64	
3.1. Общие сведения	64	
3.1.1. Основные определения	64	
3.1.2. Гидростатическое давление	64	
3.1.3. Уравнение Д. Бернулли и гидравлическое уравнение неразрывности для потока	65	
3.1.4. Гидравлические сопротивления и распределение скоростей в живом сечении потока	66	
3.2. Истечение жидкости	68	
3.2.1. Основные понятия	68	
3.2.2. Истечение через малые отверстия и насадки при постоянном напоре	68	
3.2.3. Истечение при переменном напоре	68	
3.2.4. Время опорожнения и вальонения водохранилища	69	
3.3. Равномерное движение воды в открытых руслах	70	
3.3.1. Основные расчетные формулы и таблицы	70	
3.3.2. Гидравлический расчет каналов	72	
3.3.3. Гидравлически наиболее выгодное сечение каналов	73	
3.3.4. Допускаемые скорости движения воды в каналах	74	
3.4. Удельная энергия сечения потока	76	
3.4.1. Основные понятия	76	
3.4.2. Расчет критической глубины потока	77	
3.4.3. Критический уклон русла	78	
3.5. Установившееся неравномерное и неустановившееся движение воды в открытых руслах	78	
3.5.1. Дифференциальные уравнения установившегося неравномерного плавноизменяющегося движения	78	
3.5.2. Типы кривых свободной поверхности потока в призматических руслах	78	
3.5.3. Уравнение для построения кривых свободной поверхности потока в призматических руслах	79	
3.5.4. Основные типы задач на построение кривых подпора	80	
3.5.5. Построение кривых свободной поверхности естественных водотоков	80	
3.5.6. Гидравлический прыжок	82	
3.5.7. Дифференциальные уравнения неустановившегося движения	82	
3.6. Движение жидкости через водосливы	83	
3.6.1. Классификация водосливов	83	
3.6.2. Водосливы с гонкой стенкой	84	
3.6.3. Везвакуумные водосливы практического профиля	85	

* Здесь и далее курсивом в скобках указаны фамилии авторов соответствующих глав, пунктов и др.

	Стр.		Стр.
3.6.4. Вакуумные водосливы практического профиля	87	проницаемого основания (расчет по Н. Н. Павловскому)	106
3.6.5. Водосливы с микроим порогом	88	4.3.3. Флютбет с водонепроницаемыми шпунтами при ограниченной мощности проницаемого основания (расчет по В. П. Недриге)	107
3.6.6. Водосливы прямоугольного и трапециевидного профилей	89	4.4. Использование гидродинамических сеток для расчета напорной фильтрации в основании гидротехнических сооружений	108
3.6.7. Водосливы сложной формы	90	4.4.1. Построение сетки графическим методом	108
3.7. Сопряжение бьефов и гашение энергии потока	90	4.4.2. Вычисление элементов потока по гидродинамической сетке	109
3.7.1. Формы сопряжения бьефов; движение воды через водослив	50	4.5. Полунапорная фильтрация под сооружениями (расчет по В. И. Аравину и С. Н. Нумерову)	110
3.7.2. Истечение на-под затвора	91	4.5.1. Исходные положения	110
3.7.3. Расчет водобойного колодца в водобойной стенке	92	4.5.2. Флютбет при отсутствии водоупора (рис. 4.19, а)	110
3.7.4. Расчет размывов и креплений русел за водосбросами с затопленным гидравлическим прыжком	93	4.5.3. Флютбет при наличии водоупора (рис. 4.19, б)	110
3.8. Движение воды на перепадах и быстротоках	96	4.5.4. Флютбет со шпунтом при наличии водоупора (рис. 4.19, а)	110
3.8.1. Одноступенчатый перепад	96	4.5.5. Флютбет со шпунтом и дрепой при наличии водоупора (рис. 4.19, в)	111
3.8.2. Многоступенчатый перепад колодезного типа	97	4.6. Безнапорная обходная фильтрация на участках сопряжения гидротехнических сооружений с берегами при учете влияния берегового грунтового потока (расчет по В. П. Недриге)	111
3.8.3. Выстротки	97	4.6.1. Схема фильтрационного потока	111
Список литературы	100	4.6.2. Однородная водонепроницаемая диафрагма (рис. 4.21)	111
Глава 4. Фильтрационные расчеты (В. П. Недрига)	100	4.6.3. Устой с одной произвольно расположенной водонепроницаемой диафрагмой (рис. 4.22)	112
4.1. Общие сведения	100	4.6.4. Устой с одной верхней водонепроницаемой диафрагмой при ломаном очертании линии уреза воды в водохранилище (рис. 4.27)	115
4.1.1. Задачи фильтрационных расчетов	100	4.7. Безнапорная обходная фильтрация на участках сопряжения бетонных плотин с земляными, расположенными на горизонтальном водоупоре (расчет по В. П. Недриге)	117
4.1.2. Основные положения теории фильтрации	101	4.7.1. Метод расчета	117
4.2. Гидромеханические методы расчета напорной фильтрации в основании гидротехнических сооружений	102	4.7.2. Фрагмент типа I (рис. 4.31)	117
4.2.1. Исходные положения	102	4.7.3. Фрагменты типов II, III и IV	118
4.2.2. Одиночный водонепроницаемый шпунт при неограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.1, а) (расчет по Н. Н. Павловскому)	102	4.7.4. Фрагмент типа V	120
4.2.3. Одиночный водонепроницаемый шпунт при ограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.1, б) (расчет по Н. Н. Павловскому)	102	4.7.5. Фрагмент типа VI (рис. 4.33)	120
4.2.4. Плоский флютбет без шпунтов при неограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.2, а) (расчет по Н. Н. Павловскому)	102	4.7.6. Глубина потока на границах смежных фрагментов	120
4.2.5. Плоский флютбет без шпунтов при ограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.2, б) (расчет по Н. Н. Павловскому)	103	4.7.7. Сопрягающий устой с одной водонепроницаемой диафрагмой	121
4.2.6. Заглубленный флютбет при неограниченной мощности проницаемого основания	104	4.8. Фильтрация в земляных плотинах в условиях установившегося потока (В. П. Недрига, Г. И. Покровский)	121
4.2.7. Плоский флютбет с одним водонепроницаемым шпунтом при неограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.6) (расчет по Н. Н. Павловскому)	105	4.8.1. Общая характеристика потока	121
4.2.8. Плоский флютбет с полукруглой дрепой при неограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.7) (расчет по Н. Т. Мелешенко — А. В. Романову)	105	4.8.2. Аналитические методы расчета	123
4.2.9. Плоский флютбет с плоской дрепой при неограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.8) (расчет по А. В. Романову)	105	4.8.3. Перемычка из однородного грунта с вертикальными откосами (расчет по П. Я. Полубариновой-Кочной)	130
4.3. Фрагментный метод расчета напорной фильтрации в основании гидротехнических сооружений	106	4.8.4. Высокие земляные плотины (расчет по В. П. Недриге и Г. И. Покровскому) (Г. И. Покровский)	130
4.3.1. Исходные положения	106	4.8.5. Взрывоопасные плотины без противофильтрационных устройств (расчет по В. П. Недриге и Г. И. Покровскому) (Г. И. Покровский)	132
4.3.2. Флютбет с водонепроницаемыми шпунтами при ограниченной мощности	106	4.9. Фильтрация в земляных плотинах в условиях неуставившегося потока	133
		4.9.1. Однородная плотина (рис. 4.43) (рас-	

	Стр.		Стр.
чет по В. М. Шестакову	133	7.4. Выбор типа плотины	187
4.9.2. Дренажный песчаный слой под защитным покрытием верхнего откоса плотины (расчет по В. П. Недриге)	133	7.5. Конструкция плотины	188
4.10. Фильтрация в однородных намывных плотинах в процессе их возведения (расчет по В. П. Недриге)	135	7.5.1. Очертание профиля	188
4.10.1. Схемы фильтрации	135	7.5.2. Противофильтрационные устройства в теле плотины	189
4.10.2. Плотины на водонепроницаемом основании	136	7.5.3. Противофильтрационные устройства в основании. Подготовка основания	194
4.10.3. Плотины на водопроницаемом основании	139	7.6. Пропуск паводковых расходов через недостроенные плотины	196
4.10.4. Расчет скорости понижения депрессионной поверхности в плотинах	141	7.6.1. Общие сведения	196
4.11. Фильтрационная прочность нескольких грунтов (В. В. Буренкова)	144	7.6.2. Пропуск паводка по схеме быстрого тока	196
4.11.1. Общие положения	144	7.6.3. Пропуск паводка по схеме водослива с широким порогом	197
4.11.2. Сыпучие грунты	146	7.6.4. Пропуск паводка фильтрацией воды через каменную наброску	199
4.11.3. Связные (глинистые) грунты	148	7.7. Фильтрующие и водосливные каменно-земляные плотины	199
4.11.4. Расчет толщины фильтров	151	7.8. Особенности возведения взрывоопасных плотин (Г. И. Покровский)	201
4.11.5. Примеры расчета фильтров	151	7.8.1. Условия строительства	201
Список литературы	152	7.8.2. Типы плотин	202
Глава 5. Компонента сооружений в речных гидроузлах (В. П. Недрига)	153	7.8.3. Физико-механические свойства грунтов во взрывоопасных плотинах	203
5.1. Общие принципы	153	7.9. Особенности возведения плотин из грунтовых материалов в условиях сурового климата (В. И. Титова)	206
5.2. Безнапорные гидроузлы	154	7.9.1. Условия сурового климата на строительство плотин	206
5.3. Низконапорные гидроузлы	155	7.9.2. Мерзлые плотины	206
5.4. Средненапорные гидроузлы	155	7.9.3. Талые плотины	208
5.5. Высоконапорные гидроузлы	161	7.9.4. Сопряжение плотин с основанием и его подготовка	208
5.6. Охрана окружающей природной среды	165	7.9.5. Основные требования к водосборным сооружениям	210
Список литературы	161	Список литературы	210
РАЗДЕЛ II. ПЛОТИНЫ ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ	162	Глава 6. Крепление откосов гидротехнических сооружений и берегов склонов (В. С. Шайтан)	211
Глава 6. Земляные плотины (Н. Н. Розанов)	162	8.1. Основные технические характеристики креплений и условия их применения	211
6.1. Общие сведения	162	8.2. Расчеты креплений на ледовые воздействия	213
6.2. Классификация	162	8.2.1. Ледовые нагрузки на крепления	213
6.3. Грунтовые материалы для возведения плотин	163	8.2.2. Расчеты креплений на прочность и устойчивость	213
6.4. Конструкция плотин	166	8.3. Проектирование подготовок для креплений откосов	215
6.4.1. Очертание профиля	166	8.3.1. Общие положения	215
6.4.2. Крепления откосов	168	8.3.2. Подготовка под сплошное защитное покрытие	216
6.4.3. Противофильтрационные устройства	170	8.3.3. Подготовка под сквозное защитное покрытие	216
6.4.4. Дренажные устройства	172	8.3.4. Толщина слоев подготовок	217
6.5. Сопряжение тела плотин с основанием, берегами и бетонными сооружениями	174	8.4. Проектирование монолитных и сборных омоноличенных железобетонных покрытий	217
6.6. Особенности возведения плотин насыпной отсыпкой грунтов насухо	176	8.4.1. Расчеты покрытий на общую устойчивость	217
6.6.1. Общие положения	176	8.4.2. Расчеты покрытий на прочность и деформации	218
6.6.2. Подготовка карьера к разработке	176	8.4.3. Конструирование сплошных железобетонных покрытий	219
6.6.3. Разработка карьера и транспортировка грунта	176	8.5. Проектирование сквозного сборного покрытия из железобетонных плит	219
6.6.4. Укладка грунта в тело плотины	177	8.5.1. Расчеты покрытия на устойчивость и прочность	219
6.6.5. Выбор основных параметров уплотнения	178	8.5.2. Конструирование сквозного сборного покрытия	220
6.7. Особенности возведения плотин отсыпкой грунтов в воду	179	8.6. Проектирование покрытия из каменной наброски	220
6.8. Особенности возведения намывных плотин	180	8.6.1. Общие положения	220
6.8.1. Разработка грунта в карьере и подача пульпы на карты намыва	180		
6.8.2. Способы намыва грунта	181		
6.8.3. Основные схемы намыва	182		
6.8.4. Прогноз зернового состава грунта в намывных плотинах	183		
Список литературы	184		
Глава 7. Каменно-земляные и каменнонабросные плотины (Н. Н. Розанов)	184		
7.1. Общие сведения	184		
7.2. Классификация	185		
7.3. Грунтовые материалы для возведения плотин	186		

	Стр.		Стр.
8.6.2. Определение размеров камня	221	10.3. Зональность укладки бетона и защитные покрытия граней плотин	259
8.6.3. Конструирование покрытия	221	10.3.1. Зональность укладки бетона	259
8.7. Проектирование облегченного покрытия для около подошвы откоса	222	10.3.2. Защитные покрытия граней плотин	261
Список литературы	222	10.4. Общие компоновочные и конструктивные требования к бетонным плотинам	263
Глава 9. Расчеты устойчивости и прочности плотин из грунтовых материалов (Н. Н. Розанов)	222	10.4.1. Компоновочные требования	263
9.1. Устойчивость откосов	222	10.4.2. Водосбросные тракты	263
9.1.1. Общие положения	222	10.4.3. Быки	263
9.1.2. Расчеты устойчивости по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения (Н. Н. Розанов, В. С. Забавин)	223	10.4.4. Устои	265
9.1.3. Расчеты устойчивости по плоским или комбинированным поверхностям скольжения	229	10.4.5. Мостовые переходы	267
9.1.4. Расчет устойчивости экрана и защитного слоя	230	10.4.6. Эксплуатационные коммуникации	269
9.1.5. Расчет устойчивости низового откоса на оплывание в месте выхода фильтрационного потока на его поверхность	230	10.5. Требования к сопряжению плотины с основанием, его укреплению, противофильтрационные завесы и дренажи	269
9.1.6. Особенности расчетов устойчивости откосов намываемых плотин	231	10.5.1. Сопряжение плотин с основанием	270
9.1.7. Особенности расчетов устойчивости откосов каменно-земляных и каменнонабросных плотин	231	10.5.2. Врека в скалу	270
9.2. Поровое давление	231	10.5.3. Противофильтрационные мероприятия	271
9.3. Прогноз деформаций	234	10.6. Основные положения расчетов и исследований бетонных и железобетонных плотин и их оснований	273
9.3.1. Общие положения	234	10.6.1. Общие вопросы расчетов и исследований прочности и устойчивости плотин	273
9.3.2. Расчет осадок плотин для элементов плотин из глинистых грунтов	235	10.6.2. Фильтрационные расчеты и исследования	275
9.3.3. Расчет осадок элементов из крупнообломочных грунтов каменно-земляных и каменнонабросных плотин	235	10.6.3. Особенности определения отдельных видов нагрузок и воздействий	275
9.4. Расчеты напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин	237	10.6.4. Гидравлические и кавитационные расчеты и исследования	276
9.5. Учет сейсмических сил	238	Список литературы	277
9.6. Температурные расчеты плотины, дна и берегов водохранилища (В. Н. Тугова, И. С. Клейн)	240	Глава 11. Бетонные и железобетонные плотины на скальных и полускальных основаниях ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ (Г. М. Каганов)	278
9.6.1. Стационарный температурный режим грунтовых нефилтрующих плотин	240	11.1. Массивные гравитационные плотины	278
9.6.2. Нестационарный температурный режим грунтовых нефилтрующих талых и мерзлых плотин	241	11.1.1. Профиль плотины	278
9.6.3. Стационарный температурный режим противофильтрационного элемента каменно-земляной плотины	242	11.1.2. Противофильтрационные устройства в теле плотины	279
9.6.4. Оттаивание дна и берегов водохранилища	244	11.1.3. Дренаж основная плотины	280
9.6.5. Искусственное замораживание грунтов	245	11.1.4. Швы гравитационных плотин	281
Список литературы	248	11.1.5. Влияние приплотинных гидроэлектростанций на конструкции гравитационных плотин	284
РАЗДЕЛ III. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ	249	11.1.6. Особенности компоновочных решений глубинных водопропускных сооружений	285
Глава 10. Общие сведения о бетонных и железобетонных плотинах и требования к их проектированию (Н. П. Розанов, Г. М. Каганов)	249	11.1.7. Армирование гравитационных плотин [10, 35]	287
10.1. Основные виды плотин, их характеристика	249	11.1.8. Дозатяжное возведение и наращивание гравитационных плотин	288
10.1.1. Классификация	249	11.2. Облегченные гравитационные плотины	289
10.1.2. Общая характеристика бетонных и железобетонных плотин	250	11.2.1. Плотины с расширенным швом	289
10.2. Требования к бетону и его основные физико-механические свойства	254	11.2.2. Плотины с продольной полостью	291
10.2.1. Марки бетона	254	11.2.3. Плотины с предварительным напряжением бетона	291
10.2.2. Нормативные и расчетные характеристики бетона [34]	255	11.2.4. Ячеистые плотины	293
10.2.3. Влияние отдельных факторов на прочность и деформативность бетона	256	11.2.5. Пути дальнейшего усовершенствования и удешевления гравитационных плотин	293
		11.3. Расчеты прочности гравитационных плотин	295
		11.3.1. Расчет гравитационных плотин высотой более 60 м I и II классов на общую прочность	295
		11.3.2. Расчет гравитационных плотин высотой до 60 м I—IV классов на общую прочность	297
		11.3.3. Условия применения различных методов расчетов	298
		11.3.4. Влияние различных факторов на на-	

	Стр.		Стр.
пряженое состояние и прочность гравитационных плотин	289	11.11.2. Укрепительные мероприятия	340
КОНТРОРФСНЫЕ ПЛОТИНЫ (Н. П. Розанов)		11.12. Сведения о расчетах арочных плотин и их береговых примыканий	340
11.4. Типы и конструкция контрфорсных плотин	301	11.12.1. Общие нормативные требования	340
11.4.1. Классификация	301	11.12.2. Методы расчета	341
11.4.2. Общая характеристика контрфорсных плотин различных типов	303	Список литературы	342
11.4.3. Напорные перекрытия	306	Глава 12. Бетонные и железобетонные плотины на нескальных основаниях (В. П. Недриа, С. А. Березинский)	343
11.4.4. Водосливные плиты	309	12.1. Особенности нескальных оснований	343
11.4.5. Фундаментные плиты	309	12.2. Схемы плотин	344
11.4.6. Контрфорсы	309	12.2.1. Особенности плотин на нескальных основаниях	344
11.4.7. Элементы жесткости	311	12.2.2. Водослив	345
11.5. Предварительное определение основных размеров элементов контрфорсных плотин	311	12.2.3. Подземный противофильтрационный контур	345
11.5.1. Плоские напорные плиты	311	12.2.4. Конструкции элементов подземного противофильтрационного контура	346
11.5.2. Фундаментные плиты	311	12.3. Конструкции плотин	348
11.5.3. Арочные перекрытия	311	12.3.1. Разрезка плотин на секции	348
11.5.4. Кососальные оголовки контрфорсов	312	12.3.2. Конструкции быков и устоев	349
11.5.5. Контрфорсы	312	12.4. Устройства нижнего бьефа	350
11.6. Расчеты прочности и устойчивости контрфорсных плотин	313	12.5. Расчеты прочности плотин	352
11.6.1. Общие замечания	313	12.5.1. Общие положения	352
11.6.2. Расчеты напорных перекрытий	315	12.5.2. Расчет контактных напряжений	352
11.6.3. Расчет контрфорсов на прочность	316	12.5.3. Расчет плотин на общую и местную прочность	354
11.6.4. Расчет контрфорсов на устойчивость (при продольном нагибе)	321	12.5.4. Расчет фундаментной плиты на местную прочность	355
11.6.5. Расчет фундаментных плит	322	12.5.5. Расчет прочности фундаментной плиты с низким водосливным порогом в продольном направлении	356
11.6.6. Расчет контрфорсных плотин на сдвиг	322	12.6. Расчеты устойчивости плотин	356
11.6.7. Замечания о расчете контрфорсных плотин на сейсмические воздействия	323	12.6.1. Основные положения	356
АРОЧНЫЕ ПЛОТИНЫ (Н. П. Розанов)		12.6.2. Расчет по схеме плоского сдвига	356
11.7. Классификация и основные типы арочных плотин	323	12.6.3. Расчет по схемам смешанного или глубинного сдвига	357
11.8. Общие сведения об арочных плотинах; области применения	325	Список литературы	360
11.9. Основные вопросы проектирования арочных плотин	326	РАЗДЕЛ IV. ВОДОСБОРНЫЕ И ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ	361
11.9.1. Выбор типа плотины и ее конструктивных особенностей	326	Глава 13. Водосборы и водоспуски речных гидроузлов (В. П. Недриа)	361
11.9.2. Предварительное определение основных параметров плотин	328	13.1. Общие положения	361
11.9.3. Учет топографических условий	328	13.2. Водосборы	361
11.9.4. Учет геологических условий	329	13.2.1. Классификация	361
11.9.5. Очертание арочных колец в плане, центральные углы, очертания плит	330	13.2.2. Трубчатые водосборы	362
11.9.6. Формы вертикальных сечений (консолей)	331	13.2.3. Береговые открытые водосборы	362
11.9.7. Вписывание плотин	332	13.2.4. Траншейные водосборы	370
11.9.8. Конструктивные мероприятия по улучшению напряженного состояния плотин и оснований; принцип непрерывности	332	13.2.5. Шахтные водосборы	372
11.9.9. Возведение плотин в несколько очередей (наращивание)	336	13.2.6. Туннельные водосборы	376
11.10. Конструкции основных элементов арочных плотин	336	13.2.7. Сифонные водосборы	378
11.10.1. Гребень плотин	336	13.2.8. Расчеты типа водосбора	378
11.10.2. Швы	336	13.3. Водоспуски	379
11.10.3. Дренаж тела плотин	337	13.3.1. Классификация	379
11.10.4. Гидроизоляция напорной грани	337	13.3.2. Трубчатые водоспуски	380
11.10.5. Армирование	337	13.3.3. Туннельные водоспуски	382
11.10.6. Сопряжение со скалой	338	13.3.4. Расчеты водоспусков	382
11.10.7. Устои и береговые откосы	338	13.3.5. Выбор типа водоспуска	383
11.10.8. Эксплуатационные коммуникации	338	13.4. Защита водосборных сооружений от кавитационной эрозии (Н. П. Розанов)	384
11.11. Методы улучшения оснований и бортов каньона в месте расположения арочной плотины	339	13.4.1. Кавитация и ее влияние на сооружение	384
11.11.1. Устройство противофильтрационных и дренажных завес	339	13.4.2. Методы борьбы с кавитационной эрозией элементов водосборных сооружений	386
		Список литературы	391
		Глава 14. Каналы (В. П. Недриа)	391
		14.1. Классификация	391
		14.2. Формы живого сечения	392
		14.3. Скорости течения в каналах	392

	Стр.		Стр.
14.3.1. Неразмывающие скорости	392	16.2.1. Классификация водоприемников	421
14.3.2. Незаменяющие скорости	393	16.2.2. Водозабор с регулирующим сооруже- нием	423
14.3.3. Предельные скорости по зарастанию канала	393	16.2.3. Водозаборные ковши	423
14.3.4. Скорости течения в каналах, в ко- торых осуществляется судоходство	393	16.2.4. Водоприемники камерного типа (ко- лоды)	424
14.3.5. Скорости течения при ледяном по- крове	394	16.3. Плотинный водозабор	425
14.3.6. Скорости течения в судоходных ка- налах	395	16.3.1. Общие положения	425
14.4. Живые сечения каналов комплексного назначения	395	16.3.2. Регулирование русла	426
14.4.1. Общие замечания	395	16.3.3. Компоненты и конструкции водоза- борных гидроузлов	427
14.4.2. Определение площади живого сече- ния каналов по неразмывающей скорости	395	16.4. Конструкции водоприемников	432
14.4.3. Живое сечение судоходных каналов	396	16.4.1. Общие требования и типы водопри- емников	432
14.4.4. Живое сечение энергетических ка- налов	396	16.4.2. Открытые и трубчатые водоприем- ники	434
14.5. Гидравлический расчет каналов при не- равномерном и неустановившемся движении воды	396	16.4.3. Вычковые водоприемники	434
14.6. Задожение откосов каналов	396	16.4.4. Донные водоприемники	434
14.7. Определение потерь воды из каналов на фильтрацию	397	16.4.5. Фильтрующие водоприемники	434
14.7.1. Общие положения	397	16.5. Расчет элементов водоприемников	435
14.7.2. Фильтрация из каналов без подпора	397	16.5.1. Донно-решетчатые траншеи	435
14.7.3. Фильтрация из каналов с подпо- ром	398	16.5.2. Отверстия бычковых водоприемни- ков	436
14.7.4. Фильтрационный расчет каналов в насыпи	399	16.5.3. Наносоперехватывающие и промыш- ные галерей	437
14.8. Поперечные сечения каналов	399	16.5.4. «Карманы»	437
14.9. Облицовка и одежда каналов	400	16.5.5. Разделительный решетчатый полок	438
14.9.1. Общие замечания	400	16.5.6. Сплошной наносозащитный козырек в пороге водоприемника	438
14.9.2. Крепление каменистых материалами	400	16.6. Водохранилищный водозабор вве плотни- ного узда	439
14.9.3. Бетонные (железобетонные) одежды каналов	401	16.7. Водозабор в зоне вечномерзлых грунтов Список литературы	440
14.9.4. Шпунтовые стенки	402	Глава 17. Отстойники (Ю. А. Иббд-заде)	441
14.9.5. Асфальтобетонные одежды	402	17.1. Общие требования	441
14.9.6. Экраны из полимерных пленок	403	17.1.1. Назначение и условия применения отстойников	441
14.9.7. Экраны из глинистых грунтов	403	17.1.2. Элементы отстойников	441
14.10. Границы креплений	403	17.1.3. Классификация отстойников	442
14.11. Выбор трассы канала	404	17.2. Выбор типа и местоположения отстойни- ка	442
Список литературы	404	17.2.1. Условия эффективной работы от- стойника	442
Глава 15. Сооружения на каналах (Н. П. Ро- занов, И. А. Васильева)	405	17.2.2. Выбор типа отстойника	443
15.1. Классификация	405	17.2.3. Выбор местоположения отстойника	444
15.2. Водозаборные сооружения	405	17.3. Конструкции отстойников	444
15.3. Сопрягающие сооружения	405	17.3.1. Многокамерные отстойники	444
15.4. Акведуки и сепароводы	406	17.3.2. Однокамерные отстойники с непре- рывным промывом	446
15.5. Дюжеры	409	17.3.3. Отстойники с механической очист- кой от наносов	446
15.6. Трубы под насыпями	413	17.3.4. Мероприятия по созданию равно- мерных скоростей в камерах отстойников	446
15.7. Сооружения для пропуска паводковых вод	415	17.3.5. Гидромеханическое оборудование отстойников	447
15.8. Ремонтные и аварийные сооружения	415	17.4. Расчеты отстойников	448
15.9. Сооружения на оросительных и осуши- тельных системах	417	17.4.1. Определение основных размеров аванкамеры	448
15.10. Особенности проектирования сооруже- ний, возводимых на лучинистых грунтах	417	17.4.2. Определение основных размеров от- стойников	449
15.11. Особенности проектирования сооруже- ний, возводимых на вечномерзлых грунтах	419	17.4.3. Методы гидравлического расчета критических отстойников	450
15.12. Особенности проектирования сооруже- ний, возводимых на лёссовидных просадочных грунтах	419	17.4.4. Определение продолжительности за- нятия аккумулярующего объема отстой- ника	451
Список литературы	419	17.5. Расчет промыва наносов и пропуска шу- га в отстойниках	452
РАЗДЕЛ V. СООРУЖЕНИЯ ВОДОЗАБОР- НЫХ ГИДРОУЗЛОВ	420	17.5.1. Промыв наносов в отстойниках не- продолжительного действия	452
Глава 18. Сооружения для забора воды из поверхностных источников (А. С. Образовский, В. Г. Дьянов)	420	17.5.2. Промыв наносов в отстойниках не- продолжительного действия	453
16.1. Общие положения	420		
16.2. Бесплотинный речной водозабор	421		

	Стр.		Стр.
17.5.3. Пропуск шуга в отстойниках . . .	464	20.2.3. Искусственное повышение поверхно-	
Список литературы	464	сти территорий	493
Глава 18. Рыбопропускные сооружения и рыбо-		20.3. Отвод поверхностных вод с защищаемой	
защитные устройства (А. М. Мотинов,		территории	492
Г. В. Колесникова)	464	20.3.1. Схемы и конструкции водоотводных	
18.1. Общие замечания	464	устройств	492
18.2. Биологические сведения	465	20.3.2. Определение расчетных расходов	
18.3. Рыбопропускные сооружения	465	воды	494
18.3.1. Общие положения	466	20.3.3. Гидравлический расчет водоотвод-	
18.3.2. Классификация и типы	466	ных устройств	494
18.3.3. Конструкции	467	20.4. Защита территорий от подтопления	496
18.3.4. Гидравлические расчеты	460	20.4.1. Схемы защитных дренажей	496
18.4. Рыбозащитные устройства	461	20.4.2. Типы и конструкции дренажей и усло-	
18.4.1. Общие положения	461	вия их применения	496
18.4.2. Конструкции рыбозащитных устрой-		20.5. Методы фильтрационного расчета защит-	
ств и их отдельных элементов	461	ного дренажа	500
18.4.3. Гидравлические расчеты	466	20.5.1. Задачи фильтрационных расчетов	500
Список литературы	466	20.5.2. Подпор грунтовых вод в условиях	
РАЗДЕЛ VI. ВОДОХРАНИЛИЩА И МЕРО-		установившегося потока	500
ПРИЯТИЯ ПО ЗАЩИТЕ ТЕРРИТОРИИ ОТ		20.5.3. Подпор грунтовых вод в условиях	
ЗАТОПЛЕНИЯ И ПОДТОПЛЕНИЯ	467	неустановившегося потока	502
Глава 19. Водохранилища и водохозяйствен-		20.5.4. Расчет защитного дренажа в усло-	
ные расчеты (Г. В. Железников, Д. Я. Раго-		виях плоскостного потока	503
зица, А. Е. Асарчи)	467	20.5.5. Расчет защитного дренажа в усло-	
19.1. Исходные гидрологические данные для		в условиях пространственного потока	508
проектирования водохранилищ	467	Список литературы	508
19.1.1. Общие сведения	467	РАЗДЕЛ VII. НАКОПИТЕЛИ ВТОРИЧНЫХ	
19.1.2. Связь между расходами и уровнями		МАТЕРИАЛЬНЫХ РЕСУРСОВ (ТВЕРДЫХ И	
воды речных потоков	467	ЖИДКИХ ОТХОДОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ	
19.1.3. Годовой сток воды и его внутрого-		ПРЕДПРИЯТИЯ)	508
довое распределение	469	Глава 21. Схемы и конструкции накопителей	
19.1.4. Моделирование стоковых рядов	470	(В. М. Павловский)	509
19.1.5. Максимальный сток	471	21.1. Общие сведения	508
19.1.6. Сток наносов	474	21.2. Основные типы накопителей и условия	
19.2. Водохозяйственные балансы	475	их применения	509
19.2.1. Общие сведения	475	21.3. Организация поверхностного стока	513
19.2.2. Располагаемые водные ресурсы	476	21.4. Водосбросные сооружения	514
19.2.3. Водопотребители и водопользовате-		21.5. Организация системы оборотного водо-	
ли	476	снабжения	515
19.2.4. Использование итогов водохозяйст-		21.6. Плотины (ограждающие дамбы)	515
венного баланса	477	21.7. Противофильтрационные устройства	516
19.3. Водохозяйственные расчеты	477	21.7.1. Общие положения	516
19.3.1. Основные понятия и характеристики		21.7.2. Схемы противофильтрационных	
19.3.2. Потери воды из водохранилищ	477	устройств	516
19.3.3. Расчеты по календарным гидролого-	478	21.7.3. Экраны	517
гическим рядам	479	21.7.4. Противофильтрационные завесы	520
19.3.4. Диспетчерские графики	481	21.8. Дренажные устройства	520
19.3.5. Расчеты по обобщенным параметрам		21.8.1. Назначение	521
стока	482	21.8.2. Дренажные устройства плотин	521
19.3.6. Регулирование стока половодий и		21.8.3. Конструкции дренажа	522
паводков	484	21.8.4. Обратные фильтры дренажных	
19.3.7. Начальное наполнение водохрани-		устройств	523
лищ	485	Список литературы	523
19.4. Заглужение водохранилища и вызываемые		Глава 22. Расчеты устойчивости и осадки	
им деформации русла в нижних бьефах гидро-		дамб накопителей (В. С. Завакин)	523
узлов	486	22.1. Общие положения	523
Список литературы	488	22.1.1. Физико-механические свойства хвостов	
Глава 20. Инженерная защита территорий от		и шламов	523
затопления и подтопления (В. П. Недрига)		22.1.2. Расчетные нагрузки	529
20.1. Общие замечания	488	22.2. Расчеты устойчивости ограждающих	
20.2. Защита территорий от затопления	489	дамб	530
20.2.1. Основные схемы обвалования	489	22.2.1. Насыпные дамбы	530
20.2.2. Типы и конструкции дамб обвалова-		22.2.2. Намынные дамбы	530
вания	490	22.3. Расчет осадки ограждающих дамб	534
		Список литературы	534
		Предметный указатель	535

ПРЕДИСЛОВИЕ

В соответствии с решениями XXVI съезда КПСС и ноябрьского (1982 г.) Пленума ЦК КПСС в Советском Союзе осуществляется в значительных масштабах водохозяйственное строительство, направленное на комплексное использование водных ресурсов для нужд энергетики, орошения, водоснабжения, судоходства и рыбоводства. Строительство ведется во всех районах страны в самых различных климатических и геологических условиях.

Для выполнения намеченной в области водохозяйственного строительства программы работ необходимо применение наиболее прогрессивных и экономичных конструкций сооружений и методов их возведения, что возможно лишь при условии широкого ознакомления специалистов с достижениями современной гидротехники. Важность интенсификации производства, быстрого внедрения достижений науки и техники, рационального использования производственного потенциала страны подчеркнута в материалах июньского (1983 г.) Пленума ЦК КПСС.

В данном Справочнике, подготовленном по инициативе Всесоюзного научно-исследовательского института водоснабжения, канализации, гидротехнических сооружений и инженерной гидрогеологии (ВНИИ ВОДГЕО), представлены в сжатой форме требующиеся для проектирования материалы с учетом последних достижений в области строительства гидротехнических сооружений для различных отраслей народного хозяйства.

Существенное внимание уделено вопросам проектирования плотин из грунтовых материалов, получивших в последние годы наиболее широкое применение в практике строительства речных гидроузлов, а также бетонных и железобетонных плотин облеженного типа.

Учитывая широкое развитие гидротехнического строительства в северных районах в суровых климатических условиях, характеризующихся наличием вечной мерзлоты, в Справочнике получены освещение применяемых в этих условиях конструкций плотин и методы расчета их температурного режима.

Довольно полно представлены методы статического и фильтрационного расчетов напорных гидротехнических сооружений различного назначения как из грунтовых материалов, так и бетонных.

В разделе, посвященном водопропускным сооружениям, наряду с освещением общепринятых методов их гидравлического расчета изложены методы управления бурными потока-

ми и защиты от кавитационной эрозии сооружений, подвергающихся их воздействию.

Значительное внимание уделено вопросам рыбозащитных мероприятий при строительстве речных гидротехнических сооружений. Изложены методы пропуска рыбы через сооружения и защиты молоди от вытравливания ее в различные водозаборы.

В Справочнике получены освещение также вопросы, связанные с защитой территорий от затопления и подтопления. Приведены типы и конструкции защитных сооружений и методы их фильтрационных расчетов. Указаны условия их применения.

В заключительных главах описаны методы проектирования и строительства гидротехнических сооружений, применяемых при устройстве накопителей твердых и жидких отходов горно-добывающей, химической и металлургической промышленности. Освещены методы инженерной защиты подземных вод и охраны окружающей природной среды в районе их расположения от загрязнения высокотоксичными отходами.

Излагаемые в Справочнике рекомендации даются в соответствии с действующими Строительными нормами и правилами, Государственными стандартами и положениями Конституции СССР об охране окружающей природной среды. В конце каждой главы приведен справочный список литературы по рассматриваемой теме.

Ввиду многообразия вопросов, относящихся к гидротехнике, и ограниченности объема Справочника в нем не освещены методы производства работ по возведению сооружений и не приведены сведения о специальных сооружениях, применяемых в области использования водной энергии, инженерной мелиорации, морской гидротехники, а также о таких сооружениях, как туннели, выправительные сооружения, затворы, сооружения речного транспорта, лесосплава и др.

При значительном разнообразии приведенных в Справочнике материалов не все они могли получить должное освещение. В целях улучшения Справочника в дальнейшем авторы просят читателей сообщать свои замечания и пожелания по адресу: 119826, Москва, Комсомольский просп., 42, ВНИИ ВОДГЕО.

Авторы выражают признательность рецензенту засл. деят. науки и техники РСФСР, д-ру техн. наук, проф. Н. А. Ржаницыну за ценные замечания и рекомендации.

ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

ГЛАВА I. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ И НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

1.1. Классификация сооружений

По условиям использования гидротехнические сооружения делят на постоянные и временные. Постоянные сооружения используют при эксплуатации объекта неограниченное время, временные — лишь в период его строительства или ремонта (перемычки, временные ограждающие стенки и дамбы, строительные водоводы и водосбросы, строительные туннели, не используемые в качестве постоянных, и т. п.).

Постоянные гидротехнические сооружения подразделяют на основные и второстепенные. К основным относят сооружения, ремонт или авария которых приводят к полной остановке работы объекта либо существенно снижают эффект его действия (нарушение нормальной работы электростанций, прекращение или уменьшение подачи воды в оросительные системы, подтопление осушаемой и затопление обвалованной территории, прекращение или сокращение судоходства, лесосплава или деятельности речного порта), к второстепенным — сооружения и их отдельные части, прекращение работы которых не влечет за собой столь тяжелых последствий.

В число основных сооружений входят пло-

тины, дамбы, водосбросы, водозаборные сооружения, каналы деривационные, магистральные оросительные и судоходные, туннели, трубопроводы, напорные бассейны и уравнильные резервуары, здания гидравлических и гидроаккумулирующих электростанций, а также насосных станций, шлюзы и судоподъемники, пассажирские причалы, механизированные грузовые причалы для основных грузов порта, сооружения, несущие нагрузки от подъемных и транспортных механизмов порта, гидротехнические сооружения тепловых и атомных электростанций, рыбопропускные сооружения.

Примерами второстепенных сооружений могут служить берегоукрепительные сооружения, ремонтные затворы, служебные мостки, не несущие нагрузок от подъемных механизмов, льдозащитные устройства, причалы для неосновных грузов порта.

Все постоянные гидротехнические сооружения делят на четыре класса (с I до IV). Класс устанавливают в зависимости от народнохозяйственного значения сооружений с учетом последствий при их аварии или нарушении их эксплуатации (СНиП II-50-74) [9]. При этом принимают во внимание: а) наличие в нижнем бьефе населенных пунктов, предприятий и объектов народного хозяйства, транспортных ма-

ТАБЛИЦА 1.1. КЛАССЫ ВОДОПОДПОРНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ
В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ИХ ВЫСОТЫ, ТИПА ОСНОВАНИЯ И ПОСЛЕДСТВИЙ АВАРИИ

Водоподпорные сооружения	Грунты основания	Высота сооружения, м, определяющая классы			
		I	II	III	IV
Плотины из грунтовых материалов	Скальные Песчаные, крупнообломочные, глинистые в твердом и полутвердом состоянии, Глинистые водонасыщенные в пластическом состоянии	>100	70—100	25—70	<25
		>75	35—75	15—35	<15
		>50	25—50	15—25	<15
Плотины бетонные и железобетонные, подводные конструкции зданий гидроэлектростанций, судоходные шлюзы, судоподъемные сооружения, подпорные стенки и другие бетонные сооружения, участвующие в создании напорного фронта	Скальные Песчаные, крупнообломочные, глинистые в твердом и полутвердом состоянии Глинистые водонасыщенные в пластическом состоянии	>100	60—100	25—60	<25
		>50	25—60	10—25	<10
		>25	20—25	10—20	<10

Примечания: 1. Если авария водоподпорного сооружения может повлечь за собой последствия катастрофического характера для расположенных ниже городов, крупных промышленных предприятий, транспортных магистралей, то класс его, определенный по таблице, допускается повышать при надлежа-

щем обосновании в соответствии с масштабом последствий.
2. Если авария водоподпорного сооружения не вызывает катастрофических последствий в нижнем бьефе (при расположении гидроузла в необжитом районе или у моря), то класс его, определенный по таблице, допускается повышать на единицу.

гастралей и т. п.; б) наибольшую высоту водоподпорных сооружений и объем водохранилища; в) геологическое строение основания, сейсмичность района, топографическое строение долин и т. п.

Для водоподпорных сооружений класс назначается в зависимости от их высоты, типа основания и последствий аварии (табл. 1.1) и в зависимости от последствий нарушения их эксплуатации (табл. 1.2), причем класс основных сооружений принимают наибольший из установленных по табл. 1.1 и 1.2.

ТАБЛИЦА 1.2. КЛАССЫ ОБЪЕКТОВ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ПОСЛЕДСТВИЯ НАРУШЕНИЯ ИХ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Объекты гидротехнического строительства	Класс сооружений	
	основных	второстепенных
Гидротехнические сооружения:		
гидравлических, гидрокумулирующих и тепловых электростанций мощностью, млн. кВт:		
> 1,5	I	III
< 1,5	II—IV	III—IV
атомных электростанций мощностью, тыс. кВт:		
> 500	I	III
101—499	II	III
≤ 100	III	IV
на внутренних водных путях:		
сверхмагистральных магистральных и местного значения	II	III
местного значения на малых реках	III	IV
Сооружения речных портов с навигационным грузооборотом, тыс. усл. т:		
> 3000	II	III
151—3000	III	IV
≤ 150	IV	IV
Речные гидроузлы и магистральные каналы:		
оросительных систем при площади орошения более 400 тыс. га	II	III
мелиоративных систем при площади орошения или осушения, тыс. га:		
51—400	III	IV
≤ 50	IV	IV

Примечания: 1. Внутренние пути классифицируют по действующим нормам проектирования Подмостовых габаритов на внутренних водных путях.

2. Классы гидротехнических сооружений, участвующих в создании напорного фронта и расположенных на сверхмагистральных и магистральных водных путях, а также на оросительных магистральных каналах, надлежит повышать на единицу по сравнению с установленными по таблице.

3. Класс рыбопропускного сооружения, участвующего в создании напорного фронта, назначают таким же, как класс водоподпорных сооружений.

4. Класс сооружений узла насосной станции переброски стока устанавливают в зависимости от народнохозяйственного значения данной системы.

5. Категория надежности подачи воды системами хозяйственно-питьевого и производственного водоснабжения устанавливают в соответствии с указаниями СНиП II-31-74 [8].

Для сооружений мелиоративных систем класс назначают в зависимости от площади обслуживаемых сооружений или мелиорируемых земель (табл. 1.3).

ТАБЛИЦА 1.3. КЛАССЫ СООРУЖЕНИЙ МЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМ

Площадь, тыс. га, обслуживаемых сооружениями мелиорируемых земель		Класс сооружений	
при орошении	при осушении	основных	второстепенных
> 400	I	II	III
50—400	> 50	III	IV
< 50	< 50	IV	IV

Класс основных гидротехнических сооружений комплексного гидроузла, обеспечивающих одновременно действие нескольких объектов, относящихся к различным отраслям народного хозяйства (энергетика, речной транспорт, мелиорация, водоснабжение), устанавливают как для объекта, показатели которого соответствуют наиболее высокому классу.

В некоторых случаях класс основных гидротехнических сооружений может быть повышен или понижен (кроме сооружений IV класса) по сравнению с установленным по табл. 1.1—1.3.

Класс основных гидротехнических сооружений гидравлической или тепловой электростанции мощностью более 1,5 млн. кВт, определяемый по табл. 1.1, допускается повышать в случае, если эти электростанции изолированы от системы и обслуживают крупные населенные пункты или промышленные предприятия, транспорт и пр. Повышение класса гидротехнических сооружений электростанций надлежит производить с учетом масштаба последствий от перерыва в снабжении электроэнергией.

Класс сооружений мелиоративных систем при наличии достаточных обоснований допускается повышать на единицу, если:

а) авария основного сооружения II—IV классов влечет за собой последствия катастрофического характера для населенных пунктов и предприятий, расположенных ниже сооружения, или может причинить значительный ущерб народному хозяйству, а также вызвать длительное прекращение или значительное уменьшение подачи воды;

б) на мелиоративной системе имеются дополнительные потребители воды, не учтенные в табл. 1.3, временное прекращение или уменьшение подачи воды которым может нанести значительный ущерб народному хозяйству;

в) на мелиоративной системе имеются населенные пункты и предприятия, затопление

или подтопление которых может причинить значительный ущерб народному хозяйству.

Класс основных гидротехнических сооружений надлежит понижать на единицу в случаях, если:

а) сооружение I или II класса не участвует в создании напорного фронта (за исключением зданий гидроэлектростанций, напорных деривационных и турбинных водоводов, напорных бассейнов и уравнительных резервуаров);

б) условия эксплуатации позволяют производить ремонт энергетических, судоходных и мелiorативных сооружений без нарушения работы гидроузла;

в) срок службы сооружения мелiorативной системы ограничен и составляет не более 10 лет и это сооружение в период эксплуатации системы будет заменено другим.

Временные сооружения при надлежащем обосновании допускается относить к IV классу, если авария этих сооружений может повлечь за собой последствия катастрофического характера для строительной площадки, населенных пунктов, сооружений или предприятий либо вызвать значительную задержку возведения основных сооружений I—III классов.

Перемычки и строительные туннели при надлежащем обосновании допускается относить к III классу.

В зависимости от класса сооружения в соответствии с действующими нормативными документами определяют состав и объем изысканий и проектных работ, устанавливают коэффициенты запаса при расчетах прочности и устойчивости, назначают расчетные расходы воды, выбирают вид и качество материалов, используемых при строительстве.

При проектировании гидротехнических сооружений надлежит руководствоваться основными нормативными документами, указанными в списке литературы в конце этой главы.

1.2. Действующие силы и нагрузки

1.2.1. Общие сведения о нагрузках, воздействиях и их сочетаниях

При проектировании строительных конструкций и оснований зданий и сооружений различают постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые) нагрузки и воздействия (температурные, влажностные, сейсмические и др.). Постоянными считают нагрузки, которые в своих нормативных и более высоких значениях действуют при строительстве и эксплуатации сооружения постоянно. Временными считают нагрузки, которые в отдельные периоды эксплуатации могут отсутствовать.

При расчете речных гидротехнических со-

оружений помимо нагрузок и воздействий, учитываемых при проектировании обычных строительных конструкций (СНиП II-6-74) [5], необходимо учитывать следующие нагрузки и воздействия (СНиП II-50-74) [9]:

постоянные — гидростатическое, фильтрационное и поровое давление воды, а также противодавление в расчетных сечениях и строительных швах бетонных и железобетонных конструкций при нормальном подпорном уровне и нормальной работе противофильтрационных и дренажных устройств; вес технологического оборудования, местоположение которого на сооружении не меняется в процессе эксплуатации (гидроагрегатов, трансформаторов и пр.);

временные длительные — дополнительное давление грунта (сверх основного давления), возникающее вследствие деформации основания и конструкций или от температурных воздействий, и давление отложившихся наносов;

кратковременные — нагрузки от судов (навал, швартовые и ударные), ледовые и волновые нагрузки, нагрузки от подземных, перегрузочных и транспортных устройств и других конструкций и механизмов (мостовых и подвесных кранов и т. и.), нагрузка от плавающих тел, давление от гидравлического удара в период нормальной эксплуатации, пульсационные нагрузки в безнапорных и напорных водоводах;

особые — дополнительное гидростатическое и поровое давление воды, а также противодавление в расчетных сечениях и строительных швах бетонных и железобетонных конструкций при форсированном подпорном уровне, температурно-влажностные воздействия, дополнительное фильтрационное давление воды, возникающее в результате нарушения нормальной работы противофильтрационных и дренажных устройств, давление от гидравлического удара при полном сбросе нагрузки, ледовые нагрузки при прорыве затворов и зимних пропусках воды в нижний бьеф.

При расчетах гидротехнических сооружений различают основные и особые сочетания нагрузок и воздействий (СНиП II-50-74) [9], для которых в зависимости от класса сооружения установлены минимальные допустимые коэффициенты запаса. Основные сочетания нагрузок состоят из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок. Особые сочетания нагрузок состоят из постоянных, длительных, отдельных кратковременных и одной из особых нагрузок.

Нагрузки и воздействия следует принимать в наиболее неблагоприятных, но возможных сочетаниях отдельно для строительного и эксплуатационного периодов.

Значения коэффициента перегрузки n , используемого при расчетах гидротехнических сооружений, приведены в табл. 1.4.

ТАБЛИЦА 1.4. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ПЕРЕГРУЗКИ n

Нагрузки и воздействия	n
Вес сооружения	1,05 (0,95)
» обделок туннелей	1,2 (0,9)
Вертикальное давление грунта	1,1 (0,9)
Боковое давление грунта	1,2 (0,8)
Давление даисосов	1,2
Гидростатическое и волновое давление, а также давление фильтрационных вод по подземному контуру сооружения, в швах и расчетных сечениях бетонных и железобетонных конструкций (противодавление)	1,0
Гидростатическое давление подземных вод на обделку туннелей	1,1 (0,9)
Вертикальные и горизонтальные нагрузки от подземных, погружных и транспортных механизмов, а также нагрузки от веса людей, складываемых грузов и стационарного технологического оборудования	По СНиП II-6-74
Снеговые нагрузки	То же
Ветровые »	То же
Нагрузки от судов	1,2
Ледовые нагрузки	1,1
Температурные и влажностные воздействия	1,1
Сейсмические воздействия	1,0

Примечания: 1. В скобках указаны значения коэффициента перегрузки, когда к невыгодному случаю загрузки сооружения приводит применение минимального коэффициента.

2. Значения коэффициента перегрузки от подвижного состава железных и автомобильных дорог надлежит принимать по нормам проектирования мостов.

3. Значения коэффициента перегрузки от горного давления надлежит принимать по строительным нормам на проектирование гидротехнических туннелей.

4. Значение коэффициента перегрузки допускается принимать равным единице для веса сооружения, вертикального давления от засыпки грунтом, если вес ее не превышает 20 % общего веса сооружения, а также для всех грунтовых нагрузок при использовании расчетных параметров грунтов, определяемых в соответствии со СНиП II-16-74 [7].

1.2.2. Вес сооружения

Вес сооружения, а также оборудования и находящихся на нем устройств определяют по размерам, взятым из проектных чертежей, и плотности строительных материалов. В некоторых случаях для ориентировочных подсчетов могут быть использованы эмпирические формулы (например, для определения веса заборов).

Плотность бетона и каменной кладки в конструкциях, устойчивость которых обеспечивается их весом, определяется опытным путем с точностью до 0,005 т/м³. На ранних стадиях проектирования плотность бетона ориентировочно можно принимать равной 2,4 т/м³; железобетона — 2,5 т/м³.

1.2.3. Гидростатическое и гидродинамическое давление

Гидростатическое давление воды определяют по известным из гидравлики формулам.

Плотность пресной воды принимают равной 1 т/м³; при наличии в воде взвешенных наносов ее плотность составляет 1—1,1 т/м³ и более.

Гидродинамическое давление на сооружение зависит от скорости движения воды, условий обтекания, площади его поверхности и угла, образуемого направлением струи с плоскостью, воспринимающей удар струи. Гидродинамическое давление, вызываемое пульсацией скоростей потока, определяют экспериментально или оценивают по эмпирическим зависимостям*.

1.2.4. Силовое воздействие фильтрационного потока на бетонные и железобетонные плотины

При проектировании бетонных и железобетонных плотин выполняют фильтрационные расчеты для определения противодавления фильтрующейся воды на подошву сооружения, осредненных и местных максимальных градиентов потока, положения депрессионной поверхности в зонах береговых примыканий, фильтрационных потерь из водохранилища и параметров противофильтрационных и дренажных устройств.

Расчет установившегося фильтрационного потока под сооружением производят при заданных отметках уровней воды в верхнем и нижнем бьефах, принимая линейный закон фильтрации. Расчет неустановившейся фильтрации выполняют в случаях, когда поток является безнапорным и происходит быстрое изменение уровня воды в бьефах.

Для определения характеристик фильтрационного потока при расчетах плотин I—III классов, согласно СНиП II-54-77 [12], следует использовать метод ЭГДА, а также аналоговые и цифровые вычислительные машины. При этом для русловых участков плотин рассматривают двухмерную задачу в вертикальных разрезах, а для береговых участков — простейшую задачу или двухмерные задачи в плане и в вертикальных разрезах по линиям тока.

Для плотин IV класса и при предварительных расчетах для плотин I—III классов на однородном основании могут быть использованы приближенные аналитические методы (см. гл. 4).

При наличии в основании однородного анизотропного грунта, когда предельные значения коэффициента фильтрации возможны и в вертикальном, и в горизонтальном направлениях, условно рассматривают искаженную схему со-

* Ляхтер В. М. Турбулентность в гидросооружениях. М., Энергия, 1968.

оружения, расположенного на однородном изотропном основании, получаемую путем умножения всех горизонтальных размеров действительного подземного контура на величину

$$a = \sqrt{k_B/k_T}, \quad (1.1)$$

где k_B и k_T — коэффициент фильтрации грунта соответственно в вертикальном и горизонтальном направлениях.

Пользуясь перечисленными выше методами расчета для однородного изотропного основания, определяют напоры в различных точках основания искаженной схемы. Полученные напоры относят к действительной схеме сооружения путем деления всех горизонтальных размеров искаженной схемы на величину a . Зная напоры в отдельных точках основания, можно найти противодействие и необходимые гидродинамические элементы потока.

В случае двухслойного основания при $k_2 < 0,1 k_1$ нижний слой, имеющий коэффициент фильтрации k_2 , можно рассматривать как водоупор.

При неоднородном основании, состоящем из перемежающихся сравнительно тонких прослоек мало- и сильноводопроницаемого грунта, действительное основание заменяют фиктивным из однородного анизотропного грунта с коэффициентами фильтрации в вертикальном и горизонтальном направлениях, определяемыми соответственно по формулам:

$$k_B = \frac{(t_1 + t_2) k_1 k_2}{t_1 k_2 + t_2 k_1}; \quad (1.2)$$

$$k_T = \frac{k_1 t_1 + k_2 t_2}{t_1 + t_2}; \quad (1.3)$$

где t_1 и t_2 — толщина прослоек соответственно из мало- и сильноводопроницаемого грунта; k_1 и k_2 — коэффициенты фильтрации соответственно мало- и сильноводопроницаемого грунта.

Далее расчет производят как для основания из однородного анизотропного грунта.

При более сложных геологических условиях в пределах так называемой активной фильтрации, когда не удается привести задачу к рассмотренным выше схемам, расчеты следует выполнять методом ЭГДА.

Силовое воздействие фильтрационного потока в теле плотины и основании учитывают в зависимости от класса и материала плотины, согласно СНиП II-54-77 [12], следующим образом:

а) для бетонных и железобетонных плотин III и IV классов, а при предварительных расчетах для плотин всех классов — в виде поверхностных сил по контакту плотины с основанием (рис. 1.1);

б) для железобетонных плотин I и II классов и для бетонных плотин II класса — в виде поверхностных сил по контакту плотины с ос-

нованием и пригрузки на основание в верхнем и нижнем бьефах либо в виде объемных фильтрационных сил, действующих в основании сооружения (рис. 1.2);

в) для бетонных плотин I класса на скальном основании — в виде поверхностных сил на основании в верхнем и нижнем бьефах (пригрузки) и на напорную грань плотины либо в виде объемных фильтрационных сил, действующих в теле плотины до линии дренажа и в основании.

Поверхностные силы по контакту плотины с основанием (полное противодействие воды на подошву сооружения) p_H определяют по формуле

$$p_H = (p_\Phi + p_{\text{взв}}) \alpha, \quad (1.4)$$

где p_Φ — фильтрационное противодействие на отдельных участках подземного контура; $p_{\text{взв}}$ — взвешивающее противодействие с учетом уклона и заглубления подошвы и зубьев плотины; α — коэффициент эффективной площади противодействия.

Для плотин на скальных основаниях значения p_H определяют по указаниям п. 2.3.4. Для плотин III и IV классов, а при предварительных расчетах для плотин всех классов на скальном основании значения p_H можно определять согласно рис. 1.1. При этом значения $p_{\text{взв}}$ подсчитывают по прямоугольной эпюре в соответствии с глубиной воды в нижнем бьефе, а ординаты эпюры p_Φ по оси цементационной завесы h_B и по оси дренажных устройств табл. 1.5.

ТАБЛИЦА 1.5. ЗНАЧЕНИЯ ОТНОСИТЕЛЬНЫХ ОРДИНАТ h_B/H_P И h_D/H_P ЭПЮРЫ ФИЛЬТРАЦИОННОГО ДАВЛЕНИЯ

Плотина	Советские нагрузки на плотину			
	основное		особое*	
	h_B/H_P	h_D/H_P	h_B/H_P	h_D/H_P
Гравитационные массивные; с экраном на напорной грани; с анкерной в основании — классов:				
I	0,4	0,2	0,6	0,35
II	0,4	0,15	0,5	0,25
III, IV	0,3	0	0,4	0,15
Гравитационные с расширенными швами; с продольной полостью у основания; кофферсы — I—IV класса	0,4	0	0,6	0
Другие; арочно-гравитационные—I—IV классов	0,4	0,2	0,6	0,35

* Только для случая нарушения нормальной работы противофильтрационных и дренажных устройств при нормальном подпорном уровне.

Коэффициент α определяют расчетами и исследованиями с учетом следующих факторов: водопроницаемости бетона и грунта основания,

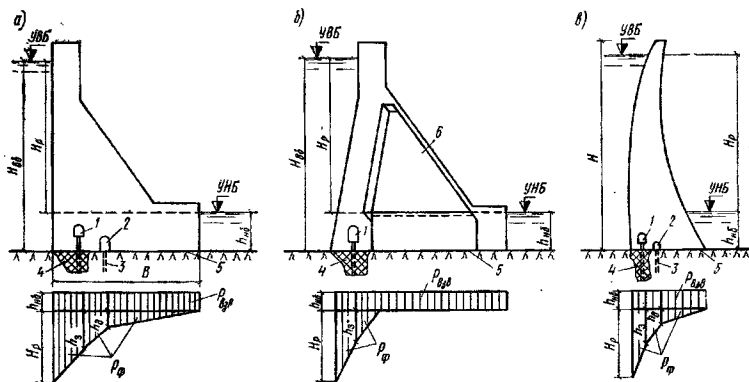


Рис. 1.1. Элементы противодействия воды по контакту плотин со скальным основанием при наличии противофильтрационной завесы и дренажных устройств

а — гравитационная плотина; б — массивно-контрфорсная плотина; в — арочная плотина; 1 — цементационная галерея; 2 — дренажная галерея; 3 — вертикальный дренаж; 4 — цементационная завеса; 5 — контакт бетон-скала; 6 — внутренняя полость; $P_{взв}$ — взвешивающее противодействие; $P_{ф}$ — фильтрационное противодействие; $H_{вб}$ — напор со стороны верхнего бьефа; $H_{вн}$ — напор со стороны нижнего бьефа; $H_{р}$ — расчетный напор воды; $h_{в}$ — остаточный фильтрационный напор по оси цементационной завесы; $h_{д}$ — остаточный фильтрационный напор по оси дренажа; В — ширина плотины по основанию; Н — высота плотины

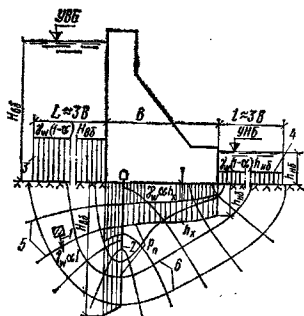


Рис. 1.2. Схема силового воздействия фильтрационного потока в основании плотины

1 — удельная фильтрационная сила; 2 — цементационная завеса; 3 — пригрузка на основание со стороны верхнего бьефа; 4 — пригрузка на основание со стороны нижнего бьефа; 5 — линии равных напоров; 6 — линии токов; $P_{д}$ — полное противодействие по контакту бетон — скала; L и L' — расчетная длина действия давления воды со стороны соответственно верхнего и нижнего бьефов; $h_{сд}$ — ордината пьезометрического напора по контакту бетон — скала ($H_{вб} > h_{сд} > h_{вн}$); $\gamma_{в}$ — удельный вес воды; α — коэффициент эффективной площади противодействия; 1 — гран-дент

скорости наполнения водохранилища, напряженного состояния бетона и грунтов основания, наличия противофильтрационных устройств на напорной грани, в швах плотины и в ложе водохранилища. При определении $P_{д}$ по контакту плотины с основанием из песчаных и крупнообломочных грунтов, а при надлежащем обосновании и из глинистых и скальных грунтов принимают $\alpha = 1$.

Коэффициент $\alpha < 1$ вводят в расчет также при определении объемных фильтрационных сил и давления воды на основание в верхнем и нижнем бьефах (см. рис. 1.2) и на напорную грань плотины. Для глинистых и скальных грунтов основания в этом случае допускается принимать $\alpha = 0,5$.

1.2.5. Воздействие ветровых волн (СНПп II-57-82)

А. Расчетные параметры ветровых волн на открытых акваториях. Эти параметры определяют с учетом скорости, направления и продолжительности непрерывного действия ветра над водной поверхностью, размеров, конфигурации и глубины водоема; при этом следует учитывать колебание уровней, обусловленное ветровым нагоном и стоном, а также форсированием и сработкой водохранилища. При определении элементов ветровых волн водоем делят на следующие зоны:

глубоководную ($H > 0,5 \lambda_{гд}$), где дно не влияет на основные характеристики волн;

мелководную ($0,5 \bar{\lambda}_{гд} > H > H_{кр}$), где дно оказывает влияние на развитие волн и их основные характеристики;

прибойную ($H_{кр} > H > H_{кр.п}$), где начинается и завершается разрушение волн;

прирезовую ($H < H_{кр.п}$), в пределах которой поток от разрушенных волн периодически накатывается на берег.

Здесь H — глубина воды при расчетном уровне, м; $\bar{\lambda}_{гд}$ — средняя длина волны в глубоководной зоне, м; $H_{кр}$ — критическая глубина воды, при которой происходит первое обрушение волн, м; $H_{кр.п}$ — критическая глубина воды, при которой происходит последнее обрушение волн, м.

Расчетные уровни воды и характеристику ветра определяют по результатам статистической обработки данных многолетних (не менее 25 лет) наблюдений в безледные сезоны.

Расчетная обеспеченность высот волн в системе приведена в табл. 1.6.

ТАБЛИЦА 1.6. РАСЧЕТНАЯ ОБЕСПЕЧЕННОСТЬ ВЫСОТ ВОЛН В СИСТЕМЕ, ПРИНИМАЕМАЯ ПРИ РАСЧЕТАХ ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ И ИХ ЭЛЕМЕНТОВ

Гидротехнические сооружения	Расчетная обеспеченность, % высот волн в системе
Вертикального профиля Сквозные и обтекаемые преграды класса:	1
I	1
II	5
III, IV	13
Берегоукрепительные класса:	
II	1
III, IV	5
Откосного профиля с креплением: бетонными плитами каменной наброской	1 2

Примечания: 1. При определении нагрузок на сооружения принимают высоту волны заданной обеспеченности h_z и длину волны, соответствующую максимальному волновому воздействию, в пределах 0,8...1,4 $\bar{\lambda}$.

2. При назначении отметок сквозных сооружений, возводимых на открытом акваториях, допускается при надлежащем обосновании принимать расчетную обеспеченность высот волн в системе 0,1 %.

При определении высоты наката волн на гидротехнические сооружения обеспеченность воды в системе принимают равной 1 %.

Элементы ветровых волн и ветровой нагон определяют при обеспеченности расчетного шторма 2 % или при надлежащем обосновании 1 % для сооружений I и II классов и 4 % для сооружений III и IV классов.

При назначении отметок гребня и нижней границы крепления откоса сооружений откосного профиля обеспеченность максимальной скорости ветра принимают в зависимости от

заданной обеспеченности расчетного уровня воды.

Расчетную скорость ветра W определяют на высоте 10 м над уровнем воды. Данные о скоростях ветра, измеренных на высоте z над уровнем воды, пересчитывают по формуле

$$W = W_z k_z, \quad (1.5)$$

где k_z — коэффициент, равный 1,1 при $z=5$ м, 1,0 при $z=10$ м, 0,9 при $z>20$ м.

Данные о скоростях ветра, измеренных по флюгеру, необходимо корректировать путем умножения на коэффициент $k_{фл}$, равный 1,0 при $W=10$ м/с, 0,9 при $W=15$ м/с, 0,8 при $W>25$ м/с.

Обеспеченность скорости ветра F следует определять по формуле

$$F = \frac{4,17t}{N n_t P_W}, \quad (1.6)$$

где t — продолжительность непрерывного действия ветра, ч, для водохранилищ и озер ориентировочно равная 6 ч; N — число дней наблюдений в году за безледный период; n_t — заданное число лет; P_W — повторяемость волноопасного направления ветра в долях суммы повторяемости всех направлений.

Расчетные скорости ветра при разгонах менее 100 км можно определять по данным натурных наблюдений над максимальными ежегодными значениями скоростей ветра без учета их продолжительности.

Элементы волн в глубоководной зоне.

В глубоководной зоне ($H > 0,5 \bar{\lambda}_{гд}$) среднюю высоту $\bar{h}_{гд}$, м, и средний период волн \bar{T} , с, определяют с помощью графика на рис. 1.3 в такой последовательности: по значениям безразмерных величин g/W и gD/W^2 (g — ускорение свободного падения, м/с²; D — длина разгона волн, км) и верхней огибающей кривой находят значения $g\bar{h}_{гд}/W^2$ и по меньшему из них вычисляют среднюю высоту; таким же образом поступают при вычислении среднего периода волн.

Среднюю длину волн $\bar{\lambda}_{гд}$, м, определяют при известном значении \bar{T} по формуле

$$\bar{\lambda}_{гд} = \frac{g\bar{T}^2}{2\pi} \quad (1.7)$$

Вычислив значение $\bar{\lambda}_{гд}$, необходимо проверить, выполняется ли условие $H > 0,5 \bar{\lambda}_{гд}$, т. е. действительно ли данный расчетный случай соответствует глубоководной зоне.

Переход от средней высоты волн к высоте волн i -й обеспеченности осуществляют путем умножения величины $\bar{h}_{гд}$ на коэффициент k_i , определяемый по графику на рис. 1.4 в зависимости от безразмерной величины gD/W^2 .

Превышение вершины волны над расчетным уровнем η_n , м, определяют по графику

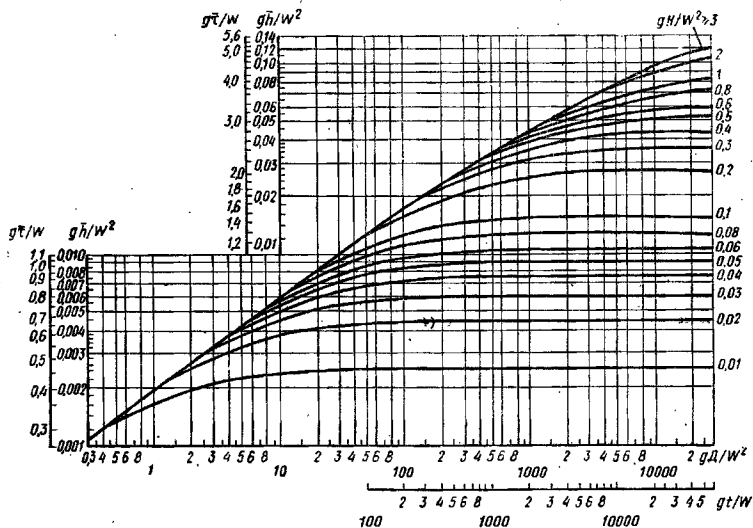


Рис. 1.8. График для определения элементов ветровых волн в глубоководной и мелководной зонах

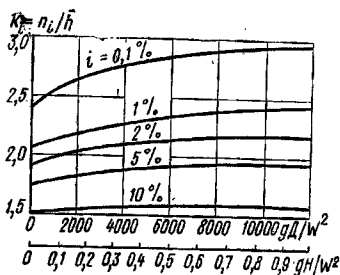


Рис. 1.4. График для определения коэффициента k_i

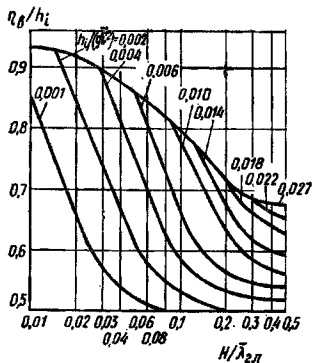


Рис. 1.5. График для определения значений η_B/h_i

на рис. 1.5 при $H/\lambda^2_{ДЛ} = 0.5$ в зависимости от величины $h_i/(gT^3)$.

При сложной конфигурации береговой черты величины $\bar{h}_{ГЛ}$, $\bar{\tau}$, $\bar{\lambda}_{ГЛ}$ следует определять по указаниям СНиП II-57-82 [13].

Элементы волн в мелководной зоне ($0.5\lambda_{ГЛ} > H > H_{кр}$) определяют при известных значениях средней высоты $\bar{h}_{ГЛ}$, среднего периода $\bar{\tau}$ и средней длины $\bar{\lambda}_{ГЛ}$ волн в глубоководной зоне. В зависимости от уклона дна

различают два расчетных случая: 1 — уклон дна не менее 0,002; 2 — уклон дна не более 0,001.

Высоту волн i -й обеспеченности при уклоне не менее 0,002 вычисляют по формуле

$$h_i = k_T k_P k_{II} k_i \bar{h}_{ГЛ}, \quad (1.8)$$

где k_T — коэффициент трансформации, принимаемый по кривой 1 графика на рис. 1.6 в зависимости от безразмерного параметра $H/\lambda_{ГЛ}$; k_P — коэффициент рефракции, определяемый по СНиП II-57-82; k_{II} — обобщенный коэффициент потерь, принимаемый в за-

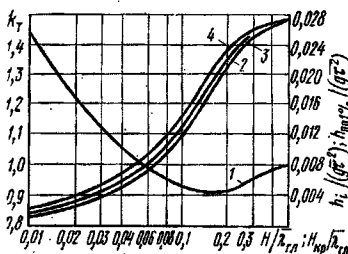


Рис. 1.6. График для определения коэффициента k_T , а также величин $H/\lambda_{ГЛ}$ и $H_{KP}/\lambda_{ГЛ}$ при угле дна не более 0,02 (1), равном 0,05 (2) и 0,20 (3)

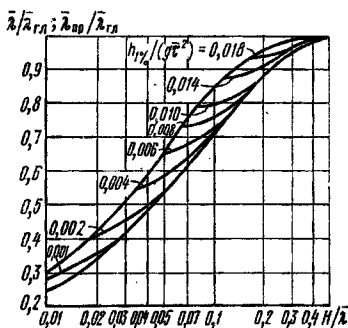


Рис. 1.7. Графики для определения значений $\lambda/\lambda_{ГЛ}$ в мелководной и в прибойной зонах

в зависимости от уклона дна и относительной глубины (табл. 1.7); при угле дна 0,03 и более $k_{дл} = 1$; $k_{дл}$ — коэффициент обеспеченности высоты волны.

Длину волн, перемещающихся из глубоководной зоны в мелководную, определяют по

ТАБЛИЦА 1.7. ЗНАЧЕНИЯ ОБОБЩЕННОГО КОЭФФИЦИЕНТА ПОТЕРЬ $k_{дл}$

Относительная глубина H/λ	Значения $k_{дл}$ при угле дна	
	0,025	0,02—0,002
0,01	0,82	0,66
0,02	0,85	0,72
0,03	0,87	0,76
0,04	0,89	0,79
0,05	0,90	0,81
0,08	0,92	0,84
0,10	0,93	0,85
0,20	0,96	0,92
0,30	0,98	0,95
0,40	0,99	0,98
0,50	1,00	1,00

таблицу на рис. 1.7 при $\tau_{взлн} = \tau_{дл}$ и заданных безразмерных величинах $H/\lambda_{ГЛ}$ и $h_{i,1\%}/(gT^2)$.

Превышение вершины волны над расчет-

ным уровнем η_a определяют по графику на рис. 1.5 при заданных безразмерных величинах $H/\lambda_{ГЛ}$ и $h_i/(gT^2)$.

Элементы волн, перемещающихся из зоны (мелководной) с уклоном дна 0,001 и менее в зону с уклоном 0,002 и более, определяют так же, как и при уклоне дна не менее 0,002, при исходной средней высоте волн $\bar{h} = \bar{h}_{ГЛ}$.

В мелководной зоне с уклоном дна не более 0,001 среднюю высоту и средний период волн определяют по графику на рис. 1.3. Величины \bar{h} и τ вычисляют по значениям $g\bar{h}/W^2$ и $g\tau/W$, которые находят по графику в зависимости от безразмерных величин gD/W^2 и gH/W^2 .

Среднюю длину волн $\bar{\lambda}$ определяют, как и в глубоководной зоне, по формуле (1.7).

Высоту волн i -й обеспеченности в системе h_i определяют умножением величины \bar{h} на наименьшее значение коэффициента k_i , получаемого по графику на рис. 1.4 в зависимости от безразмерных величин gH/W^2 и gD/W^2 .

Превышение вершины волны над расчетным уровнем η_a определяют по графику на рис. 1.5 при известной высоте волн h_i .

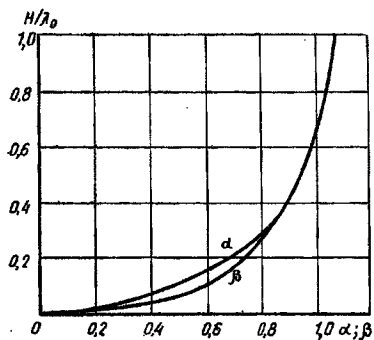
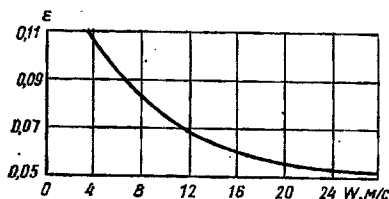
Элементы волн в прибойной зоне. Высоту волн в прибойной зоне определяют с помощью кривых 2—4 графика на рис. 1.6 при заданных уклонах дна: по безразмерной величине $H/\lambda_{ГЛ}$ находят значение $h_{пр,1\%}/(gT^2)$ и вычисляют $h_{пр,1\%}$.

Длина волн в прибойной зоне $\lambda_{пр}$ может быть определена по верхней огибающей кривой графика на рис. 1.7, а превышение вершины волны над расчетным уровнем воды η_a может быть найдено по верхней огибающей кривой графика на рис. 1.5.

Критическая глубина $H_{кр}$ при первом обрушении волн без учета рефракции может быть определена для заданного уклона дна с помощью кривых 2—4 графика на рис. 1.6: по безразмерной величине $h_i/(gT^2)$ находят значение $H_{кр}/\lambda_{ГЛ}$ и вычисляют $H_{кр}$.

Значение $H_{кр}$ с учетом рефракции волн определяют методом последовательных приближений. Задаваясь несколькими значениями H , определяют как для мелководной зоны при уклоне дна не менее 0,002 величины $h_i/(gT^2)$ и с помощью кривых 2—4 графика на рис. 1.6 находят соответствующие значения $H_{кр}/\lambda_{ГЛ}$. За искомую критическую глубину принимают ту, которая численно равна одной из задаваемых глубин H .

Для расчета параметров ветровых волн на внутренних водоемах в проектной практике

Рис. 1.8. Зависимость коэффициентов α и β от H/λ_0 Рис. 1.9. Зависимость крутизны максимальных волн ϵ от скорости ветра W

широко применяют метод Н. А. Лабзовского, в соответствии с которым высоту волн обеспеченностью 2% и длину волн обеспеченностью 50% вычисляют соответственно по формулам:

$$h = \beta h_0; \quad (1.9)$$

$$\lambda = \alpha \lambda_0, \quad (1.10)$$

где h_0 и λ_0 — соответственно высота и длина волн, которые существовали бы при неограниченной глубине водоема; β и α — коэффициенты, учитывающие влияние мелководья (рис. 1.8).

Формулы для определения величин h_0 и λ_0 имеют следующий вид:

$$h_0 = 0,073 k W_{10}^2 \sqrt{D \epsilon}; \quad (1.11)$$

$$\lambda_0 = 0,073 W_{10}^2 \sqrt{D/\epsilon}, \quad (1.12)$$

где k — коэффициент, учитывающий интенсивность нарастающей волны вдоль линии разгона; D — длина разгона волны, км; ϵ — крутизна волны, равная

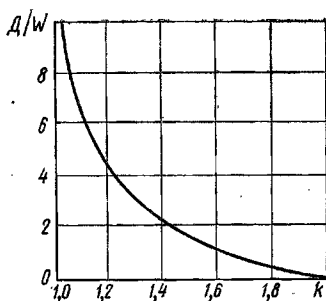
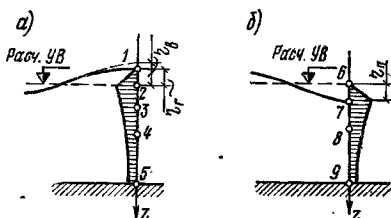
$$\epsilon = \frac{1}{9 + 19e^{-14/W_{10}}}. \quad (1.13)$$

Значение коэффициента k определяют по формуле

$$k = 1 + e^{-0,4D/W_{10}}. \quad (1.14)$$

Предельное значение величины D не должно превышать

$$D_{пр} = 30W_{10}^2 \epsilon. \quad (1.15)$$

Рис. 1.10. График для определения коэффициента k Рис. 1.11. Эпюры давления стоячих волн на сооружение вертикального профиля λ — при подходе гребня волны; б — при подходе ложбины волн

Значения ϵ и k могут быть определены по графикам на рис. 1.9 и 1.10 в зависимости от W и D .

Б. Нагрузки от стоячих волн на сооружение вертикального профиля. Сооружения вертикального профиля следует рассчитывать на давление стоячих волн при подходе со стороны открытой акватории гребня (рис. 1.11, а) или ложбины (рис. 1.11, б) волны при глубине воды $H > 1,5h$.

Горизонтальную нагрузку на единицу длины сооружения вертикального профиля P_x , Н/м, при подходе гребня или ложбины стоячей волны определяют по эпюре волнового давления (см. рис. 1.11).

В глубоководной зоне волновое давление p , Па, на глубине z , м, подсчитывают по формуле

$$p = \gamma_w h e^{-kz} \cos \sigma t - \gamma_w \frac{kh^2}{2} e^{-2kz} \cos^2 \sigma t - \gamma_w \frac{kh^2}{2} (1 - e^{-2kz}) \cos 2\sigma t - \gamma_w \frac{k^2 h^3}{2} \times \times e^{-3kz} \cos 2\sigma t \cos \sigma t, \quad (1.16)$$

где γ_w — удельный вес воды, Н/м³; $k = 2\pi/\lambda$ — волновое число (здесь λ — средняя длина волны, м); z —

ординаты точек ($z_1 = \eta_1$; $z_2 = 0$; ...; $z_n = H$), м, отсчитываемые от расчетного уровня; для гребня при $z_1 = \eta_1$, а для ложбины при $z_1 = z_0 = 0$ следует принимать $p = 0$; $\sigma = 2\pi/\tau$ — частота волны (здесь τ — средний период волны, с); t — время, с.

В мелководной зоне величину p на глубине z определяют по данным, приведенным в табл. 1.8, при этом значения коэффициентов $k_2, k_3, k_4, k_5, k_6, k_8, k_9$ принимают по графикам на рис. 1.12.

ТАБЛИЦА 1.8. ЗНАЧЕНИЯ ВОЛНОВОГО ДАВЛЕНИЯ p В МЕЛКОВОДНОЙ ЗОНЕ

№ точки на рис. 1.11	Заглубление точки z	p
При подходе гребня волны		
1 пункт	$-\eta_1$	$p_1 = 0$
2	0	$p_2 = k_2 \gamma h$
3	0,25H	$p_3 = k_3 \gamma h$
4	0,5H	$p_4 = k_4 \gamma h$
5	H	$p_5 = k_5 \gamma h$
При подходе ложбины волны		
6	0	$p_6 = 0$
7	η_1	$p_7 = -\gamma \eta_1^2$
8	0,5H	$p_8 = -k_8 \gamma h^2$
9	H	$p_9 = -k_9 \gamma h^2$

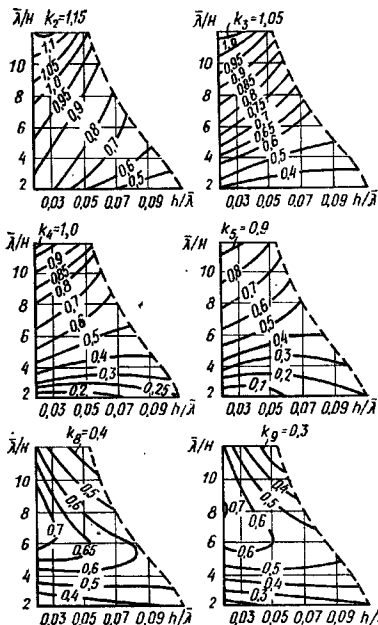


Рис. 1.12. Графики для определения коэффициентов $k_2, k_3, k_4, k_5, k_6, k_8, k_9$ (пунктиром показана граница разлуки стоячих волн)

При косом подходе волны к сооружению под углом α (от нормали) со стороны открытой акватории волновую нагрузку на сооружение вертикального профиля следует снижать по сравнению с нагрузкой при фронтальном подходе волн умножением на коэффициент $k'_{сн}$ (табл. 1.9).

ТАБЛИЦА 1.9. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА

α , град	$k'_{сн}$
45	1,0
60	0,9
75	0,7

Возвышение (или понижение) свободной волновой поверхности η , м, над расчетным уровнем воды у сооружения s с вертикальной гранью определяют по формуле

$$\eta = -h \cos \sigma t - \frac{kh^2}{2} \text{cth } kH \cos^2 \sigma t. \quad (1.17)$$

Расчет по формуле (1.17) необходимо производить для следующих трех случаев:

- 1) для $\cos \sigma t = 1$ — при подходе к вертикальной грани вершины волны, возвышающейся над расчетным уровнем воды на η_0 (см. рис. 1.11, а);
- 2) для $1 > \cos \sigma t > 0$ — при максимальном значении горизонтальной волновой нагрузки $P_{хг}$ для гребня волны, возвышающегося над расчетным уровнем воды на η_1 (см. рис. 1.11, а); значение $\cos \sigma t$ в этом случае определяют по формуле

$$\cos \sigma t = \frac{\bar{\lambda}}{\pi h (8\pi H/\bar{\lambda} - 3)}. \quad (1.18)$$

При $H/\bar{\lambda} < 0,2$ и во всех других случаях, когда подсчитанные по формуле (1.18) величины $\cos \sigma t > 1$, в дальнейших расчетах принимают $\cos \sigma t = 1$;

- 3) для $\cos \sigma t = -1$ — при максимальном значении горизонтальной волновой нагрузки $P_{хг}$, когда подошва волны располагается ниже расчетного уровня воды на η_1 (см. рис. 1.11, б).

Сведения о нагрузках и воздействиях волн на сооружения вертикального профиля в особых случаях приведены в СНиП II-57-82.

В. Накат волн. При глубине воды перед откосом $H > 3h_{гг1\%}$ и $H \geq 2h_{г1\%}$ ($h_{гг1\%}$ — высота бегущей волны обеспеченностью 1% при глубине $H > 0,5 \bar{\lambda}$; $h_{г1\%}$ — высоту расчетную высоту наката фронтально подходящих регулярных

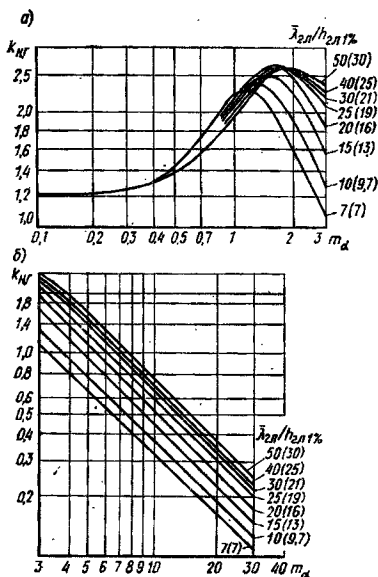


Рис. 1.13. Графики для определения коэффициента $k_{н.г}$ — при $0,1 < m_{\alpha} \leq 3$; б — при $3 < m_{\alpha} \leq 40$

волн* обеспеченностью 1% по накату определяют по формуле

$$h_{н1\%} = k_{\Delta} k_{н.п} k_{с} k_{н.г} h_{н1\%} \quad (1.19)$$

где k_{Δ} и $k_{н.п}$ — коэффициенты шероховатости и проницаемости откоса (табл. 1.10); $k_{с}$ — коэффициент, значения которого приведены в табл. 1.11; $k_{н.г}$ — коэффициент, устанавливаемый по графикам на рис. 1.13.

ТАБЛИЦА 1.10. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ ШЕРОХОВАТОСТИ k_{Δ} И ПРОНИЦАЕМОСТИ $k_{н.п}$ ОТКОСА

Характеристика крепления откоса	Относительная шероховатость Δ/h_1 , %	k_{Δ}	$k_{н.п}$
Из бетонных (железобетонных) плит	—	1,00	0,90
Гравийно-галечниково-каменное или из бетонных (железобетонных) блоков	$< 0,002$	1,00	0,90
	$0,005-0,01$	0,95	0,85
	$0,02$	0,90	0,80
	$0,05$	0,80	0,70
	$0,1$	0,75	0,60
	$> 0,2$	0,70	0,50

Примечание. Характерный размер шероховатости Δ , м, следует принимать равным среднему диаметру зерен материала крепления откоса или среднему размеру бетонных (железобетонных) блоков.

* Об учете высоты наката нерегулярных волн см. «Рекомендации по проектированию железобетонных и каменично-галечниковых креплений откосов земляных сооружений и берегов внутренних водоемов». М. ВНИИ ВОДГЕО, 1979.

ТАБЛИЦА 1.11. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА

m_{α}	$k_{с}$	
	Значения $k_{с}$ при скорости ветра, м/с > 20	≤ 10
0,4	1,3	1,1
0,4-2	1,4	1,1
3-5	1,5	1,1
5	1,6	1,2

Примечание. $m_{\alpha} = \text{ctg } \alpha$ (α — угол наклона откоса к горизонту, град).

Формулу (1.19) используют и при глубине перед откосом $H < 2h_{н1\%}$. В этом случае коэффициент $k_{н.г}$ следует определять по значениям пологости волны при глубине $H = 2h_{н1\%}$, указанным на рис. 1.13 в скобках.

Для определения высоты наката любой обеспеченности полученные по формуле (1.19) результаты умножают на коэффициент k_i (табл. 1.12).

ТАБЛИЦА 1.12. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА

Обеспеченность по накату i , %	k_i	
	Обеспеченность по накату i , %	k_i
0,1	1,10	10
1	1,00	30
2	0,96	50
5	0,91	

При косом подходе волны к сооружению под углом β высоту наката на откос следует уменьшать умножением на коэффициент k_{β} (табл. 1.13).

ТАБЛИЦА 1.13. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА

β , град	k_{β}	
	β , град	k_{β}
0	1,00	40
10	0,98	50
20	0,96	60
30	0,92	

Г. Ветровой нагон. Высота ветрового нагона Δh , м, ориентировочно (без учета конфигурации береговой линии и дна водоема) может быть определена по формуле

$$\Delta h = 2 \cdot 10^{-6} \frac{W^2 D}{gH} \cos \alpha \quad (1.20)$$

где W — скорость ветра расчетной обеспеченности на высоте 10 м над уровнем воды, м/с; D — протяженность охваченной ветром акватории, м; H — расчетная глубина, м; α — угол между продольной осью водоема и направлением ветра, град.

1.2.6. Ледовые нагрузки (СНиП II-57-82)

При проектировании гидротехнических сооружений учитывают статические и динамические ледовые нагрузки от навала ледяного

поля на сооружения под влиянием ветра или течения, от ударов отдельно плывущих льдин, от сплошного ледяного покрова при его термическом расширении, от заторных и зазорных масс льда, от примерзшего к сооружению ледяного покрова при колебаниях уровня воды, от трения льдин о поверхность сооружения.

Ледовые нагрузки определяют на основе натуральных наблюдений (ряд не менее 5 лет) за ледовой обстановкой в районе строительства сооружений для периода времени с наибольшими ледовыми воздействиями.

А. Нагрузка от ледяных полей. Нагрузки на вертикально стоящую опору определяют по двум следующим формулам, принимая ω^2 расчет меньшее значение, поскольку более высокое значение нагрузки в действительности невозможно:

$$a) \text{ при прорезании опорой ледяного поля} \\ P_1 = m_j R_p b h_{л}; \quad (1.21)$$

б) при остановке опорой ледяного поля

$$P_2 = 0,4v_{л}h_{л}\sqrt{m_g \Omega R_p}, \quad (1.22)$$

где m_j , m_g — коэффициенты формы (табл. 1.14); R_p — предел прочности льда на раздробление, принимаемый для озер и водохранилищ, а также для рек южнее линии Архангельск — Киров — Кустанай — Караганда — Усть-Каменогорск, при высшем уровне ледохода равным 4,5 кПа (0,45 тс/м²); b — ширина опоры по фронту на уровне действия льда, м; $h_{л}$ — расчетная толщина льда, принимаемая равной 0,8 максимальной толщиной льда обеспеченностью 1%; $v_{л}$ — скорость движения ледяного поля; при отсутствии данных натуральных наблюдений принимает равной скорости течения воды в реках, а для водохранилищ и озер — 3% скорости ветра 1%-ной обеспеченности в период движения льда, но не более 1 м/с; Ω — площадь ледяного поля, м², принимаемая по данным натуральных наблюдений в рассматриваемом или близлежащих пунктах.

ТАБЛИЦА 1.14. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ ФОРМЫ m_j , m_g

Вид передней грани опоры в плане	m_j	m_g
Треугольник с углом заострения, град:		
45	0,54	0,2
60	0,59	0,5
75	0,64	0,8
90	0,69	1,0
120	0,77	1,3
150	1,00	2,7
Прямоугольник	1,00	2,7
Многогранник	0,90	2,4

Нагрузку на секцию сооружения с вертикальной передней гранью определяют по двум следующим формулам, принимая в расчет меньшее значение:

a) при ударе отдельных льдин

$$P_3 = 0,7v_{л}h_{л}\sqrt{\Omega R_c}; \quad (1.23)$$

б) при разрушении льда

ТАБЛИЦА 1.15. ЗНАЧЕНИЯ ПРЕДЕЛА ПРОЧНОСТИ ЛЬДА НА СЖАТИЕ R_c

S , ‰/100	Значения R_c , 10 ⁴ Па (тс/м ²), при средне-суточной температуре воздуха t , °C			
	0	-3	-15	-30
<1 (пресный лед)	45	75	120	150
1-2	40	65	105	135
3-6	30	50	85	105

Примечание. S — солесность льда, принимаемая равной 20% солесности воды для льда возрастом до 2 мес и или 15% солесности воды для льда возрастом 2 мес и более; t — среднесуточная температура воздуха за 3 сут до действия льда на сооружения при толщине льда до 0,5 м или за 6 сут при толщине льда более 0,5 м.

$$P_4 = 0,5R_c b h_{л}; \quad (1.24)$$

где R_c — предел прочности льда на сжатие (табл. 1.15); остальные обозначения те же, что и в формулах (1.21) и (1.22).

При движении ледяного поля под углом $\theta < 80^\circ$ к фронту сооружения нагрузку от льда следует уменьшать умножением на $\sin \theta$.

Нагрузки от движущихся ледяных полей на сооружение из ряда вертикальных опор, расположенных через l , м, при значениях b/l от 0,1 до 0,9 определяют по формуле (1.21) и по следующей формуле, принимая в расчет меньшее значение:

$$P_5 = 0,5m_j R_c b h_{л} (2,5 - 1,5b/l), \quad (1.25)$$

где все обозначения прежние.

Горизонтальную и вертикальную составляющие нагрузки от ледяного поля на сооружение или отдельно стоящую опору с наклонной передней гранью определяют:

a) горизонтальную по формуле (1.21) и по следующей формуле, принимая в расчет меньшее значение

$$P_x = m_j k_b R_p h_{л}^2; \quad (1.26)$$

б) вертикальную по формуле

$$P_z = P_x / m_t, \quad (1.27)$$

где m_t — коэффициент, зависящий от угла наклона режущей грани сооружения к горизонту β (табл. 1.16); k_b — коэффициент, зависящий от вида преграды (табл. 1.17); R_p — предел прочности льда на изгиб, равный 0,75 R_c для пресноводного льда и 0,5 R_c для морского льда; остальные обозначения те же, что и в формулах (1.21) и (1.22).

ТАБЛИЦА 1.16. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА m_t

β , град	m_t	β , град	m_t
15	0,3	75	3,7
30	0,6	80	5,6
45	1,0	85	18,0
60	2,7		

Примечание. При обледенении сооружения β допускается увеличивать (но не более чем на 20%) с учетом опыта эксплуатации существующих в данном районе сооружений.

ТАБЛИЦА 1.17. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА

Вид преграды	k_b
Прямоугольная опора при $b/h_{лд}$:	1
Конусообразная опора	$0,2b/h_{лд}$
	$1+0,05b/h_{лд}$
Сооружение откосного профиля	0,1 b

Нагрузку от навала на сооружение ледяного поля определяют по формуле

$$P_7 = (5 \cdot 10^{-4} v_B^2 + 0,05 h_{лд} v_B^2 / L_{лд} + 0,92 h_{лд} i_{лд} + 2 \cdot 10^{-6} W_{\max}^2) \Omega, \quad (1.28)$$

где v_B — скорость течения воды под льдом обеспеченностью 1% на максимальных средних значениях, наблюдаемых в период навалов, м/с; $L_{лд}$ — средняя длина ледяного поля по направлению потока; при отсутствии данных натурных наблюдений принимают равной утренней ширине реки; $i_{лд}$ — уклон поверхности потока; W_{\max} — максимальная скорость ветра обеспеченностью 1% в период ледохода; остальные обозначения те же, что и в формулах (1.21) и (1.22).

Б. Нагрузка от температурного расширения сплошного ледяного покрова. Эту нагрузку определяют в зависимости от солёности льда:

а) при солёности льда $S \geq 2\text{‰}$

$$q = 10 h_2 k_L, \quad (1.29)$$

где h_2 — толщина льда, м, максимальной обеспеченностью 1%; k_L — коэффициент, зависящий от протяженности ледяного покрова L (табл. 1.18);

ТАБЛИЦА 1.18. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА

L , м	k_L
50	1,0
70	0,9
90	0,8
120	0,7
≥ 150	0,6

б) при солёности льда $S < 2\text{‰}$

$$q = (5 + 11 \cdot 10^{-5} \nu \mu) h_2 k_L, \quad (1.30)$$

где ν — максимальная скорость повышения температуры воздуха, °C/ч, за время τ ; при четырех срочных наблюдениях в сутки принимают максимальную скорость за любые 6 ч; μ — коэффициент вязкости льда, определяемый по формулам:

при $t_{лд} \geq -20^\circ\text{C}$

$$\mu = (3,3 - 0,28 t_{лд} + 0,083 t_{лд}^2) 10^4; \quad (1.31)$$

при $t_{лд} < -20^\circ\text{C}$

$$\mu = (3,3 - 1,85 t_{лд}) 10^4 \quad (1.32)$$

здесь $t_{лд}$ — температура льда, °C;

$$t_{лд} = t_{н} \eta_{от} + \frac{\gamma \tau}{2} \Psi, \quad (1.33)$$

$t_{н}$ — начальная температура воздуха, °C, от которой начинается повышение температуры; $\eta_{от}$ — относительная толщина ледяного покрова с учетом снега:

$$\eta_{от} = h_t / h_{лпр}, \quad (1.34)$$

$h_{лпр}$ — приведенная толщина ледяного покрова, м, определяемая по формуле

$$h_{лпр} = h_t + 1,43 h_c + 2/\alpha_B; \quad (1.35)$$

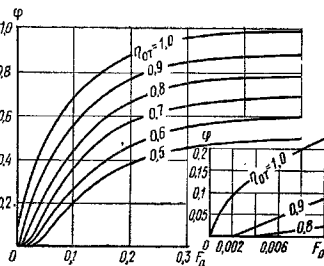
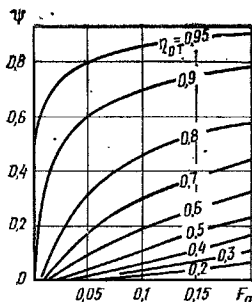
h_c — наименьшая толщина снежного покрова за расчетный период, м; при отсутствии данных натурных наблюдений принимают $h_c = 0$; α_B — коэффициент теплоотдачи от воздуха и поверхности снежного покрова, равный $20\sqrt{W+0,3}$ при наличии снега и $5\sqrt{W+0,3}$ при отсутствии снега; W — средняя скорость ветра, м/с; Φ и Ψ — коэффициенты, определяемые соответственно по графикам на рис. 1.14 и 1.15 в зависимости от относительной толщины ледяного покрова $\eta_{от}$ и безразмерной величины $F_0 = 4 \cdot 10^{-3} \tau / h^2$ пр.

В. Нагрузка от зажорных масс льда. Эту нагрузку определяют по трем следующим формулам:

а) при прорезании опорой зажорных масс льда

$$P_8 = 12 m_3 b h_3, \quad (1.36)$$

где h_3 — расчетная толщина зазора, м, принимаемая по данным натурных наблюдений либо по ледотермическому режиму прилегающих участков реки, но не более 0,3 средней глубины потока при расходе воды зажорного периода; остальные обозначения те же, что и в формулах (1.21) и (1.22);

Рис. 1.14. График для определения коэффициента ϕ Рис. 1.15. График для определения коэффициента Ψ

б) при навале зажорных масс льда на сооружение перпендикулярно его фронту

$$P_9 = B L_3 (2 \cdot 10^{-3} v_B^2 + 0,05 \frac{h_d v_B^2}{L_d} + 0,92 h_d \times \times i_d + 2 \cdot 10^{-6} W^2), \quad (1.37)$$

где B — длина участка сооружения на уровне воздействия зажорных масс, м; L_3 — длина участка зазора, принимаемая равной полуторной ширине реки в створе сооружения, м; остальные обозначения те же, что в формуле (1.28); при этом толщину зазора ($h_3 = h_d$) необходимо принимать по данным натурных наблюдений; допускается принимать расчетную толщину зазора по льдотермическому режиму прилегающих участков реки, но не более 0,8 средней глубины потока при расходе воды зазорного периода; скорость течения воды v_B и уклон водной поверхности в месте образования зазора i_d принимают по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии — по аналогии с данными натурных наблюдений для смежных районов;

в) при навале зажорных масс льда на сооружение, расположенное параллельно направлению течения, или на берега нагрузка на единицу их длины

$$q_3 = \xi P_9 / B, \quad (1.38)$$

где ξ — коэффициент, принимаемый для песчаных берегов равным 0,7; глинистых — 0,8; скальных — 0,9.

Г. Нагрузки от примерзшего к сооружению ледяного покрова при колебаниях уровня воды.

а) Вертикальная нагрузка на сооружение (рис. 1.16)

$$P_{16} = 20B u \tau_1 \sqrt{h_i^3 / \Phi}, \quad (1.39)$$

где B — длина участка сооружения на уровне действия льда, м; u — скорость повышения или понижения уровня воды, м/ч; τ_1 — продолжительность деформации ледяного покрова при повышении или понижении уровня воды, ч; Φ — безразмерная функция времени, определяемая по формуле

$$\Phi = 1 + \frac{3 \cdot 10^4}{\mu} [\tau_1 + 50 (1 - e^{-0,4\tau_1})]; \quad (1.40)$$

остальные обозначения прежние.

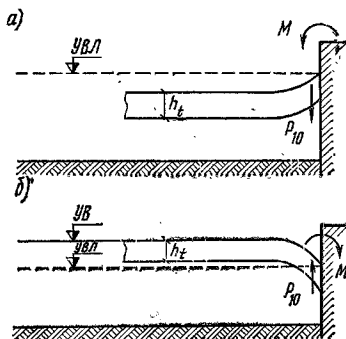


Рис. 1.16. Схемы к определению нагрузок от примерзшего к сооружению ледяного покрова при изменении уровня воды (УВЛ — уровень воды при ледоставе) а — при понижении УВ; б — при повышении УВ

б) Изгибающий момент (см. рис. 1.16)

$$M = 200B u \tau_1 \sqrt{h_i^3 / \Phi}. \quad (1.41)$$

Предельное значение изгибающего момента не должно быть более определяемого по формуле

$$M_{пр} = \frac{B h_i^2 R'_p R'_c}{6 (R'_p + R'_c)} (1 + 2k_E), \quad (1.42)$$

где

$$R'_p = R_{T,p} \exp(-400\tau_B / \mu); \quad (1.43)$$

$$R'_c = R_{T,c} \exp(-400\tau_B / \mu) \quad (1.44)$$

(здесь $R_{T,p}$, $R_{T,c}$ — средние значения пределов текучести льда на растяжение и сжатие, определяемые по опытным данным, а при их отсутствии по данным, приведенным в табл. 1.19; τ_B — время, ч, за которое

ТАБЛИЦА 1.19. ПРЕДЕЛЫ ТЕКУЧЕСТИ ЛЬДА НА РЯСТЯЖЕНИЕ $R_{T,p}$ И СЖАТИЕ $R_{T,c}$.
10⁴ Па (тс/м²)

Температура льда t_L , °C		$R_{T,p}$	$R_{T,c}$
от	до		
Верхняя часть ледяного покрова			
0	-2	70	180
-3	-10	80	250
-11	-20	100	280
Нижняя часть ледяного покрова			
0	-2	50	120

уровень воды изменяется на величину, равную толщине льда; k_E — коэффициент, зависящий от $\exp(-400\tau_B / \mu)$ (табл. 1.20); остальные обозначения прежние.

ТАБЛИЦА 1.20. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА k_E

$\exp(-400 \tau_B / \mu)$	k_E
0,80	1,0
0,85	1,5
0,90	2,0

в) Вертикальная нагрузка на отдельно стоящую опору или свайный куст

$$P_{11} = k_c R_R h_i^2, \quad (1.45)$$

ТАБЛИЦА 1.21. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА k_c

d/h_i	k_c	d/t_i	k_c	d/h_i	k_c
0,1	0,16	1	0,26	5	0,43
0,2	0,18	2	0,31	10	0,63
0,5	0,22	3	0,36	20	1,11

Примечание. При прямоугольной в плане форме опоры со сторонами a и b , м, допускается ее «диаметр» d , м, принимать равным \sqrt{ab} .

где, k_c — безразмерный коэффициент, зависящий от отношения d/h_i (табл. 1.21); остальные обозначения прежние.

При расстоянии между опорами менее $20h_i$ нагрузки от примерзшего к сооружению ледяного покрова следует определять по формулам (1.39) — (1.41).

1.2.7. Давление наносов

Давление отложившихся перед плотиной наносов зависит от размеров частиц. Давление песчаного и песчано-гравелистого материала, который, как правило, откладывается у плотины небольшой высоты, следует определять по формулам давления смывучих тел с учетом взвешивания частиц грунта. В глубоких водохранилищах у плотин обычно откладываются мельчайшие частицы с заполнением пространства между ними свободной и пленочной водой. По механическим свойствам эти отложения приближаются к жидкости, и их угол внутреннего трения близок к нулю.

Давление наносов на вертикальную грань можно определять по формуле:

$$p = \gamma_n h_n \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2), \quad (1.46)$$

где γ_n — удельный вес наносов под водой; $\gamma_n = \gamma_s - \gamma_w (1-n)$ (здесь γ_s и γ_w — удельный вес соответственно сухих наносов и воды; n — относительная пористость наносов); h_n — толщина слоя наносов.

При средней крупности частиц $0,01$ — $0,05$ мм можно принять $\gamma_s = (0,9 \dots 1,3) 10^4$ Н/м³; для илов $\gamma_s = (0,4 \dots 0,8) 10^4$ Н/м³.

1.2.8. Сейсмические нагрузки

При проектировании гидротехнических сооружений в районах, подверженных землетрясениям силой 7—9 баллов, необходимо учитывать специальные требования СНиП II-7-81 [6].

А. Оценка сейсмичности площадок строительства гидротехнических сооружений.

1. При проектировании водоподпорных сооружений III и IV классов, разрушение которых не приводит к катастрофическим последствиям, и безнапорных сооружений всех классов сейсмичность площадок строительства принимают по картам сейсмического районирования территории СССР или по списку основных населенных пунктов СССР, расположенных в сейсмических районах (см. прил. 1 и 2 СНиП II-7-81). При этом следует учитывать, что сейсмичность района, приведенная на картах сейсмического районирования, относится к участкам со средними грунтовыми условиями, характеризующимися песчано-глинистыми грунтами при низком уровне грунтовых вод ($h_i \geq 6$ м). В дальнейшем сейсмичность

уточняют с утверждающей проектом организацией, руководствуясь данными, приведенными в табл. 1.22.

ТАБЛИЦА 1.22. УТОЧНЕНИЕ СЕЙСМИЧНОСТИ ПЛОЩАДОК СТРОИТЕЛЬСТВА НА ОСНОВАНИИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ДАННЫХ

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты основания	Уточненная сейсмичность, баллы, при сейсмичности района, баллы		
		7	8	9
I	Скальные, полускальные и крупнообломочные особо плотные	6	7	8
II	Глины и суглинки твердые, крупнообломочные, гравийногалечные и крупные пески	7	8	9
III	Глины и суглинки мягкие, пески средней крупности и мелкие	8	9	>9

Примечания: 1. В районах сейсмичностью 6 баллов уточненную сейсмичность площадок строительства водоподпорных гидротехнических сооружений на грунтах III категории следует принимать равной 7 баллам.

2. Строительство гидротехнических сооружений на грунтах III категории в районах сейсмичностью 9 баллов разрешается только при специальном обосновании.

2. На стадии технико-экономического обоснования строительства водоподпорных сооружений всех классов сейсмичность площадок строительства назначают согласно п. 1; при этом сейсмичность строительных площадок сооружений I класса повышают на 1 балл.

3. При разработке технических и технорабочих проектов водоподпорных сооружений I и II классов, возводимых в районах сейсмичностью 6 баллов и выше, сейсмичность площадок строительства следует уточнять на основании специальных исследований, включающих:

- изучение сейсмического режима площадки строительства и получение данных для расчета и проектирования сейсмостойких сооружений, их оснований и береговых склонов;
- выявление возможных зон возникновения остаточных деформаций оснований и оценку их значений в каждой зоне;
- выявление других видов сейсмической опасности, например возможности обрушения в водохранилище больших масс горных пород, падения непосредственно на сооружение неустойчивых скальных массивов и др.;
- определение динамических деформационных и прочностных характеристик материалов сооружений и грунтов оснований с учетом изменения их свойств при обводнении;
- оценку возможных изменений сейсмич-

ности площадки строительства после наполнения водохранилища.

4. На период строительства гидротехнических сооружений, за исключением сооружений I и II классов и сооружений, участвующих в процессе строительства в создании напорного фронта, расчетную сейсмичность площадок строительства снижают на I балл.

Б. Определение сейсмических нагрузок. В расчетах прочности и устойчивости гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия необходимо учитывать сейсмические воздействия от масс сооружений (сейсмические инерционные нагрузки), от присоединенных масс воды (или гидродинамического давления), от воли в водохранилище, вызванных землетрясением, от динамического давления наносов.

При технико-экономическом обосновании строительства гидротехнических сооружений I и II классов и на всех стадиях проектирования сооружений III и IV классов для определения сейсмических нагрузок могут быть использованы приближенные зависимости, учитывающие только первый (основной) тон колебаний и отвечающую этому тону приближенную форму деформации сооружения.

При расчетах прочности гидротехнических сооружений учитывают только горизонтальные составляющие сейсмического воздействия. Исключение составляют сооружения, напряженное состояние которых зависит от вертикальных смещений (например, арочные плотины двойной кривизны).

При расчетах устойчивости гидротехнических сооружений учитывают горизонтальную и вертикальную составляющие, действующие одновременно.

Горизонтальную составляющую сейсмической нагрузки S_{ik} в точке k сооружения, соответствующую i -му тону его собственных колебаний, определяют по формуле

$$S_{ik} = Q_k m k_c \beta_i^0 \eta_{ik}, \quad (1.47)$$

где Q_k — вес элемента сооружения, отнесенный к точке k ; m — коэффициент, учитывающий особые условия работы гидротехнических сооружений, принимаемый равным 1,5 для бетонных плотин I класса; 1,3 для плотин I класса из грунтовых материалов; 1,0 для остальных сооружений I класса и всех сооружений II—IV классов; k_c — коэффициент сейсмичности (табл. 1.23); при одновременном учете горизонтальной и вертикальной составляющих сейсмических сил значение k_c в формуле (1.47) умножают на $\cos \alpha$ (здесь α — угол между направлением сейсмического воздействия и горизонталью); β_i^0 — коэффициент динамичности;

$$\beta_i^0 = m^0 \beta_i \quad (1.48)$$

здесь m^0 — коэффициент, зависящий от вида материала и конструкции сооружения (табл. 1.24); β_i — коэффициент динамичности, соответствующий i -той форме собственных колебаний сооружения, определя-

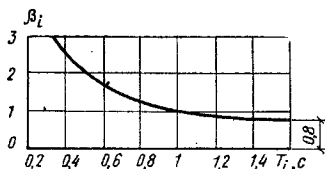


Рис. 1.17. График для определения коэффициента динамичности β_i

ТАБЛИЦА 1.23. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА СЕЙСМИЧНОСТИ k_c

Расчетная сейсмичность, баллы	k_c
7	0,025
8	0,050
9	0,100

емый по графику на рис. 1.17 в зависимости от периода собственных колебаний сооружения T_i — об определении значений T_i для плотин из грунтовых материалов см. п. 9.5]; значение β_i^0 принимают не менее 0,8; η_{ik} — коэффициент, зависящий от i -той формы собственных колебаний сооружения и от места расположения точки k .

ТАБЛИЦА 1.24. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА m^0

Сооружения	m^0
Железобетонные и бетонные, работающие при колебаниях без раскрытия швов	1
Бетонные, свободно деформирующиеся при колебаниях с частичным раскрытием швов	0,8
Земляные и каменнонабросные	0,7

Для гидротехнических сооружений, при расчетах которых можно ограничиться учетом только горизонтальной составляющей смещения, коэффициент η_{ik} определяют по формуле

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_j(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_j^2(x_j)}, \quad (1.49)$$

где $X_i(x_k)$, $X_j(x_j)$ — смещения сооружения по i -му тону собственных колебаний в точках с координатами x_k и x_j , где в расчетной схеме сооружения приняты сосредоточенные массы.

При определении по формуле (1.47) сейсмической нагрузки на подземные сооружения и скальные массивы, образующие основания гидротехнических сооружений и береговые склоны, следует принимать $\beta_i^0 \eta_{ik} = 1$, а на подпорные стенки — $\beta_i^0 \eta_{ik} = 1,5$.

Вертикальную составляющую сейсмической нагрузки S_k^B в точке k сооружения определяют по формуле

$$S_k^n = Q_k m k_c \sin \alpha, \quad (1.50)$$

где α — угол между горизонталью и направлением сейсмического воздействия, принимаемый не более 30° .

При оценке прочности сооружений расчетные усилия от сейсмического воздействия суммируют с усилиями от других нагрузок, входящих в данное сочетание нагрузок и воздействий.

Прочность бетонных гравитационных и арочных плотин проверяют на горизонтальные сейсмические нагрузки, которые определяют для каждого из учитываемых тонов собственных колебаний.

Расчетные усилия N_p (поперечную или нормальную силу, изгибающий момент) в рассматриваемом сечении конструкции при периоде первого (основного) тона собственных колебаний более 0,3 с определяют по формуле

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (1.51)$$

где l — число учитываемых тонов колебаний; N_i — усилие в рассматриваемом сечении для i -го тона колебаний.

При периоде первого тона собственных колебаний, не превышающем 0,3 с, N_p подсчитывают по формуле

$$N_p = \sqrt{N_{\max}^2 + 0,5 \sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (1.52)$$

где N_{\max} — наибольшее значение усилия в рассматриваемом сечении, определяемое из сопоставления эпюр сейсмических усилий, отвечающих отдельным формам колебаний сооружения; N_i — значения усилия в том же сечении по другим эпюрам (кроме значения N_{\max}).

Усилия в конструкциях $N_i(N_{\max})$, соответствующие учитываемым формам собственных колебаний, определяют в предположении статического действия на сооружение сейсмических сил S_i , вычисленных по формуле (1.47).

Расчетную горизонтальную сейсмическую нагрузку S_p в рассматриваемом сечении сооружения при расчетах его устойчивости определяют по формуле

$$S_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_i^2}, \quad (1.53)$$

где S_i — расчетная нагрузка в том же сечении для i -го тона колебаний, определяемая по формуле (1.47).

Следует иметь в виду, что при построении эпюр расчетных нагрузок на сооружение в целом или определении расчетной равнодействующей суммированием нагрузок, найденных по формуле (1.53), получают завышенные результаты, поскольку при этом не учитывается несовместимость во времени локальных расчетных нагрузок S_p . Прием нахождения

равнодействующей нагрузок и их распределения по всему объему сооружения с учетом одновременности действия во всех сечениях предложен А. Л. Можжевитинным и В. Н. Бухарцевым [2].

Присоединенную массу воды m_b , приходящуюся на единицу площади поверхности гидротехнических сооружений, определяют по формуле

$$m_b = \frac{\gamma_w}{g} h \mu \psi, \quad (1.54)$$

где γ_w — удельный вес воды, Н/м³; h — глубина воды у сооружения, м; μ — безразмерный коэффициент присоединенной массы воды, определяемый в зависимости от характера движения по формулам, приведенным в табл. 1.28; ψ — безразмерный коэффициент, учитывающий ограниченность длины водоема l/h (табл. 1.27) [здесь l — расстояние между сооружением и противоположным ему берегом водоема (для шлюзов и аналогичных сооружений — между противоположными стенками конструкции) на глубине $\frac{1}{2} h$ от свободной поверхности воды].

При наличии воды с обеих сторон сооружения присоединенную массу воды принимают равной сумме величин m_b , подсчитанных по формуле (1.54) для каждой из его сторон.

Для отдельно стоящих сооружений (водозаборные башни, опоры мостов, сваи и пр.) присоединенную массу воды m_b на единицу длины конструкции подсчитывают по формуле

$$m_b = \frac{\gamma_w}{g} d^2 \mu, \quad (1.55)$$

где d — диаметр круглого или размер стороны квадратного поперечного сечения сооружения, м.

При поперечных колебаниях свай присоединенная масса воды на единицу их длины приблизительно равна массе воды в объеме единицы длины свай.

Сейсмическое давление на стадии технико-экономического обоснования строительства гидротехнических сооружений I и II классов и на всех стадиях проектирования сооружений III и IV классов допускается определять по приближенным формулам:

а) для всех сооружений, кроме отдельно стоящих:

$$\left. \begin{aligned} P &= k_0 \gamma_w h D \psi; \\ P &= k_0 \gamma_w h^2 \Omega \psi; \\ h_0 &= h \chi; \end{aligned} \right\} \quad (1.56)$$

б) для отдельно стоящих сооружений:

$$\left. \begin{aligned} P_{0,c} &= k_c \gamma_w d^2 D; \\ P_{0,c} &= k_c \gamma_w d^2 \Omega h; \\ h_0 &= h \chi, \end{aligned} \right\} \quad (1.57)$$

где P и $P_{0,c}$ — ординаты эпюры гидродинамического давления, отнесенного соответственно к единице площади поверхности сооружения и к единице высоты отдельно стоящего сооружения; P и $P_{0,c}$ — суммарное гидродинамическое давление соответственно на единицу длины сооружения и на отдельно стоящее

ТАБЛИЦА 1.25. ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ БЕЗРАЗМЕРНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПРИСОЕДИНЕННОЙ МАССЫ ВОДЫ μ , ОРДИНАТ ЭПЮРЫ ГИДРОДИНАМИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ D , РАВНОДЕЙСТВУЮЩЕЙ ГИДРОДИНАМИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ Ω , ГЛУБИНЫ ПОГРУЖЕНИЯ ТОЧКИ ПРИЛОЖЕНИЯ РАВНОДЕЙСТВУЮЩЕЙ χ

Характер движения	μ	D	Ω	χ
Колесания вращения недеформируемого сооружения с вертикальной напорной гранью на податливом основании при $z_C \neq h$	$\frac{z_C R - \frac{2h}{\pi} G}{z_C - z}$	$\frac{z_C R - \frac{2h}{\pi} G}{z_C - h}$	$\frac{0,543 z_C - 0,325 h}{z_C - h}$	$\frac{0,325 z_C - 0,210 h}{0,543 z_C - 0,325 h}$
Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений с напорной гранью: вертикальной	R	R	0,543	0,6
наклонной	$R \sin^2 \theta$	$R \sin^2 \theta$	$0,543 \sin \theta$	0,6
Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений с вертикальной напорной гранью в V-образном устье	μ_1	μ_1	—	—
Горизонтальные изгибные колебания сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью	$\frac{R + C_1(a-1)}{1 + C_2(a-1)}$	$R + C_1(a-1)$	—	—
Горизонтальные сдвиговые колебания сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью	$\frac{aR - C_2(a-1)}{a - (a-1)z^2/h^2}$	$aR - C_2(a-1)$	—	—
Горизонтальные колебания отдельно стоящих вертикальных сооружений типа водозаборных башен, опор мостов, свай поперечным сечением:				
круглым	$\frac{\pi}{4} \left(\frac{z}{h} \right) d_1/(2h)$	$\frac{\pi}{4} \left(\frac{z}{h} \right) d_1/(2h)$	$\frac{\pi}{4[1 + d_1/(2h)]}$	$\frac{2h + d_1}{4h + d_1}$
квадратным	$\left(\frac{z}{h} \right) d_2/(2h)$	$\left(\frac{z}{h} \right) d_2/(2h)$	$\frac{1}{1 + d_2/(2h)}$	$\frac{2h + d_2}{4h + d_2}$

Примечания: 1. R, G, μ, C_1, C_2, C_3 — безразмерные коэффициенты, приведенные в табл. 1.26; z_C, z — координаты соответственно центра колебаний и точки напорной грани, для которой определяют присоединенную массу (начало координат принимают на уровне свободной поверхности воды); θ — угол наклона напорной грани к горизонту; a — отношение ускорения на гребне плотины к величине g ; d_1, d_2 — диаметр круглого поперечного сечения, м; d_2 — размер стороны квадратного поперечного сечения, м.

2. Если угол наклона напорной грани $\theta > 75^\circ$, значения безразмерных коэффициентов принимают как для вертикальной напорной грани.

3. В табл. 1.26 приведены значения безразмерного коэффициента μ для ключевого сечения симметричных арочных плотин; для остальных сечений арочной плотины значения этого коэффициента увеличиваются линейно до 1,34, в пять.

сооружение; h_0 — глубина погружения точки приложения равнодействующей гидродинамического давления; D, Ω, χ — безразмерные коэффициенты, определяемые по формулам, приведенным в табл. 1.25.

ТАБЛИЦА 1.26. ЗНАЧЕНИЯ БЕЗРАЗМЕРНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ R, G, μ, C_1, C_2, C_3

z/h	R	G	μ при θ , град			C_1	C_2	C_3	
			90 при $b:h$						
			3:1	2:1	1:1				
0,1	0,23	0,12	0,22	0,22	0,21	0,08	0,07	0,04	0,86
0,2	0,36	0,23	0,38	0,35	0,29	0,15	0,09	0,09	0,73
0,3	0,47	0,34	0,47	0,41	0,35	0,18	0,10	0,13	0,59
0,4	0,55	0,45	0,53	0,46	0,38	0,22	0,10	0,18	0,46
0,5	0,61	0,55	0,57	0,49	0,41	0,23	0,08	0,23	0,34
0,6	0,66	0,64	0,59	0,52	0,43	0,23	0,08	0,28	0,23
0,7	0,70	0,72	0,61	0,53	0,44	0,22	0,07	0,34	0,14
0,8	0,72	0,79	0,62	0,54	0,46	0,20	0,07	0,38	0,06
0,9	0,74	0,83	0,53	0,54	0,45	0,18	0,06	0,42	0,02
1,0	0,74	0,85	0,68	0,55	0,44	0,15	0,06	0,43	0,00

Примечание. b — ширина устья на уровне свободной поверхности воды.

При наличии воды с обеих сторон сооружения гидродинамическое давление принимают равным сумме абсолютных значений гидродинамических давлений, определенных для каждой из его сторон.

Гидродинамическое давление в напорных водоводах p_{\max} подсчитывают по формуле

$$p_{\max} = \frac{\rho c_D}{2\pi} \gamma_w v T_0, \quad (1.58)$$

где c_D — скорость звука в воде, равная 1300 м/с;

ТАБЛИЦА 1.27. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ψ

l/h	ψ	l/h	ψ	
0,2	0,26	1,0	0,72	
0,4	0,41	1,2	0,78	
0,6	0,53	1,4	0,83	
0,8	0,63	1,6	0,88	
			1,8	0,90
			2,0	0,93
			2,5	0,96
			$\geq 3,0$	1,00

T_0 — преобладающий период сейсмических колебаний грунта, принимаемый равным 0,5 с.

Дополнительное сейсмическое давление воды p_d при расчете гидротехнических сооружений на вертикальную составляющую сейсмического воздействия определяют по формуле

$$p_d = \gamma_W z k_c \sin \alpha, \quad (1.59)$$

где z — расстояние от рассматриваемого сечения до свободной поверхности воды.

Высоту гравитационной волны в водохранилище от сейсмического воздействия Δh при отношении длины водохранилища l к глубине воды h более трех вычисляют по формуле

$$\Delta h = 0,5 k_c T_1 \sqrt{gh}, \quad (1.60)$$

где T_1 — преобладающий период сейсмических колебаний ложа водохранилища, принимаемый равным 1 с.

Активное q_c и пассивное q_c^* сейсмическое давление несвязного грунта на подпорные стены определяют по формулам:

$$q_c = [1 + k_c \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)] p; \quad (1.61)$$

$$q_c^* = [1 - k_c \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)] p^*, \quad (1.62)$$

где p и p^* — активное и пассивное давление грунта без учета сейсмических сил; φ — расчетный угол внутреннего трения грунта.

Сейсмические нормальные σ_r и касательные τ_r , Па, напряжения в грунтовой среде, возникающие при прохождении сейсмических волн, определяют по формулам:

$$\sigma_r = \pm \frac{1}{2\pi} k_c \gamma C_p T_0; \quad (1.63)$$

$$\tau_r = \pm \frac{1}{2\pi} k_c \gamma C_s T_0, \quad (1.64)$$

где γ — удельный вес грунта, Н/м³; C_p , C_s — скорости распространения продольных и поперечных сейсмических волн в грунте, м/с, определяемые экспериментально; при расчетах допускается принимать $C_s = 0,6 C_p$; T_0 — преобладающий период сейсмических колебаний, ориентировочно принимаемый равным 0,5 с.

1.3. Основные расчетные положения

Расчеты гидротехнических сооружений и их оснований следует выполнять по методу предельных состояний. В соответствии с этим методом не допускается наступление предельных состояний в сооружении или основании как в период его возведения, так и в период его эксплуатации. Возможность наступления предельного состояния оценивают путем сопоставления значений усилий, напряжений, деформаций, перемещений, раскрытия трещин и т. п. с их предельными значениями, установленными в соответствующих нормативных документах.

Согласно СНиП II-A.10-71 [4], различают две группы предельных состояний:

1) по потере несущей способности или по непригодности к эксплуатации — потеря устойчивости; разрушение сооружения, обусловленное хрупким, пластичным или усталостным разрушением материала самого сооружения или основания, совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды; состояния, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации вследствие опасных подвижек сооружения или основания, ползучести, чрезмерного раскрытия трещин;

2) по непригодности к нормальной эксплуатации — состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию сооружений и оснований или снижающие их долговечность и требующие проведения ремонтных работ (недопустимые перемещения, трещины и т. п.).

По предельным состояниям первой группы производят расчеты прочности и устойчивости гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований; по предельным состояниям второй группы — расчеты перемещений, раскрытия трещин, местной прочности оснований и устойчивости естественных склонов.

Оценку наступления предельных состояний первой группы следует выполнять исходя из условия

$$n_c N_p < \frac{m}{k_H} R, \quad (1.65)$$

где n_c — коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый для основного сочетания нагрузок равным 1, для особого сочетания — 0,9, для сочетания нагрузок в период строительства — 0,95; N_p — расчетное значение обобщенного силового воздействия, определяемое с учетом коэффициента перегрузки λ (см. табл. 1.4); m — коэффициент условий работы (табл. 1.28); k_H — коэффициент надежности (табл. 1.29); R — расчетное значение обобщенной несущей способности сооружения или его конструкций и оснований, определяемое с учетом коэффициента безопасности по материалам или грунтам k , который вводят в виде делителя к нормативным значениям; численные значения

ТАБЛИЦА 1.28. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА УСЛОВИЙ РАБОТЫ m

Сооружения	m
Бетонные и железобетонные на основаниях:	
подушчатых и нескальных скальных с поверхностями сдвига, проходящими:	1,00
по трещинам в массиве основания по контакту бетон — скала или частично по трещинам в массиве основания, частично по монолиту	1,00 0,95
Авочные платины и другие распорные сооружения на скальных основаниях	0,75
Портовые сооружения на всех видах оснований	1,15
Естественные или искусственные склоны и откосы	1,00

Примечание. В необходимых случаях: при надежности обоснования кроме приведенных в таблице коэффициентов принимают дополнительные коэффициенты условий работы, учитывающие особенности конструкций сооружений и их оснований.

ТАБЛИЦА 1.29. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА НАДЕЖНОСТИ k_n

Класс сооружения	k_n
I	1,25
II	1,20
III	1,15
IV	1,10

чения k приведены в соответствующих нормативных документах; при расчетах несущей способности для материалов $k \geq 1,1$.

При расчетах по предельным состояниям второй группы допускается принимать $k_n = 1$, за исключением случаев, оговоренных в нормах на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений и их конструкций. Коэффициент безопасности по материалу или грунту k при этом во всех случаях принимаем равным единице.

В настоящее время коэффициенты перегрузки и безопасности по материалу установлены не для всех гидротехнических сооружений. В этих случаях расчеты по предельным состояниям первой группы (например, расчеты устойчивости откосов плотин из грунтовых материалов) выполняются с применением общего коэффициента запаса устойчивости, принимаемая расчетные нагрузки равными нормативным.

1.4. Расчеты устойчивости гидротехнических сооружений

1.4.1. Откосы плотин из грунтовых материалов

Расчеты устойчивости откосов, экрана и защитного слоя плотины из грунтовых материалов выполняют, руководствуясь положениями СНиП II-53-73 [11], для основных и особых расчетных нагрузок, действующих в строительный период и при всех возможных условиях эксплуатации сооружения. Значения допускаемого коэффициента запаса устойчивости откосов приведены в табл. 1.30.

Прочностные характеристики грунтов при расчете устойчивости плотин III и IV классов

ТАБЛИЦА 1.30. ЗНАЧЕНИЯ ДОПУСКАЕМОГО КОЭФФИЦИЕНТА ЗАПАСА УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН k_d

Состояния нагрузок и воздействия	Значения k_d для плотин класса			
	I	II	III	IV
нормальные	1,3—1,25	1,2—1,15	1,15—1,1	1,1—1,05
особые	1,1—1,05	1,1—1,05	1,05	1,05

Примечания: 1. Большие значения k_d надлежит принимать в случаях, когда рассматриваемые элементы конструкции (откос, экран) или ее основание сложены частично или полностью глинистым или скальным грунтом.

2. Значение коэффициента запаса устойчивости экрана, защитного слоя и крепления откоса должно быть не менее, как и откоса плотины.

3. При определении по расчету значения коэффициента запаса устойчивости при основных сочетаниях нагрузок значения должны превышать более чем на 15%, а для высоких и сверхвысоких плотин — на 30% их значений.

4. В расчетах устойчивости элементов конструкции плотины следует учитывать сейсмические силы и избыточное давление, обусловленное консолидацией глинистого грунта. В этом случае значение k_d принимается как для особого сочетания нагрузок.

следует принимать постоянными по высоте сооружения, а плотин I и II классов — переменными в зависимости от напряжений, действующих по поверхности обрушения.

1.4.2. Сооружения на нескальных основаниях

Расчетные схемы и методы расчета устойчивости на сдвиг следует выбирать с учетом требований СНиП II-16-76 [7].

Различают схемы плоского, смешанного и глубинного сдвига сооружения. Указанные схемы возможны как при поступательной форме сдвига, так и при сдвиге с поворотом в плане.

Если сооружение располагается на откосе или его гребне, необходимо также рассматривать схему общего обрушения откоса вместе с сооружением.

А. Схема плоского сдвига. Расчет устойчивости сооружения только по схеме плоского сдвига производят при однородных основаниях из крупнообломочных, песчаных, твердых и полутвердых глинистых грунтов, а также из пластичных, туго- и мягкопластичных глинистых грунтов, имеющих коэффициент сдвига $\text{tg } \psi \geq 0,45$ и коэффициент степени консолидации $c_v^0 \geq 4$, если удовлетворяется условие

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max}}{B\gamma} < B, \quad (1.66)$$

где N_{σ} — число моделирования; σ_{\max} — максимальное нормальное напряжение в угловой точке подошвы сооружения; B — размер стороны подошвы сооружения, параллельной направлению сдвигающей силы; γ — удельный вес грунта основания, принимаемый с учетом взвешивания, если основание расположено ниже уровня грунтовых вод; B — безразмерный критерий, принимаемый равным 1,0 для плотных песков и 3,0 для прочих грунтов; для оснований сооружений I и II классов значение B следует уточнить по результатам экспериментальных исследований.

Расчетные поверхности плоского сдвига принимают в соответствии со схемами на рис. 1.18.

При поступательной форме плоского сдвига расчетное значение предельного сопротивления сдвигу $R_{пл}$ и расчетное значение сдвигающей силы N_{ϕ} определяют по формулам:

$$R_{пл} = P \text{tg } \varphi + m_1 E_{п.н} + Fc; \quad (1.67)$$

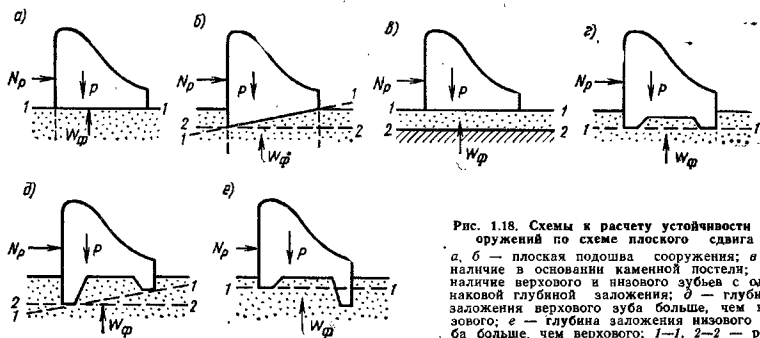


Рис. 1.18. Схемы к расчету устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига
 а, б — плоская подошва сооружения; а — наличие в основании каменной постели; а — наличие верхнего и низового зубца с одинаковой глубиной заложения; б — глубина заложения верхнего зубца больше, чем низового; в — глубина заложения низового зубца больше, чем верхнего; 1—1, 2—2 — расчетные поверхности сдвига

$$N_p = T_v + E_{a,v} - T_n, \quad (1.68)$$

где P — сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок с учетом противодавления; φ и c — соответственно угол внутреннего трения и сцепление по поверхности сдвига; m — коэффициент условий работы, учитывающий зависимость пассивного давления от горизонтальных перемещений сооружения, определяемый по результатам экспериментальных исследований; ориентировочно он равен 1,0 для портовых сооружений и 0,7 для всех других видов сооружений; $E_{п.н}$ и $E_{a,v}$ — соответственно пассивное давление грунта с низовой стороны и активное давление с верховой стороны; F — горизонтальная проекция площади подошвы сооружения, в пределах которой учитывается сцепление; T_v и T_n — суммы горизонтальных составляющих активных сил, за исключением активного давления грунта, соответственно с верховой и низовой сторон.

Расчет устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига с учетом поворота в плане следует производить, если расчетная сдвигающая сила N_p приложена с эксцентриситетом $e_n > 0,05\sqrt{LB}$, где L и B — размеры сторон прямоугольной подошвы сооружения. В этом случае значение $R_{см}$ можно определить, пользуясь любым методом, удовлетворяющим условиям равновесия в предельном состоянии (см., например, СНиП II-16-76).

Б. Схема смешанного сдвига. Расчеты по этой схеме для сооружений на однородных основаниях производят во всех случаях, когда не соблюдается условие (1.66). Сопротивление основания сдвигу складывается из сопротивлений плоскому сдвигу и сдвигу с выпором (рис. 1.19).

При поступательной форме смешанного сдвига и эксцентриситете нормальной нагрузки в сторону верхнего бьефа или отсутствии эксцентриситета силу предельного сопротивления сдвигу $R_{см}$ определяют по формуле

$$R_{см} = (\sigma_{cp} \operatorname{tg} \varphi + c) B_2 L + \tau_{пр} B_1 L, \quad (1.69)$$

где $\sigma_{cp} = P/(BL)$ — среднее нормальное напряжение под подошвой сооружения (здесь L — размер стороны подошвы сооружения, перпендикулярной направлению сдвигающей силы); B_2 — ширина участка подошвы сооружения, на котором происходит плоский сдвиг; $\tau_{пр}$ — предельное касательное напряжение на участке сдвига с выпором, определяемое методами,

основанными на предположении теории предельного равновесия, или методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения (см. гл. 12); B_1 — ширина участка подошвы сооружения, на котором происходит сдвиг с выпором, определяемая в зависимости от σ_{cp} (рис. 1.20).

Если нормальная сила P имеет эксцентриситет e_p в сторону нижнего бьефа, вместо B_1 и B_2 в формулу (1.69) подставляют $\bar{B} = B - 2e_p$; $\bar{B}_1 = B_1 \bar{B}/B$ и $\bar{B}_2 = \bar{B} - \bar{B}_1$.

Расчетное значение предельной сдвигающей силы при смешанном сдвиге с поворотом в плане принимают равным $\alpha_n R_{см}$, где α_n — коэффициент, определяемый в соответствии с рекомендациями СНиП II-16-76.

В. Схема глубинного сдвига. Глубинный сдвиг возможен, если сооружение, расположенное на однородном или неоднородном основании, несет только вертикальную нагрузку; если не выполняется условие (1.66) для сооружений, несущих вертикальную и горизонтальную нагрузки и расположенных на неоднородных основаниях, а для портовых сооружений и на однородных основаниях.

Расчеты устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига производят, пользуясь аналитическими или графическими методами теории предельного равновесия либо методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения (см. гл. 12).

Если основание сложено глинными грунтами с коэффициентами степени консолидации

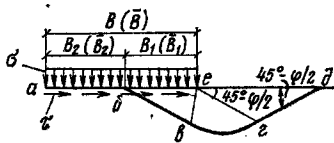


Рис. 1.19. Схема к расчету устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига
 аb — участок плоского сдвига; be — участок сдвига с выпором; beδбδб — зона выпора

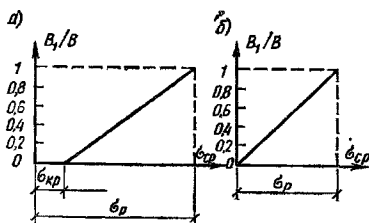


Рис. 1.20. Графики для определения ширины участка подошвы сооружения B_i , на котором происходит сдвиг с выпором грунта основания

a — для грунтов основания с коэффициентом сдвига $\text{tg } \psi > 0,45$; b — то же, при $\text{tg } \psi \leq 0,45$; $\sigma_{\text{кр}} = \beta B \gamma$; σ_p — среднее нормальное напряжение под подошвой сооружения, при котором происходит разрушение основания только от вертикальной нагрузки, определенное методами предельного равновесия (см. гл. 12)

$\sigma_p < 4$ и степенью влажности $G \geq 0,85$, при расчетах устойчивости следует учитывать поровое давление.

1.4.3. Сооружения на скальных основаниях

Сдвиг сооружений, расположенных на скальных основаниях или скальных склонах, возможен по плоским или ломаным поверхностям. При ломаной поверхности сдвига различают схему продольного сдвига — вдоль ребер ломаной поверхности и схему поперечного сдвига — поперек ребер.

При продольном сдвиге по плоской или ломаной поверхности величины N_p и R в выражении (1.65) определяют по формулам:

$$N_p = T; \quad (1.70)$$

$$R = \sum_{i=1}^n (P_i \text{tg } \psi_i + c_i \omega_i) + m_2 E_n, \quad (1.71)$$

где T — активная сдвигающая сила — составляющая равнодействующей расчетной нагрузки в направлении сдвига; i — число участков поверхности сдвига, назначенное с учетом неоднородности основания по прочностным и деформативным характеристикам; P_i — равнодействующая нормальных напряжений от расчетных нагрузок, действующих в i -м участке рассматриваемой поверхности сдвига; $\text{tg } \psi_i$ и c_i — расчетные параметры сопротивления сдвигу на i -м

участке поверхности сдвига; ω_i — площадь i -го участка поверхности сдвига; m_2 и E_n — соответствующий коэффициент условий работы и сила сопротивления упорного массива скальных грунтов или обратных засыпок из нескальных грунтов со стороныливой грани расчетного участка сооружения; при значениях прочностных и деформативных характеристик грунта упора (засыпки), меньших характеристик основания на 20 % и более, $m_2 = 1,0$, $E_n = E_{\text{н.п.}}$; в остальных случаях $m_2 = 0,7$ (для портовых сооружений $m_2 = 1,0$) и $E_n = E_{\text{н.п.}}$.

При расчетах устойчивости сооружений и скальных склонов по схеме поперечного сдвига призму обрушения, согласно СНиП II-16-76, следует расчленять на взаимодействующие элементы, пользуясь методами, удовлетворяющими условиям предельного равновесия призмы обрушения.

При сдвиге с поворотом в плане величина R , определенная по формуле (1.71), может быть скорректирована в соответствии с рекомендациями СНиП II-16-76.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гидротехнические сооружения / И. А. Васильева, Г. И. Журавлев, С. Н. Кориюк и др.; Под ред. Н. П. Розанова. М., Стройиздат, 1978.
2. Можайский А. Л., Бухарчев В. Н. Предложения по усовершенствованию раздела СНиП II-A.12-69 «Строительство в сейсмических районах». — Гидротехническое строительство, 1977, № 9.
3. Руководство по учету сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений. Л., ВНИИТ им. Б. Е. Веленеева, 1977.
4. СНиП II-A.10-71. Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования. М., Стройиздат, 1972.
5. СНиП II-6-74. Нагрузки и воздействия. М., Стройиздат, 1976.
6. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. М., Стройиздат, 1982.
7. СНиП II-16-76. Основания гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1977.
8. СНиП II-31-74. Волоснабжение. Наружные сети и сооружения. М., Стройиздат, 1976.
9. СНиП II-50-74. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. М., Стройиздат, 1975.
10. СНиП II-52-74. Сооружения мелноразливных систем. М., Стройиздат, 1975.
11. СНиП II-53-73. Плотины из грунтовых материалов. М., Стройиздат, 1974.
12. СНиП II-54-77. Плотинные бетонные и железобетонные. М., Стройиздат, 1978.
13. СНиП II-57-82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). М., Стройиздат, 1983.

ГЛАВА 2. ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

2.1. Физико-механические свойства нескальных грунтов

2.1.1. Гранулометрический (зерновой) состав

Все грунты подразделяют на нескальные и скальные.

Нескальные грунты делят на крупнообломочные, песчаные и глинистые.

Крупность частиц, больших 0,25—0,10 мм, определяют путем просеивания или промывкой грунта через сита (ГОСТ 12536—79), а более мелких — по скорости их падения в жидкости (обычно в воде) ареометрическим (ГОСТ 12536—79) или пипеточным методом и иногда способом отмучивания. Частицы выделенного диапазона крупности называют фракцией (табл. 2.1).

ТАБЛИЦА 2.1. КЛАССИФИКАЦИЯ ЧАСТИЦ ГРУНТОВ

Фракция	Размер частиц, мм
Валуны, глыбы, камни	> 50
Галька, щебень	60-10
Гравий, дресва, хряц	10-2
Песчаная:	
крупная	2-0,5
средняя	0,5-0,25
мелкая	0,25-0,10
тонкая	0,10-0,05
Пылеватая:	
крупная	0,05-0,01
мелкая	0,01-0,005
Глинистая	< 0,005

Крупнообломочные и песчаные грунты классифицируют по зерновому составу, руководствуясь СНиП II-15-74 (табл. 2.2).

ТАБЛИЦА 2.2. КЛАССИФИКАЦИЯ КРУПНООБЛОМОЧНЫХ И ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

Грунт	Содержание частиц		
	крупностью, мм	% по массе сухого грунта	
Крупнообломочный:			
	валунный (глыбовый)	> 200	> 50
	галечниковый (щебнистый)	> 10	> 50
	гравийный (дресвяный)	> 2	> 50
Песчаный:			
	песок гравелистый	> 2	> 25
	> крупный	> 0,5	> 50
	> средней	> 0,25	> 50
	> крупности		
	> мелкой	> 0,1	> 75
> пылеватый	> 0,1	< 75	

Примечание. Для установления наименования грунта последовательно суммируют проценты содержания частиц исследуемого грунта: сначала крупнее 200 мм, затем крупнее 10 мм, далее крупнее 2 мм и т. д. Наименование грунта принимают по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований в таблице.

Принято изображать гранулометрический (зерновой) состав грунтов в виде кривой на графике, по вертикальной оси которого откладывают процентное содержание фракций раз-

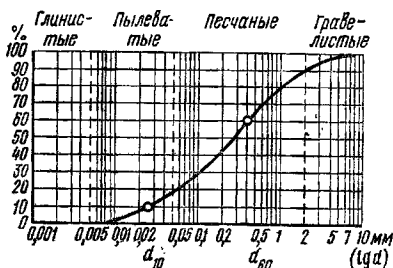


Рис. 2.1. Кривая гранулометрического состава грунта

мером меньше данного диаметра, а по горизонтальной оси — логарифм диаметра частиц (рис. 2.1). Чем круче кривая, тем однороднее грунт.

К наименованию крупнообломочных и песчаных грунтов добавлять указание о степени неоднородности их зернового состава:

$$U = d_{60}/d_{10},$$

где d_{60} и d_{10} — диаметры частиц, мельче которых в грунте содержится соответственно 60 и 10 % по массе частиц (см. рис. 2.1).

При $U > 3$ крупнообломочные и песчаные грунты считают неоднородными.

В ряде случаев инженерно-геологические лаборатории применяют классификацию глинистых грунтов по гранулометрическому составу (табл. 2.3). За основу классификации принято содержание глинистых частиц, т. е. частиц мельче 0,005 мм (В. В. Охотин).

ТАБЛИЦА 2.3. КЛАССИФИКАЦИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПО СОДЕРЖАНИЮ ГЛИНИСТЫХ ЧАСТИЦ

Грунт	Содержание глинистых частиц, % по массе сухого грунта
Глина	> 80
Суглинок	30-10
Супесь	10-3

Примечание. Если в глинистом грунте содержится пылеватых частиц больше, чем песчаных, к его наименованию добавляется слово «пылеватый». Если в глинистом грунте содержится более 15 % крупнообломочных включений (частиц крупнее 2 мм), это отмечается в его наименовании.

Следует подчеркнуть, что в СНиП принята классификация глинистых грунтов только по числу пластичности (см. далее табл. 2.4).

2.1.2. Влажность, границы раскатывания и текучести, число пластичности, показатель консистенции

Влажность грунта W — это отношение массы воды в грунте к массе сухого грунта. Влажность выражают в долях единицы. Определяют влажность путем высушивания образца грунта до постоянной массы (ГОСТ 5180—75).

В зависимости от влажности глинистые грунты могут иметь по консистенции три состояния: твердое, пластичное и текучее (рис. 2.2). Между ними введены условные границы: граница текучести W_L — влажность при переходе из пластичного в текучее состояние; граница раскатывания (наистичности) W_P — влажность при переходе из пластичного в твердое состояние. Границу текучести определяют путем погружения стандартного конуса до нанесенной на нем риски (ГОСТ 5183—77). Гра-



Рис. 2.2. Консистенция глинистого грунта

нцу раскатывания (пластичности) определяют путем раскатывания грунта в проволоку до распада на части при диаметре 3 мм (ГОСТ 5183—77).

Число пластичности

$$I_p = W_L - W_P \quad (2.1)$$

выражают в долях единицы. В зависимости от числа пластичности СНиП II-15-74 классифицируют глинистые грунты согласно табл. 2.4.

ТАБЛИЦА 2.4. КЛАССИФИКАЦИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПО ЧИСЛУ ПЛАСТИЧНОСТИ I_p

Грунт	I_p
Глина	$\geq 0,17$
Суглинок	$0,07 - 0,17$
Супесь	$0,01 - 0,07$

Показатель консистенции глинистых грунтов:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} \quad (2.2)$$

где W — влажность при данном состоянии грунта.

Глинистые грунты классифицируют и по показателю консистенции (табл. 2.5).

ТАБЛИЦА 2.5. КЛАССИФИКАЦИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПО ПОКАЗАТЕЛЮ КОНСИСТЕНЦИИ I_L

Грунт	I_L
Супесь:	
твердая	< 0
пластичная	$0 - 1$
текучая	> 1
Суглинок и глина:	
твердые	< 0
полутвердые	$0 - 0,25$
тугопластичные	$0,25 - 0,50$
малопластичные	$0,50 - 0,75$
текучепластичные	$0,75 - 1$
текучие	> 1

К встречающейся тенденции использовать показатель консистенции в качестве основы для оценки деформируемости и прочности глинистых грунтов следует относиться с осторожностью. Границы раскатывания и текучести определяют в лаборатории на образцах с полностью нарушенной структурой. Для природ-

ных глинистых грунтов с ярко выраженными структурными связями это может приводить к существенным погрешностям.

2.1.3. Плотность грунта и плотность его частиц

Плотность грунта ρ — это отношение массы образца грунта, включая массу воды в его порах, к объему образца. Определяется методом режущего кольца или методом парафинирования (ГОСТ 5182—78). Изменяется в природе в широких пределах ($1,2 - 2,3 \text{ г/см}^3$).

Плотность частиц грунта ρ_s (табл. 2.6) — это отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к объему твердой части этого грунта. Определяется пикнометрическим методом (ГОСТ 5181—78).

ТАБЛИЦА 2.6. ПЛОТНОСТЬ ЧАСТИЦ ГРУНТОВ* ρ_s

Грунт	$\rho_s, \text{ г/см}^3$
Песок	2,65—2,67
Супесь	2,68—2,72
Суглинок	2,69—2,73
Глина	2,71—2,76

* Данными табл. 2.6 и подобных таблиц численных значений характеристик грунтов, приводимых далее, можно пользоваться только для ориентировочных расчетов.

2.1.4. Пористость, коэффициент пористости, степень влажности

Основные характеристики свойства грунтов — плотность грунта ρ , плотность частиц грунта ρ_s и влажность W — определяют, как правило, опытным (лабораторным или полевым) путем. Все остальные характеристики фазового состава грунта определяют обычно расчетом по формулам, приведенным в табл. 2.7.

В основу расчета принято разделение всего объема грунта V на объем твердых частиц V_T и объем пор V_n , который может быть занят водой (V_B) и газом (V_G), т. е.

$$V = V_T + V_n = V_T + V_B + V_G.$$

Общая масса грунта m , складывается из массы твердой составляющей m_T и массы воды в порах m_B , т. е.

$$m_T = m_T + m_B.$$

В зависимости от степени влажности СНиП II-15-74 классифицируют крупнообломочные и песчаные грунты согласно табл. 2.8.

ТАБЛИЦА 2.7. ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ФАЗОВОГО СОСТАВА ГРУНТА

Характеристика	Единица	Общая формула	Расчетные формулы
Плотность сухого грунта $\rho_{\text{сух}}$	г/см ³ (т/м ³)	$\rho_{\text{сух}} = \frac{m_T}{V}$	$\rho_{\text{сух}} = \frac{\rho}{1+W}$ (2.3)
Объем твердых частиц в единице объема грунта m	—*	$m = \frac{V_T}{V}$	$m = \frac{\rho_{\text{сух}}}{\rho_s}$; $m = \frac{1}{1+e}$ } (2.4)
Пористость n	—*	$n = \frac{V_{\text{п}}}{V}$	$n = 1 - m$; $n = \frac{e}{1+e}$, $n = 1 - \frac{\rho_{\text{сух}}}{\rho_s}$ } (2.5)
Коэффициент пористости e	—	$e = \frac{V_{\text{п}}}{V_T}$	$e = \frac{n}{m} = \frac{n}{1-n}$; $e = \frac{\rho_s - \rho_{\text{сух}}}{\rho_{\text{сух}}}$; $e = \frac{\rho_s}{\rho} (1+W) - 1$ } (2.6)
Объем газа в единице объема грунта s	—*	$s = \frac{V_{\text{г}}}{V}$	$s = \left(\frac{e}{\rho_s} - \frac{W}{\rho_{\text{в}}} \right) \rho_{\text{сух}}$ (2.7)
Полная влагоемкость грунта $W_{\text{п.вл}}$	—*	$W_{\text{п.вл}} = \frac{m_{\text{в}}}{m_T}$	где $\rho_{\text{в}}$ —плотность воды, принимаемая равной 1 г/см ³ $W_{\text{п.вл}} = \frac{e \rho_{\text{в}}}{\rho_s}$ (2.8)
Удельный вес полностью взвешенного в воде грунта $\gamma_{\text{взв}}$	Н/м ³	$\gamma_{\text{взв}} = \frac{m_T g - A}{V}$ где A —архимедова сила (сила взвешивания)	$\gamma_{\text{взв}} = \gamma_{\text{сух}} - m \gamma_{\text{в}}$; $\gamma_{\text{взв}} = \gamma_{\text{сух}} - (1-n) \gamma_{\text{в}}$; $\gamma_{\text{взв}} = \gamma_{\text{сух}} - \frac{1}{1+e} \gamma_{\text{в}}$; $\gamma_{\text{взв}} = \frac{\gamma_s - \gamma_{\text{в}}}{1+e}$ } (2.9)
Плотность полностью насыщенного водой грунта $\rho_{\text{нас}}$	г/см ³ (т/м ³)	$\rho_{\text{нас}} = \frac{m_T + m_{\text{в}}}{V}$ где $m_{\text{в}} = V_{\text{п}} \rho_{\text{в}}$	$\rho_{\text{нас}} = \rho_{\text{сух}} + \rho_{\text{в}} n$; $\rho_{\text{нас}} = \frac{\rho}{1+W} + \frac{e}{1+e} \rho_{\text{в}}$ } (2.10)
Степень влажности G	—	$G = \frac{V_{\text{в}}}{V_{\text{п}}}$	$G = \frac{\rho_s W}{e \rho_{\text{в}}}$; $G = \frac{W}{W_{\text{п.вл}}}$ } (2.11)

* Безразмерная характеристика, иногда выражаемая в %.

ТАБЛИЦА 2.8. КЛАССИФИКАЦИЯ КРУПНООБЛОМОЧНЫХ И ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПО СТЕПЕНИ ВЛАЖНОСТИ G

Грунт	G
Маловлажный	0—0,5
Влажный	0,5—0,8
Насыщенный водой	0,8—1,0

2.1.5. Плотность сложения песка

Песок по плотности его сложения подразделяют на плотный, средней плотности и рыхлый (рис. 2.3 и табл. 2.9). Характеристикой плотности сложения песка служит показатель плотности сложения:

$$I_D = \frac{e_{\text{max}} - e}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}} \quad \text{или} \quad I_D =$$

$$= \frac{\rho_{\text{сух.пл}} (\rho_{\text{сух}} - \rho_{\text{сух.р}})}{\rho_{\text{сух}} (\rho_{\text{сух.пл}} - \rho_{\text{сух.р}})}, \quad (2.12)$$

где $e_{\text{мах}}$ и $\rho_{\text{сух.р}}$ — коэффициент пористости и плотность песка в рыхлом состоянии; e и $\rho_{\text{сух}}$ — коэффициент пористости и плотность сухого песка; $e_{\text{пл}}$ и $\rho_{\text{сух.пл}}$ — коэффициент пористости и плотность песка в плотном состоянии.

Величины $e_{\text{мах}}$ и $e_{\text{пл}}$ определяют лабораторным путем в результате уплотнения рыхло уложенной пробы песка динамическими воздействиями в мерном сосуде.

ТАБЛИЦА 2.9. КЛАССИФИКАЦИЯ ПЕСКА ПО ПЛОТНОСТИ СЛОЖЕНИЯ

Песок	Показатель плотности сложения I_D
Плотный	1,0—0,67
Средней плотности	0,67—0,33
Рыхлый	0,33—0

В СНиП II-15-74 предлагается оценивать плотность сложения песка по его коэффициенту пористости (табл. 2.10).

ТАБЛИЦА 2.10. ОЦЕНКА ПЛОТНОСТИ СЛОЖЕНИЯ ПЕСКА ПО КОЭФФИЦИЕНТУ ПОРИСТОСТИ

Песок	Коэффициент пористости e песка		
	плотного	средней плотности	рыхлого
Гравелистый, крупный и средней крупности	$<0,55$	0,55—0,7	$>0,7$
Мелкий	$<0,6$	0,6—0,75	$>0,75$
Пылеватый	$<0,6$	0,6—0,8	$>0,8$

К оценке плотности сложения песка по его коэффициенту пористости (см. табл. 2.10) следует относиться с осторожностью. В принципе коэффициент пористости, а тем более плотность сухого песка не могут служить характеристикой плотности его сложения, так как они существенно зависят не только от крупности песка, но и от формы и окатанности слагающих его частиц. Коэффициент пористости песков одинаковой крупности в плотном, рыхлом и естественном состояниях тем меньше, чем более окатаны и чем более приближаются к форме шара слагающие их частицы.

Морфологические особенности песков пол-



Рис. 2.9. Показатель плотности сложения песка I_D в различных значениях его коэффициента пористости e

ностью отражаются показателем плотности сложения I_D .

Плотность сложения песков, согласно СНиП II-15-74, можно приближенно оценивать по данным статического (ГОСТ 20069—74) и динамического (ГОСТ 19912—74) зондирования при полевых испытаниях (табл. 2.11). При этом используют стандартный конус с углом при вершине 60° и диаметром 36 мм при статическом и 74 мм при динамическом зондировании.

ТАБЛИЦА 2.11. ОЦЕНКА ПЛОТНОСТИ СЛОЖЕНИЯ ПЕСКА ПО ДАННЫМ СТАТИЧЕСКОГО И ДИНАМИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

Песок	Сопротивление погружению конуса, 10^6 Па (кгс/см ²), в песок		
	плотный	средней плотности	рыхлый
<i>Статическое зондирование</i>			
Крупный и средней крупности	>150	150—50	<50
Мелкий	>120	120—40	<40
Пылеватый:			
маловлажный и влажный	>100	100—30	<30
водонасыщенный	>70	70—20	<20
<i>Динамическое зондирование</i>			
Крупный и средней крупности	>125	125—35	<35
Мелкий:			
маловлажный и влажный	>110	110—30	<30
водонасыщенный	>85	85—20	<20
пылеватый маловлажный и влажный	>85	85—20	<20

Плотность сложения крупнообломочных и песчаных водонасыщенных грунтов имеет особое значение при оценке условий разрушения их структуры и возможности перехода в разжиженное состояние при динамических воздействиях. Для этих целей проводят лабораторные виброкомпрессионные испытания и полевые испытания взрывным зондированием [36].

В качестве характеристики результатов виброкомпрессионных испытаний принято кр-

ТАБЛИЦА 2.12. ХАРАКТЕРИСТИКА РЕЗУЛЬТАТОВ ВЗРЫВНОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

Песок	Средняя относительная осадка слоя δ
Рыхлый (большая вероятность разжижения)	$>0,03$
Рыхлый и средней плотности (возможно разжижение)	0,03—0,015
Средней плотности и рыхлый со структурными связями (разжижение маловероятно)	0,015—0,005
Средней плотности со структурными связями и плотный (разжижение невозможно)	$<0,005$

тическое ускорение колебаний $\alpha_{\text{гр}}$, при котором возникает процесс уплотнения грунта, а в качестве характеристики результатов взрывного зондирования (камуфлетных взрывов) — относительная осадка (деформация) δ рассматриваемой толщи грунта после взрыва (табл. 2.12).

2.1.6. Коэффициент фильтрации

Водопроницаемость грунтов характеризуют коэффициентом фильтрации k_f , входящим в зависимость Дарси:

$$v = k_f \Delta H / \Delta l = k_f I, \quad (2.13)$$

где v — скорость фильтрации; ΔH — разность напоров; Δl — длина пути фильтрации; I — градиент напора.

Коэффициент фильтрации определяют опытным путем в лабораторных и полевых условиях.

В табл. 2.13 приведены ориентировочные значения коэффициента фильтрации для глинистых и песчаных грунтов.

ТАБЛИЦА 2.13. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ k_f

Грунт	k_f , см/с
Глина	$< 1 \cdot 10^{-7}$
Суглинок	$1 \cdot 10^{-7} - 1 \cdot 10^{-6}$
Супесь	$1 \cdot 10^{-6} - 1 \cdot 10^{-5}$
Песок:	
пылеватый	$1 \cdot 10^{-6} - 1 \cdot 10^{-3}$
мелкий	$1 \cdot 10^{-4} - 1 \cdot 10^{-2}$
средней крупности	$1 \cdot 10^{-3} - 1 \cdot 10^{-1}$
крупный	$1 \cdot 10^{-2} - 1 \cdot 10^{-1}$
Гравий; галька	$1 \cdot 10^{-1} - 1 \cdot 10$

2.1.7. Коэффициент бокового давления

Коэффициентом бокового давления ξ называют отношение нормальных напряжений σ_x и σ_y , действующих по боковым (вертикальным) площадкам в грунте, к нормальным напряжениям σ_z , действующим по горизонтальным площадкам в условиях невозможности бокового расширения грунта:

$$\xi = \sigma_x / \sigma_z = \sigma_y / \sigma_z. \quad (2.14)$$

Коэффициент бокового давления определяют опытным путем на приборах трехосного сжатия (стабилометрах) из условия обеспечения отсутствия боковых деформаций образца. Ориентировочные значения коэффициента бокового давления приведены в табл. 2.14.

Более рыхлый песок и более влажный глинистый грунт имеют больший коэффициент бокового давления. Принимая грунт линейно-

ТАБЛИЦА 2.14. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ ξ

Грунт	ξ
Песок	0,85—0,45
Суглинок	0,60—0,70
Глина	0,70—0,75

деформируемым, по значению коэффициента бокового давления ξ определяют коэффициент Пуассона μ (коэффициент бокового расширения грунта):

$$\mu = \frac{\xi}{1 + \xi}. \quad (2.15)$$

2.1.8. Сжимаемость (коэффициент уплотнения и модуль деформации)

Характеристики сжимаемости грунтов определяют в лабораториях путем испытаний образцов всех видов грунтов нарушенной и ненарушенной структуры в различного типа компрессионных приборах. Основной особенностью компрессионных приборов является невозможность бокового расширения грунта. По результатам испытаний строят компрессионные кривые загрузки (уплотнения) и разгрузки (разбухания) грунта (рис. 2.4).

Спрямяя компрессионную кривую полностью или на участке (см. рис. 2.4, а), получают в качестве характеристики сжимаемости или разбухания коэффициент уплотнения или разбухания:

$$a = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1}. \quad (2.16)$$

Коэффициент уплотнения или разбухания измеряют в Па⁻¹.

По значению коэффициента уплотнения грунты условно делят на сильносжимаемые — при $a > 1$ МПа⁻¹ и малосжимаемые — при $a < 0,01$ МПа⁻¹.

По результатам компрессионных испытаний может быть построен график связи отно-

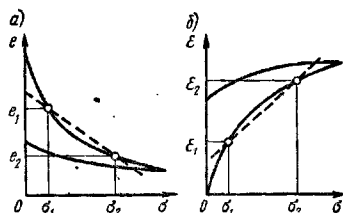


Рис. 2.4. Компрессионная кривая (а) и зависимость относительных деформаций грунта от нагрузки и разгрузки (б) с теми же загрузкими и разгрузками

сительной деформации ϵ со сжимающим напряжением σ (см. рис. 2.4, б); при этом следует учитывать, что

$$\epsilon = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{1 + \epsilon_1}, \text{ или } \epsilon = \frac{S}{h}, \quad (2.17)$$

где ϵ_1 и ϵ_2 — соответственно начальный и конечный коэффициенты пористости; S — осадка образца грунта толщиной h .

По графику на рис. 2.4, б модуль деформации (модуль общей деформации) для спрямленного участка будет

$$E^* = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\epsilon_2 - \epsilon_1}, \text{ или } E^* = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\epsilon_1 - \epsilon_2} (1 + \epsilon_1). \quad (2.18)$$

Связь модуля деформации и коэффициента уплотнения в случае сложного напряженного состояния определяется зависимостью

$$E = \beta_0 \frac{1 + \epsilon_1}{a}, \quad (2.19)$$

$$\text{где } \beta_0 = \frac{(1 - \xi)(1 + 2\xi)}{1 + \xi} = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}.$$

При отсутствии данных о значениях ξ или μ приближенно принимают для супесей $\beta_0 = 0,74$, для суглинков $\beta_0 = 0,62$ и для глины $\beta_0 = 0,4$, что соответствует значениям коэффициента Пуассона 0,30; 0,35; 0,42.

В полевых условиях модуль деформации определяют путем испытания грунта штампами (ГОСТ 12374—77) в шурфах и скважинах, а также с помощью прессометров (ГОСТ 20276—74) в скважинах. Установлено, что для глинистых грунтов значение модуля деформации, полученное по результатам компрессионных испытаний, меньше значения, полученного при испытаниях штампами. В связи с этим при определении E по данным компрес-

сионных испытаний, в соответствии со СНиП II-16-76, вводят эмпирический поправочный коэффициент m (табл. 2.15). Тогда

$$E = m\beta_0 \frac{1 + \epsilon_1}{a}, \text{ или } E = m\beta_0 \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\epsilon_1 - \epsilon_2} (1 + \epsilon_1). \quad (2.20)$$

ТАБЛИЦА 2.15. ЗНАЧЕНИЯ ПОПРАВочНОГО КОЭФФИЦИЕНТА m

Коэффициент пористости ϵ	m
0,6	4,0
0,8	3,4
1,2	2,5
1,6	2,0

Примечание. Для глинистых грунтов пластичной консистенции и песчаных грунтов $m=1$.

Для ориентировки в табл. 2.16 и 2.17 приведены значения модуля деформации песков и глинистых грунтов (СНиП II-15-74).

ТАБЛИЦА 2.16. ЗНАЧЕНИЯ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ E ПЕСКОВ

Песок	Значения E , 10^6 Па (кгс/см ²), при коэффициенте пористости ϵ			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистый, крупный и средней крупности	500	400	300	—
Мелкий	480	380	280	190
Пылеватый	340	230	180	110

Следует подчеркнуть, что для целей гидротехнического строительства характеристики сжимаемости грунтов следует определять опытным путем, а приведенные здесь таблицы даны только для ориентировки и первых прикидочных расчетов.

ТАБЛИЦА 2.17. ЗНАЧЕНИЯ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ E ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Возраст и происхождение глинистого грунта	Грунт	Показатель консистенции I_L	Значения E , 10^6 Па (кгс/см ²), при коэффициенте пористости ϵ												
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6		
Четвертичные отложения:	аллювиальные, делювиальные, озёрные, эрозионно-аллювиальные	Супесь	0—0,75	—	320	240	160	100	70	—	—	—	—	—	—
		Суглинок	0—0,25	—	340	270	220	170	140	110	—	—	—	—	—
	0,25—0,50		—	320	250	180	140	110	80	—	—	—	—	—	
	Глина	0,50—0,75	—	—	—	170	120	80	60	50	—	—	—	—	—
		0—0,25	—	—	280	240	210	180	180	120	—	—	—	—	—
	Флювиогляциальные	Суглинок	0,25—0,50	—	—	—	210	180	150	120	90	—	—	—	—
0,50—0,75			—	—	—	—	150	130	90	70	—	—	—	—	
моренные	Супесь	0—0,75	—	330	240	170	110	70	—	—	—	—	—	—	
		0—0,25	—	400	330	270	210	—	—	—	—	—	—	—	
	Суглинок	0,25—0,50	—	350	280	220	170	140	—	—	—	—	—	—	
0,50—0,75		—	—	—	170	130	100	70	—	—	—	—	—		
Юрские отложения оксфордского яруса	Супесь, суглинок	$\leq 0,50$	750	560	460	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	Глина	0—0,25	—	—	—	—	—	—	270	230	220	—	—	—	
0,25—0,50		—	—	—	—	—	—	—	240	220	190	150	100		

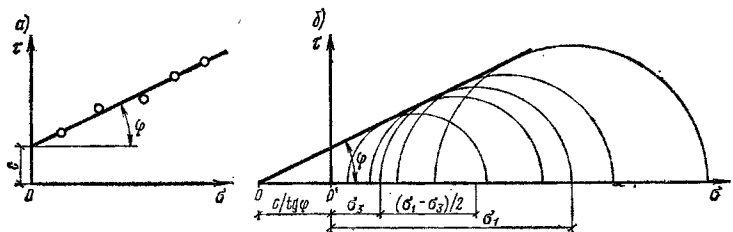


Рис. 2.5. Графики сопротивления грунта сдвигу при испытании в сдвиговых приборах (а) и приборах трехосного сжатия (б)

2.1.9. Сопротивление сдвигу

Сопротивление грунтов сдвигу в лабораторных определяют на сдвиговых (срезных) приборах (ГОСТ 12248—78) или в приборах трехосного сжатия на образцах нарушенной и ненарушенной структуры.

В полевых условиях для оценки сопротивления грунтов сдвигу применяют сдвиги штампов и целиков. Кроме того, применяют испытания грунтов в скважинах путем вращательного среза (крыльчатка) и пенетрации (статическое зондирование).

По результатам нескольких испытаний грунта в сдвиговых приборах строят линию связей сопротивления сдвигу τ со сжимающими напряжениями σ (рис. 2.5, а), при спрямлении которой

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (2.21)$$

где φ и c — параметры линейной зависимости (закон Кулона); φ — угол внутреннего трения; c — удельное сцепление.

По результатам нескольких испытаний грунта в приборах трехосного сжатия в условиях действия на образец главных напряжений σ_1 и σ_3 строят круги напряжений (круги Мора) (рис. 2.5, б). При спрямлении касательной к кругам напряжений зависимость (2.21) приобретает вид:

$$(\sigma_1 + \sigma_3 + c/\operatorname{tg} \varphi) \sin \varphi = \sigma_1 - \sigma_3. \quad (2.22)$$

Ориентировочные значения удельного сцепления и угла внутреннего трения приведены в табл. 2.18 и 2.19 (СНиП II-15-74). Следует подчеркнуть, что для целей гидротехнического строительства сопротивление грунтов сдвигу следует оценивать только по результатам лабораторных и полевых исследований.

Сопротивление грунтов сдвигу и характеристики φ и c определяют, как правило, в условиях стабилизированного (консолидированного) испытания (в условиях «открытой системы»), т. е. при практическом окончании процесса уплотнения грунта (процесса консолидации) под действием нагрузок.

ТАБЛИЦА 2.18. ЗНАЧЕНИЯ УДЕЛЬНОГО СЦЕПЛЕНИЯ c , 10^6 Па (кгс/см²), И УГЛА ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ φ , ГРАД, ПЕСКОВ

Песок	Значения c (над чертой) и φ (под чертой) при коэффициенте пористости e			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистый и крупный	0,02	0,01	—	—
	43	40	38	—
Средней крупности	0,03	0,02	0,01	—
	40	38	35	—
Мелкий	0,06	0,04	0,03	—
	38	36	32	28
Пылеватый	0,08	0,06	0,04	0,02
	36	34	30	26

При сдвиге грунта в нестабилизированном (не полностью консолидированном) состоянии часть нагрузки передается на воду в его порах и сопротивление сдвигу будет меньше, чем в стабилизированном состоянии. В этом случае зависимость (2.21) приобретает вид

$$\tau = \sigma_1 \operatorname{tg} \varphi + c = (\sigma - p_f) \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (2.23)$$

где σ_1 и σ — сжимающие напряжения соответственно в нестабилизированном и стабилизированном состоянии; p_f — давление в поровой воде.

Проведение испытаний при нестабилизированном состоянии грунта возможно только под контролем давления p_f в поровой воде в процессе испытания.

Существенное влияние на сопротивление грунтов сдвигу оказывают динамические воздействия (вибрация, сейсмика, удары и др.). При вибрационных воздействиях или длительно повторяющихся импульсах сопротивление сдвигу несвязных грунтов (крупнообломочных и песчаных) уменьшается. Как показали опыты в широком диапазоне ускорения колебаний (до 0,8—1,0 g , где g — ускорение свободного падения), есть все основания считать, что угол внутреннего трения при этом не меняется, а снижение сопротивления сдвигу происходит только вследствие уменьшения сжимающих или увеличения сдвигающих напря-

ТАБЛИЦА 2.19. ЗНАЧЕНИЯ УДЕЛЬНОГО СЦЕПЛЕНИЯ c , 10^5 Па (кгс/см²), И УГЛА ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ φ , ГРАД, ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ЧЕТВЕРТИЧНЫХ ОТЛОЖЕНИЯ

Грунт	Показатель консистенции I_L	Значения c (над чертой) и φ (под чертой) при коэффициенте пористости e						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супесь	0—0,25	0,15 30	0,11 29	0,08 27	—	—	—	—
		0,25—0,75	0,13 26	0,09 26	0,06 24	0,03 21	—	—
Суглинок	0—0,25	0,47 26	0,37 25	0,31 24	0,25 23	0,22 22	0,19 20	—
		0,25—0,50	0,39 24	0,34 23	0,28 22	0,23 21	0,18 19	0,15 17
	0,50—0,75	—	—	0,25 19	0,20 18	0,16 16	0,14 14	0,12 12
		Глина	0—0,25	—	0,81 21	0,68 20	0,54 19	0,47 18
0,25—0,50	—			—	0,57 18	0,50 17	0,43 16	0,37 14
		0,50—0,75	—	—	0,45 15	0,41 14	0,35 12	0,33 10

жений в период действия динамической нагрузки. Отмечено некоторыми исследователями снижение угла внутреннего трения песков при вибрации вызвано в основном неучетом в опытах изменения напряженного состояния в период действия вибрационных нагрузок.

Условие отсутствия сдвига в несвязном водонасыщенном грунте можно представить в виде:

$$\tau + \Delta\tau(t) < [\sigma - \Delta\sigma(t) - p_t] \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.24)$$

где τ и σ — касательные и нормальные напряжения в «скелете» грунта до приложения динамической нагрузки; $\Delta\tau(t)$ и $\Delta\sigma(t)$ — дополнительные напряжения в период действия динамической нагрузки; p_t — избыточное давление в поровой воде, возникающее в результате действия динамической нагрузки (например, при разжижения и уплотнения).

Действие длительных вибраций в связных грунтах пластичной и текучей консистенции может вызывать дополнительное снижение сопротивления сдвигу вследствие изменения в результате возникающих физико-химических процессов (например, тиксотропии) характеристик прочности φ и c . Исследования в этой области малочисленны.

При действии одиночных импульсов или ударов в грунтах не успевают развиваться существенные деформации сдвига и поэтому при испытаниях грунта его «кажущееся» сопротивление сдвигу возрастает.

2.1.10. Сопротивление разрыву

Сопротивление глинистых грунтов разрыву или удельное сцепление при разрыве c_p опре-

деляют на приборах одноосного растяжения и путем испытаний балок из глинистого грунта, работающих в условиях, близких к частому изгибу, двухштамповым методом и др.

Кроме того, в допредельном состоянии определяют модуль деформации грунта при растяжении.

Сцепление при разрыве зависит от вида глинистого грунта, его влажности W , степени влажности G , коэффициента пористости e или плотности сухого грунта $\rho_{\text{сух}}$ и др.

На рис. 2.6 приведены в качестве примера результаты испытания на разрыв суглинка [48]. Следует отметить, что методика испытаний глинистых грунтов на разрыв находится в стадии разработки, особенно в части учета нестабилизированного состояния грунта при растяжении.

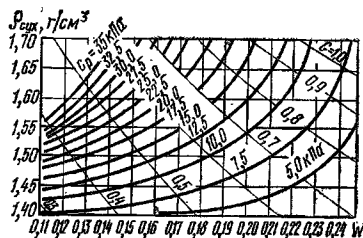


Рис. 2.6. Линии равных сцеплений на разрыв c_p в зависимости от $\rho_{\text{сух}}$, W и G для суглинка

2.1.11. Классификация и свойства грунтов особых типов (илы, просадочных, набухающих и др.)

А. Илы. К ним относят глинистые грунты в начальной стадии формирования, образовавшиеся как структурный осадок в воде и имеющие влажность, превышающую влажность на границе текучести (т. е. $I_L > 1$), и коэффициент пористости, превышающий для супесчаных илов 0,9, для суглинистых илов 1,0 и глинистых илов 1,5. Вид ила (супесчаный, суглинистый и глинистый) устанавливают по числу пластичности I_p в соответствии с табл. 2.4. Отличительной особенностью илов является также наличие органических веществ.

Илы в большинстве случаев обладают ярко выраженной структурной прочностью, определяемой наличием структурных связей. Разрушение структурных связей вызывает переход илов в разжиженное (текущее) состояние. В ряде случаев целесообразно вести строительство с максимальным сохранением структурных связей.

Б. Просадочные грунты. К ним относят грунты, которые при замачивании дают дополнительную осадку (просадку) под действием внешней нагрузки или собственного веса. К просадочным обычно относят лёссы и лёссовидные грунты при степени влажности $G < 0,8$. Встречаются маловлажные просадочные песчаные грунты и некоторые виды покровных глинистых грунтов.

Просадочные грунты по проявлениям просадки от действия собственного веса подразделяют на два типа:

I — просадка от действия только собственного веса практически отсутствует;

II — просадка происходит как от действия собственного веса, так и от действия внешней нагрузки.

Грунты испытывают на просадочность в компрессионных приборах с подачей воды в образец при различных сжимающих нагрузках. В результате получают компрессионные кривые с характерным скачком коэффициента пористости (просадка) (рис. 2.7).

Просадочность грунтов характеризуют относительной просадочностью $\delta_{пр}$ и начальным просадочным давлением $\sigma_{пр}$.

Относительную просадочность при компрессионных испытаниях определяют по формуле

$$\delta_{пр} = \frac{h' - h_{пр}}{h_0}, \text{ или } \delta_{пр} = \frac{e' - e_{пр}}{1 + e_0}, \quad (2.25)$$

где h' и e' — соответственно высота и коэффициент пористости образца природной влажности, обжатого давлением σ_1 (см. рис. 2.7) на рассматриваемой глубине от собственного веса грунта и внешней нагруз-

ки при оценке просадки от нагрузки, передаваемой фундаментом, или давлением σ_0 только от собственного веса грунта; $h_{пр}$ и $e'_{пр}$ — соответственно высота и коэффициент пористости образца после замачивания водой при сохранении давления σ_1 или σ_0 ; h_0 и e_0 — соответственно высота и коэффициент пористости образца природной влажности, обжатого давлением σ_0 от собственного веса грунта.

Грунты считают просадочными (т. е., вернее, учитывают их просадку) только при $\delta_{пр} \geq 0,01$.

За начальное просадочное давление $\sigma_{пр}$ при компрессионных испытаниях принимают давление, при котором $\delta_{пр} \geq 0,01$, а при замачивании грунтов в опытных котлованах — природное давление на глубине, начиная с которой происходит просадка грунта от его собственного веса.

Для предварительной оценки грунтов (до проведения исследований) и отнесения их к возможно просадочным введен показатель

$$П = \frac{e_L - e}{1 + e}, \quad (2.26)$$

где e_L — коэффициент пористости грунта с влажностью на границе текучести W_L ; $e_L = W_L \cdot \rho_w / \rho_s$; e — коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности.

Грунты относят к возможно просадочным, если $П$ меньше 0,1 при $I_p = 0,01 \dots 0,1$, меньше 0,7 при $I_p = 0,1 \dots 0,14$ и меньше 0,24 при $I_p = 0,14 \dots 0,22$.

В. Набухающие грунты. К ним относят глинистые грунты, которые при замачивании увеличиваются в объеме, причем значение относительного набухания в условиях свободного набухания (без нагрузки) и невозможности бокового расширения (например, в компрессионных приборах) $\delta_n \geq 0,04$. Относительное набухание δ_n определяют по формуле

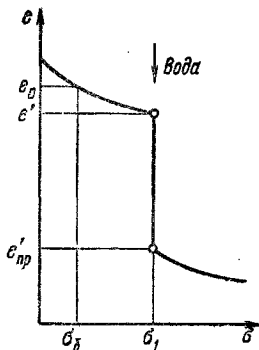


Рис. 2.7. Компрессионная кривая просадочного грунта

$$\delta_n = \frac{h_{н.с} - h}{h}, \text{ или } \delta_n = \frac{\epsilon_{н.с} - e}{e}, \quad (2.27)$$

где $h_{н.с}$ и $\epsilon_{н.с}$ — соответственно высота и коэффициент пористости образца после его свободного набухания; h и e — соответственно начальная высота и коэффициент пористости образца природной влажности.

При предварительной оценке к возможно набухающим относят грунты, у которых $P > 0,3$ [формула (2.26)].

Г. Засоленные (табл. 2.20) и заторфованные (табл. 2.21) грунты.

ТАБЛИЦА 2.20. КЛАССИФИКАЦИЯ ЗАСОЛЕННЫХ ГРУНТОВ

Грунт	Минимальное суммарное содержание легко- и средне-растворимых солей, % по массе сухого грунта
Полускальный	2,0
Крупнообломочный при содержании заполнителя, %:	
песчаного <40 или глинистого <30	2,0
песчаного >40	0,5
глинистого >30	5,0
Песчаный	0,5
Глинистый (супесь и суглинок):	
просадочный (лесс и лёссовидный грунт)	1,0 (или 0,3, если имеются только легко-растворимые соли)
непросадочный	5,0

Примечания: 1. К легкорастворимым солям относятся хлориды NaCl, KCl, CaCl₂, MgCl₂; бикарбонаты NaHCO₃, Ca(HCO₃)₂, Mg(HCO₃)₂; карбонат натрия Na₂CO₃; сульфаты магния и натрия Na₂SO₄, MgSO₄. К среднерастворимым солям относится гипс CaSO₄·2H₂O.

2. Содержание легкорастворимых солей определяют с помощью водной вытяжки, содержание средне-растворимых солей — солянокислой вытяжкой.

ТАБЛИЦА 2.21. КЛАССИФИКАЦИЯ ЗАТОРФОВАННЫХ ГРУНТОВ

Грунт	Относительное содержание растительных остатков q (степень заторфованности)
С примесью растительных остатков:	
песчаный	0,03—0,10
глинистый	0,05—0,10
Заторфованный:	
слабо	0,10—0,25
средне	0,25—0,40
сильно	0,40—0,60
торф	>0,60

Примечание. q — отношение массы сухих растительных остатков к массе минеральной части грунта. Определяется в лабораторных условиях путем прокаливания образца грунта.

2.1.12. Нормативные и расчетные значения характеристик

Полученные при лабораторных и полевых испытаниях физико-механические характеристики грунтов статистически обрабатывают в

соответствии с ГОСТ 20522—75, в результате чего получают их нормативные A^n и расчетные A значения.

Статистическую обработку характеристик производят для инженерно-геологического элемента — объема грунта одного и того же вида, в пределах которого характеристики меняются незакономерно или закономерно их изменения таковы, что ими можно пренебречь.

За нормативное значение характеристик песчаных грунтов (за исключением удельного сцепления и угла внутреннего трения) принимают среднее арифметическое значение результатов частных определений. За нормативные значения удельного сцепления и угла внутреннего трения принимают параметры прямолинейной зависимости сопротивления срезу от давления, определяемые методом наименьших квадратов в соответствии с ГОСТ 20522—75.

Расчетные значения характеристик грунтов определяют по формуле

$$A = A^n / k_p,$$

где k_p — коэффициент безопасности по грунту.

Значения k_p для c , ϕ , r определяют статистическими методами в соответствии с методикой, изложенной в ГОСТ 20522—75. Расчетные значения остальных характеристик песчаных грунтов принимают равными нормативным ($k_p = 1$).

2.2. Свойства скальных грунтов

2.2.1. Классификация скальных грунтов

Скальные грунты по происхождению подразделяют на изверженные (магматические), метаморфические и осадочные (табл. 2.22).

Свойства скальных грунтов в образце (куске) и в массиве различны. В качестве ха-

ТАБЛИЦА 2.22. КЛАССИФИКАЦИЯ СКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ ПО ПРОИСХОЖДЕНИЮ

Грунт	Происхождение
Гранит, диорит, сyenит, габбро, анортит, трахит, андезит, порфир, лорфрит, диабаз, базальт, туф, туфобрекции и др.	Магматическое
Гнейс, кварцит, кристаллический сланец, филлит, глинистый сланец, роговок, мрамор, яшма и др.	Метаморфическое
Цементированный (коаглюмерат, брекчия, песчаник, туфит, алевролит, аргиллит) химический и биохимический (опока, трепел, диатомит, известняк, доломит, мел, мергель, гипс, ангидрит, каменная соль и др.)	Осадочное

характеристики скальных грунтов в образце (куске) принято (СНиП II-15-74) временное сопротивление одноосному сжатию (раздавливанию) R_c (табл. 2.23). Разделение это имеет исключительно классификационное значение.

ТАБЛИЦА 2.23. КЛАССИФИКАЦИЯ СКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ ПО ВРЕМЕННОМУ СОПРОТИВЛЕНИЮ ОДНООСНУМУ СЖАТИЮ R_c

Грунт	$R_c, 10^5 \text{ Па (кгс/см}^2\text{)}$
Скальные:	
очень прочный	>1200
прочный	1200—500
средней прочности	500—150
малопрочный	150—50
Полускальный	<50

На результаты определения сопротивления одноосному сжатию влияет масштабный фактор — чем больше испытуемый образец, тем меньше сопротивление.

При взаимодействии скальных грунтов с водой возможно их размягчение и растворение.

Коэффициент размягчаемости $K_{ра}$ определяется как отношение временного сопротивления одноосному сжатию в водонасыщенном и сухом состоянии. В СНиП II-15-74 скальные грунты разделены на неразмьгаемые ($K_{ра} > 0,75$) и размягчаемые ($K_{ра} < 0,75$). К размягчаемым обычно относятся полускальные грунты (глинистый сланец, песчаник с глинистым цементом, алевролит, мергель, мел).

По степени растворимости в воде скальные грунты делят на нерастворимые (невыщелачиваемые), к ним относятся магматические и метаморфические скальные грунты, осадочные грунты с кремнистым цементом, например конгломерат, брекчия, песчаник, опока; слабо-растворимые (слабовыщелачиваемые), к ним относятся известняк, доломит и мелоподобные породы, известковистый конгломерат и песчаник; растворимые (выщелачиваемые), к ним относятся гипс, ангидрит, гипсоносный конгломерат, каменная соль и др.

Плотность скальных грунтов обычно определяют в куске лабораторными методами. Из-за трещинной пустотности плотность грунта в массиве меньше плотности его в куске. До-

ТАБЛИЦА 2.24. РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ $\text{tg } \varphi_{II}, c_{II}$ и $c_{II}, \text{tg } \varphi_{II}, 10^6 \text{ Па (кгс/см}^2\text{)}$, СКАЛЬНЫХ И ПОЛУСКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

Грунты оснований	Значения $\text{tg } \varphi_{II}, c_{II}$ и $c_{II}, \text{tg } \varphi_{II}$ при расчетах														
	$\text{tg } \varphi_{II}$	c_{II}	местной прочно-		устойчивости		устойчивости и местной прочности для								
			сти оснований для		и местной прочно-		поверхностей и площадок сдвига в массиве								
			поверхностей сдвига, не соприкасающихся с трещинами и с контактом бетон—скала		сти для поверхно-		по трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом, шириной раскрытия, мм								
				стей для поверхно-		в массиве частично по трещинам и по монолиту		<2 (в том числе сомкнутые)		2—20		>20			
		$\text{tg } \varphi_{II}$	c_{II}	$\text{tg } \varphi_{II}$	c_{II}	$\text{tg } \varphi_{II}$	c_{II}	$\text{tg } \varphi_{II}$	c_{II}	$\text{tg } \varphi_{II}$	c_{II}	$\text{tg } \varphi_{II}$	c_{II}	$\text{tg } \varphi_{II}$	c_{II}
Скальные с временным сопротивлением одноосному сжатию $R_c > 50 \text{ МПа}$ (>500 кгс/см ²) массивные, крупноблочные, блокные, слоистые, плитчатые:															
слаботрещиноватые невыветрелые	3	40	0,95	4	0,8	1,5	0,7	1,0	0,55	0,5					
			1,1	7,2	0,92	2,7	0,80	1,8	0,63	0,9					
среднетрещиноватые слабовыветрелые	2,4	25	0,85	3	0,8	1,5	0,7	1,0	0,55	0,5					
			0,98	5,4	0,92	2,7	0,80	1,8	0,63	0,9					
			0,75	2	0,7	1,0	0,65	0,5	0,45	0,2					
Скальные с $R_c = 15...50 \text{ МПа}$ (150...500 кгс/см ²) массивные, крупноблочные, блокные, слоистые, плитчатые сильно-трещиноватые; скальные с $R_c = 5...15 \text{ МПа}$ (50...150 кгс/см ²) слабовыветрелые, но малопрочные, слаботрещиноватые	2	15	0,86	3,6	0,80	1,8	0,75	0,9	0,52	0,4					
Полускальные с $R_c < 5 \text{ МПа}$ (<50 кгс/см ²) плитчатые, товоклячатые средние и слабо-трещиноватые	1,5	3	0,7	1,0	0,65	0,5	0,5	0,3	0,45	0,2					
			0,80	1,8	0,75	0,9	0,57	0,5	0,52	0,4					

статочно разработанных методов определения плотности скальных массивов не имеется. Ориентировочно плотность скальных грунтов колеблется от 2,5 до 3,1 т/м³, а полускальных — от 2,2 до 2,6 т/м³.

2.2.2. Прочность массивов скальных грунтов

Характеристики сопротивления сдвигу скальных оснований определяют, как правило, в полевых условиях путем сдвига штампов или скальных целнков в штольнях, шахтах, камерах и на открытых поверхностях в строительных котлованах. Методика испытаний приведена в [42].

Нормативные значения характеристик прочности скальных грунтов $\text{tg } \varphi^H$ и c^H определяют как параметры линейной зависимости

$$\tau_{\text{пр}} = \sigma \text{tg } \varphi^H + c^H, \quad (2.28)$$

построенной методом наименьших квадратов по совокупности опытных предельных касательных напряжений, полученных при различных нормальных напряжениях.

Расчетные значения характеристик прочности определяют путем обработки опытных данных статистическими методами.

На предварительных стадиях проектирования и для ориентировки можно пользоваться данными табл. 2.24, в которой параметры сопротивления сдвигу приведены для двух групп предельных состояний. Первая группа ($\text{tg } \varphi_1$, c_1) — расчеты общей устойчивости системы сооружения и основание и вторая ($\text{tg } \varphi_{11}$, c_{11}) — расчеты местной прочности оснований.

2.3. Расчет осадок сооружений

2.3.1. Основные положения

В соответствии со СНиП II-16-76, расчетами определяют осадки (вертикальные смещения) S , горизонтальные смещения U и крены (наклоны) ω гидротехнических сооружений. При этом необходимо выполнение условий:

$$S < S_{\text{пр}}; \quad U < U_{\text{пр}}; \quad \omega < \omega_{\text{пр}}, \quad (2.29)$$

где $S_{\text{пр}}$, $U_{\text{пр}}$ и $\omega_{\text{пр}}$ — соответственно предельные значения осадок, горизонтальных смещений и кренов, устанавливаемые проектом.

Современный подход к расчету деформаций грунтов требует определения нагрузок и воздействий на основания, передаваемых сооружениями или их отдельными элементами, исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания. При этом предлагается учитывать пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства грунтов, а также возмож-

ность изменения их свойств в процессе эксплуатации сооружений. Однако такие методы разработаны пока недостаточно, они слишком сложны, не охватывают многих реальных задач и не могут еще претендовать на широкое применение в практике проектирования. Широкое использование в расчетах получили упрощенные модели, идеализирующие основание как однородную изотропную линейно-деформируемую среду. При этом полученные расчетом значения перемещений S , U , ω могут соответствовать действительным только при ограниченном развитии областей пластических деформаций (областей предельного состояния, сдвигов).

В качестве критерия связи среднего давления q на основание с подошвы фундамента с глобальной развитости области пластических деформаций z_{max} (рис. 2.8) в нескальных грунтах применяют приближенный зависимость Н. М. Герсеванова—Н. Н. Пузыревского:

$$q = \frac{\pi (\gamma' h + \gamma z_{\text{max}} + c/\text{tg } \varphi)}{\text{ctg } \varphi - \pi/2 + \varphi} + \gamma' h, \quad (2.30)$$

где γ' — среднее (по слоям) расчетное значение удельного веса грунта, пригрузок, плит и др., расположенных выше отметки заложения подошвы фундамента; γ — то же, ниже заложения фундамента в пределах глубины z_{max} ; h — глубина заложения подошвы фундамента от уровня планировки, срезы или подсыпки; c и φ — расчетные значения удельного сцепления и угла внутреннего трения грунта, залегающего под подошвой фундамента.

Для получения расчетного давления R в формуле (2.30) принимают $z_{\text{max}} = 0,25 b$, где b — меньшая сторона (ширина) фундамента. После введения коэффициентов условий работы основания m_1 , условий работы сооружения m_2 , надежности k_n и простейших преобразований формула (2.30) приобретает вид

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_n} (A \gamma + B \gamma \gamma' + D c), \quad (2.31)$$

где A , B , D — безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице СНиП II-16-74 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения φ .

Для возможности использования решений теории линейно-деформируемой среды требует-

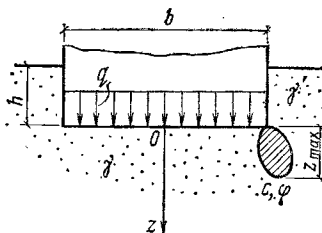


Рис. 2.8. Схема для оценки развития области пластических деформаций

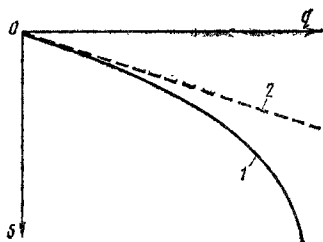


Рис. 2.9. Зависимость осадки от нагрузки действительная (1) и расчетная по теории линейно-деформируемой среды (2)

ся, чтобы средние напряжения по подошве фундамента были меньше R , крайние напряжения меньше $1,2 R$, а напряжения в угловой точке фундамента меньше $1,5 R$.

Для большинства гидротехнических сооружений характерны большая ширина b и относительно малые давления на грунт, при которых условие (2.31) выполняется, кроме того, решения упругопластических задач свидетельствуют, что близкая к линейной связь осадки и нагрузки для грунтов со сравнительно большими φ (больше 20°) сохраняется при нагрузках, больших R , поэтому в большинстве случаев применение для практических расчетов осадок теории линейно-деформируемой среды (теории упругости) можно считать оправданным.

В последние годы получили развитие методы расчета перемещений сооружений на основе упругопластических и нелинейных моделей грунтов оснований. В результате получаются нелинейные связи перемещений с нагрузками (например, кривая 1 на рис. 2.9), а необходимость во введении ограничений типа формулы (2.31) отпадает.

Для сооружения, длина которого более чем в 3 раза превышает ширину, осадки и горизонтальные смещения рассчитывают, как правило, из условий плоской задачи (плоской деформации), в остальных случаях — из условий пространственной задачи. При определении длины сооружения можно учитывать и длину непосредственно примыкающих сооружений, если напряжения по подошве и ширине рассматриваемого и примыкающего сооружений близки.

Для сооружений, у которых толщина сжимаемого слоя в 2 или более раза меньше ширины подошвы, допускается производить расчет осадок из условий одномерной задачи.

При оценке развития осадок во времени необходимо учитывать скорость и последовательность возведения сооружения, темп заполнения водохранилища и др.

2.3.2. Определение напряжений в грунтах

А. Плоская задача. Напряжения в основаниях сооружений возникают от действия внешних нагрузок и собственного веса грунта. При вычислении напряжений в основании сооружений внешней нагрузкой принимают в виде эпюры нормальных контактных напряжений, рассчитываемой чаще всего по формулам внецентренного сжатия. Касательные контактные напряжения принимают пропорциональными нормальным. Напряжения от внешних нагрузок в основаниях определяют методами теории линейно-деформируемой среды (теории упругости).

Для случая равномерно распределенных вертикальной и горизонтальной полосовой нагрузок решения были получены Г. В. Колосовым. При вертикальной нагрузке (рис. 2.10) напряжения определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{q}{\pi} \left(\arctg \frac{a-x}{z} + \arctg \frac{a+x}{z} \right) - \\ &\quad - \frac{2aqz(x^2 - z^2 - a^2)}{\pi[(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2 z^2]} = qa\alpha_z; \\ \sigma_x &= \frac{q}{\pi} \left(\arctg \frac{a-x}{z} + \arctg \frac{a+x}{z} \right) + \\ &\quad + \frac{2aqz(x^2 - z^2 - a^2)}{\pi[(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2 z^2]} = qa\alpha_x; \\ \tau_{xz} &= \frac{4aqxz^2}{\pi[(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2 z^2]} \end{aligned} \right\} (2.32)$$

Значения напряжений σ_z и σ_x (или α_z и α_x) от вертикальной нагрузки $q=1$ приведены в табл. 2.25 и 2.26. При пользовании этими таблицами принимают $\sigma_z = qa\alpha_z$ и $\sigma_x = qa\alpha_x$.

Значения напряжений σ_z (или α_z) от вертикальной треугольной нагрузки с максимальной интенсивностью $q=1$ (рис. 2.11) приведены в табл. 2.27 (по Д. Е. Польшину).

Учитывая линейность задачи, путем сложения решений для прямоугольной и треугольной нагрузок может быть получен случай трапециoidalной нагрузки или случай любых дру-

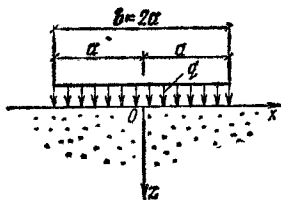


Рис. 2.10. Равномерно распределенная полосовая нагрузка

ТАБЛИЦА 2.25. ЗНАЧЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЯ σ_z (ИЛИ α_z) ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННОЙ ПОЛОСОВОЙ НАГРУЗКИ $q=1$ (см. рис. 2.10)

z/a	Значения σ_z при x/a											
	0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1	1,5	2	3	4	5
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,998	0,996	0,996	0,996	0,989	0,961	0,499	0,010	0,005	0,000	0,000	0,000
0,3	0,993	0,993	0,987	0,985	0,965	0,910	0,498	0,030	0,005	0,001	0,000	0,000
0,5	0,960	0,950	0,954	0,942	0,907	0,808	0,485	0,090	0,019	0,002	0,001	0,000
0,7	0,905	0,908	0,900	0,887	0,830	0,732	0,489	0,148	0,042	0,005	0,004	0,001
1,0	0,822	0,820	0,815	0,807	0,728	0,651	0,479	0,218	0,084	0,017	0,005	0,003
1,5	0,670	0,666	0,661	0,647	0,607	0,552	0,449	0,262	0,145	0,050	0,016	0,007
2,0	0,540	0,540	0,543	0,535	0,511	0,475	0,409	0,288	0,185	0,071	0,029	0,013
3,0	0,397	0,395	0,395	0,389	0,379	0,354	0,334	0,273	0,211	0,114	0,059	0,032
4,0	0,306	0,306	0,304	0,303	0,292	0,291	0,275	0,243	0,205	0,134	0,083	0,051
5,0	0,242	0,242	0,242	0,241	0,239	0,237	0,231	0,215	0,188	0,140	0,094	0,065

ТАБЛИЦА 2.26. ЗНАЧЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЯ σ_x (ИЛИ α_x) ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННОЙ ПОЛОСОВОЙ НАГРУЗКИ $q=1$ (см. рис. 2.10)

z/a	Значения σ_x при x/a											
	0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1	1,5	2	3	4	5
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,872	0,872	0,871	0,864	0,835	0,774	0,468	0,123	0,042	0,015	0,009	0,006
0,2	0,754	0,750	0,742	0,736	0,686	0,603	0,437	0,190	0,079	0,030	0,016	0,016
0,3	0,643	0,643	0,638	0,631	0,584	0,492	0,407	0,177	0,079	0,047	0,025	0,015
0,5	0,450	0,448	0,440	0,432	0,399	0,356	0,348	0,265	0,171	0,074	0,041	0,026
0,7	0,314	0,309	0,305	0,301	0,286	0,276	0,291	0,264	0,200	0,096	0,054	0,034
1,0	0,134	0,138	0,131	0,129	0,178	0,195	0,225	0,224	0,211	0,122	0,074	0,049
1,5	0,060	0,061	0,061	0,067	0,097	0,114	0,143	0,180	0,185	0,145	0,097	0,060
2,0	0,042	0,042	0,043	0,045	0,055	0,067	0,089	0,123	0,145	0,136	0,103	0,077
3,0	0,016	0,013	0,013	0,017	0,021	0,028	0,040	0,063	0,084	0,102	0,097	0,083
4,0	0,006	0,006	0,006	0,007	0,010	0,013	0,021	0,035	0,049	0,071	0,078	0,076
5,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,002	0,004	0,011	0,020	0,030	0,048	0,062	0,053

ТАБЛИЦА 2.27. ЗНАЧЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЯ σ_z (ИЛИ α_z) ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ТРЕУГОЛЬНОЙ ПОЛОСОВОЙ НАГРУЗКИ ПРИ $q=1$ (см. рис. 2.11)

z/b	Значения σ_z при x/b											
	-1,5	-1	-0,5	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,250	0,500	0,750	0,500	0,000	0,000	0,000	0,000
0,25	0,000	0,000	0,001	0,075	0,265	0,490	0,643	0,424	0,015	0,013	0,000	0,000
0,50	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,410	0,477	0,353	0,056	0,017	0,007	0,003
0,75	0,006	0,016	0,049	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009	0,009
1,00	0,014	0,025	0,051	0,159	0,223	0,275	0,270	0,241	0,129	0,045	0,013	0,013
1,50	0,020	0,048	0,095	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041	0,041
2,00	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050	0,050
3,00	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,050	0,050
4,00	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,050	0,049	0,049
5,00	0,047	0,052	0,057	0,059	0,063	0,063	0,063	0,065	0,061	0,061	0,047	0,047
6,00	0,044	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045	0,045

гих линейно-меняющихся на участках внешних нагрузок (рис. 2.12).

При произвольной распределенной нагрузке решение может быть получено приближенно численным методом, например элементарным суммированием после разбивки всей эпюры нагрузки на отдельные сосредоточенные силы

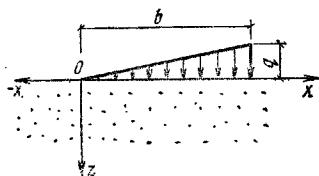


Рис. 2.11. Треугольная полосовая нагрузка

или на прямоугольные и треугольные участки. Точность решения увеличивается с уменьшением выделяемых элементов внешней нагрузки.

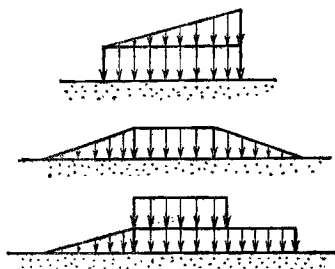


Рис. 2.12. Разбивка нагрузок на простейшие

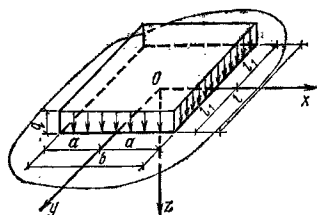


Рис. 2.13. Равномерно распределенная нагрузка по площади прямоугольника

Б. Пространственная задача. Решенные задачи определения напряжений от вертикальной нагрузки, равномерно распределенной по прямоугольной площади (рис. 2.13), получено путем интегрирования выражений для сосредоточенной силы по площади загрузки.

Для точек, расположенных по вертикалям, проходящим через центр площади загрузки O или через одну из угловых точек (см. рис. 2.13), формулы для напряжений σ_z имеют вид:

$$\sigma_z(0, z) = \frac{2q}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a l_1}{z \sqrt{a^2 + l_1^2 + z^2}} + \frac{a l_1 z (a^2 + l_1^2 + 2z^2)}{(a^2 + z^2)(l_1^2 + z^2) \sqrt{a^2 + l_1^2 + z^2}} \right] = q \alpha_z; \quad (2.33)$$

$$\sigma_z(a, l_1, z) = \frac{1}{4} q \alpha_z. \quad (2.34)$$

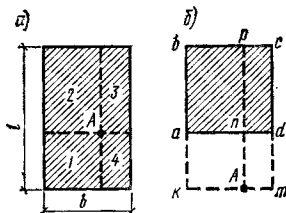


Рис. 2.14. Действительные и фиктивные площади загрузки при использовании метода угловых точек

Значения напряжений $\sigma_z(0, z)/q$ (или α_z) приведены в табл. 2.28.

Используя табл. 2.28, можно определить напряженне в любой точке A основания в пределах площади загрузки (рис. 2.14, а) и за ее пределами (рис. 2.14, б) с помощью приема, названного методом угловых точек. По этому методу для возможности использования табл. 2.28 необходимо для всех вариантов расчета сделать точку A угловой или центральной. Когда точка A находится в пределах площади загрузки (см. рис. 2.14, а), напряженне на глубине z найдется по табл. 2.28 в формуле (2.34) как сумма напряжений от загрузки прямоугольных площадей 1, 2, 3 и 4, для каждой из которых точка A угловая. В случае, если точка A находится вне площади загрузки (рис. 2.14, б), напряженне определится после дополнения прямоугольников загрузки как $\sigma(abcd) = \sigma(kbPA) + \sigma(mcPA) -$

ТАБЛИЦА 2.28. ЗНАЧЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЯ σ_z (ИЛИ α_z) ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ, РАСПРЕДЕЛЕННОЙ ПО ПЛОЩАДИ ПРЯМОУГОЛЬНИКА (см. рис. 2.13) И КРУГА

m = 2 z/b или m = z/r	Значения α_z для фундаментов							ленточный при l > 10
	круглых радиусом r	прямоугольных при соотношении сторон n = l/b						
		1	1,4	1,8	2,4	3,2		
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,980	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,875	0,881	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,740	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,529	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,350	0,383	0,410	0,420
3,2	0,134	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,173	0,209	0,250	0,285	0,322	0,336
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,249	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,122	0,150	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,067	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,063	0,066	0,091	0,112	0,141	0,170	0,206	0,239
5,6	0,046	0,059	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,098	0,122	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,028	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,140
8,8	0,019	0,024	0,034	0,043	0,055	0,070	0,096	0,134
9,2	0,018	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10	0,015	0,019	0,026	0,033	0,044	0,056	0,079	0,126
11	0,011	0,017	0,023	0,029	0,040	0,050	0,071	0,114
12	0,009	0,015	0,020	0,026	0,034	0,044	0,060	0,104

ТАБЛИЦА 2.9. Значения напряжений σ_z (или σ_2) от вертикальной треугольной нагрузки, распределенной по площади прямоугольника, по угловой вертикали $x=a$ и $y=l_1$ (см. рис. 2.15)

z/b	Значения σ_z при l_1/b														
	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3	4	6	8	10
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,2	0,0223	0,0280	0,0296	0,0301	0,0304	0,0305	0,0305	0,0305	0,0305	0,0305	0,0305	0,0305	0,0305	0,0305	0,0305
0,4	0,0269	0,0420	0,0487	0,0517	0,0531	0,0539	0,0543	0,0545	0,0545	0,0547	0,0548	0,0549	0,0549	0,0549	0,0549
0,6	0,0259	0,0448	0,0560	0,0621	0,0654	0,0673	0,0684	0,0690	0,0694	0,0696	0,0701	0,0702	0,0702	0,0702	0,0702
0,8	0,0233	0,0421	0,0553	0,0637	0,0688	0,0720	0,0739	0,0751	0,0769	0,0784	0,0773	0,0776	0,0776	0,0776	0,0776
1,0	0,0201	0,0376	0,0508	0,0602	0,0666	0,0708	0,0735	0,0753	0,0766	0,0774	0,0780	0,0784	0,0785	0,0786	0,0786
1,2	0,0171	0,0324	0,0450	0,0546	0,0615	0,0664	0,0698	0,0721	0,0738	0,0749	0,0774	0,0779	0,0782	0,0783	0,0783
1,4	0,0145	0,0278	0,0392	0,0483	0,0551	0,0606	0,0644	0,0672	0,0692	0,0707	0,0739	0,0748	0,0752	0,0752	0,0753
1,6	0,0123	0,0238	0,0339	0,0424	0,0492	0,0545	0,0586	0,0616	0,0639	0,0656	0,0697	0,0708	0,0714	0,0715	0,0715
1,8	0,0105	0,0204	0,0294	0,0371	0,0435	0,0487	0,0528	0,0560	0,0585	0,0604	0,0652	0,0666	0,0673	0,0675	0,0675
2,0	0,0090	0,0176	0,0255	0,0324	0,0384	0,0434	0,0474	0,0507	0,0533	0,0553	0,0607	0,0624	0,0634	0,0636	0,0636
2,5	0,0063	0,0125	0,0183	0,0236	0,0284	0,0326	0,0362	0,0393	0,0419	0,0440	0,0504	0,0529	0,0543	0,0547	0,0548
3,0	0,0046	0,0092	0,0135	0,0176	0,0214	0,0249	0,0280	0,0307	0,0331	0,0352	0,0419	0,0449	0,0469	0,0474	0,0476
5,0	0,0018	0,0036	0,0054	0,0071	0,0088	0,0104	0,0120	0,0135	0,0148	0,0161	0,0214	0,0248	0,0263	0,0266	0,0267
7,0	0,0009	0,0019	0,0028	0,0038	0,0047	0,0056	0,0064	0,0073	0,0081	0,0089	0,0124	0,0152	0,0166	0,0170	0,0171
10,0	0,0005	0,0009	0,0014	0,0019	0,0023	0,0028	0,0033	0,0037	0,0041	0,0046	0,0066	0,0084	0,0101	0,0108	0,0110

— $\sigma(kanA)$ — $\sigma(mdnA)$. Аналогичные решения имеются для случая треугольной нагрузки по площади прямоугольника (рис. 2.15). Значения напряжений σ_z (или α_z) для правой вертикали в точке $x=a$ и $y=l_1$ при максимальном давлении $q=1$ приведены в табл. 2.29. Тогда при треугольной нагрузке с максимальной интенсивностью q напряжения $\sigma_z = \alpha q$. По угловой вертикали $x=-a$ и $y=l_1$ напряжения могут быть получены при использовании допустимости принципа наложения путем вычитания из напряжений для случая равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q [по табл. 2.28 и формуле (2.34)] напряжений, полученных для треугольной нагрузки (по табл. 2.29).

Для определения напряжений в точках, расположенных на вертикалях, проходящих внутри контура прямоугольника, можно также воспользоваться изложенным выше методом угловых точек. Например, для точек, расположенных по вертикали, проходящей через точку A , находящуюся в центре прямоугольника $abcd$ (рис. 2.16), необходимые вычисления можно свести к определению напряжений от загрузки четырех одинаковых площадей $Akat$ равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью $q/2$ и загрузки тех же четырех площадей треугольными нагрузками с максимальной интенсивностью $q/2$, причем напряжения от двух треугольных нагрузок нужно вычесть из суммы всех остальных напряжений.

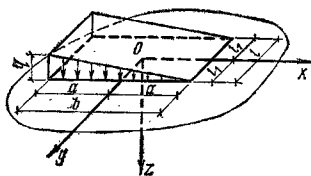


Рис. 2.15. Треугольная нагрузка по площади прямоугольника

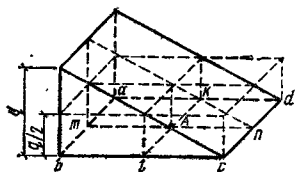


Рис. 2.16. Разбивка области загрузки на участки при использовании метода угловых точек

Аналогичным путем можно получить напряжения и для других схем, в частности для трапецидальной нагрузки по прямоугольной площади загрузки.

Таблицы для определения напряжений при горизонтальных нагрузках, распределенных равномерно или по трапеции на прямоугольной площади загрузки, можно найти в [51].

В. Основание конечной толщины. Если сжимаемое основание сооружения может быть представлено в виде линейно-деформируемого слоя, расположенного на совершенно жестком по сравнению с ним основании (например, скальном), то распределение напряжений в верхнем деформируемом слое зависит в основном от соотношения размеров площади загрузки и толщины сжимаемого слоя. Наличие жесткого подстилающего слоя всегда вызывает увеличение (концентрацию) нормальных напряжений σ_z по оси приложенной нагрузки — тем больше, чем меньше толщина верхнего слоя по сравнению с размерами площади загрузки (рис. 2.17). Решения таких задач получены М. И. Горбуновым-Посадовым [3, 4], К. Е. Егоровым [33], Р. М. Раппопортом.

Следует отметить, что на интенсивность концентрации напряжений существенное влияние оказывает то, в какой мере учитываются касательные напряжения на контактной поверхности между верхним деформируемым и нижним жестким слоями основания. Учет ка-

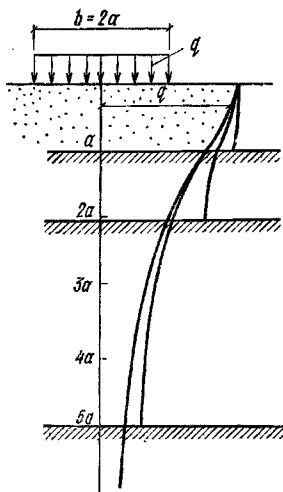


Рис. 2.17. Влияние расположения жесткого подстилающего слоя на распределение напряжений σ_z

сательных напряжений на контакте снижает концентрацию напряжений в сжимаемом слое.

Неоднородность основания, слоистость, наличие линз, изменение характеристик деформируемости по глубине и простиранию — все это может быть учтено при использовании численных методов решения задач, в частности метода конечных элементов (МКЭ); при применении для этих целей современных ЭВМ принципиальных трудностей не возникает. В такой же мере возможен учет развития областей пластических деформаций и нелинейности характеристик грунтов.

Г. Напряжения от действия собственного веса грунта. В основании сооружения, ограниченном горизонтальной плоскостью, эти напряжения определяют по формуле

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{n_0} \gamma_i \Delta z_i, \quad (2.35)$$

где γ_i — удельный вес грунта i -го слоя; Δz_i — толщина i -го слоя грунта.

Ниже уровня воды значение удельного веса грунта принимают с учетом его полного взвешивания, т. е. $\gamma_i = \gamma_{\text{своб}}$ [см. формулу (2.9)].

2.3.3. Методы определения полных (конечных) осадок сооружений

А. Общие положения. Полная осадка сооружения S в общем случае складывается из осадки погашения разбухания r при открытии котлована на глубину h (рис. 2.18), соответственно осадки s под действием части веса сооружения $q - \gamma h$ и дополнительной осадки d под влиянием соседних сооружений или пригрузок q_d , т. е.

$$S = r + s + d. \quad (2.36)$$

На компрессионной кривой (рис. 2.19) это соответствует последовательному изменению коэффициента пористости с e_2^* до e_1 , с e_1 до e_2 и с e_2 до e_2^* .

Другим основным положением методов расчета осадок является выделение сжимаемой толщи или так называемой активной глубины H (рис. 2.20), в пределах которой учитывают деформации грунта. Ниже глубины H деформациями пренебрегают ввиду их малости или они вообще отсутствуют (несжимаемый осадок).

Б. Метод послойного суммирования осадок. Этот метод заключается в делении всей сжимаемой толщи H на n_0 расчетных слоев толщиной h_i (см. рис. 2.20) и суммировании осадок в каждом расчетном слое по зависимости:

$$\left. \begin{matrix} r \\ s \\ d \end{matrix} \right\} = \sum_{i=1}^{n_0} \delta_{z,i} h_i, \quad (2.37)$$

где $\delta_{z,i}$ — относительная деформация расчетного слоя в направлении z от каждой нагрузки: γh , $q - \gamma h$ и q_d .

В общем случае для каждой нагрузки возможны свои величины H и соответствующее число расчетных слоев n_0 .

С учетом выражений (2.17) — (2.19) и рис. 2.19 в предположении невозможности бокового расширения грунта полная осадка, согласно зависимостям (2.36) и (2.37), может быть подсчитана по любой из нижеприведенных формул:

$$S = r + s + d = \sum_{i=1}^{n_0} \frac{e_2^* - e_1}{1 + e_1} h_i + \sum_{i=1}^{n_0} \frac{e_1 - e_2 \text{ (или } e_2^*)}{1 + e_1} h_i, \quad (2.38)$$

ИЛИ

$$S = \sum_{i=1}^{n_0} \frac{\sigma_{z,\gamma h} a_{6i}}{1 + e_1} h_i + \sum_{i=1}^{n_0} \frac{(\sigma_{z,q-\gamma h} + \sigma_{z,q_d}) a_i}{1 + e_1} h_i, \quad (2.39)$$

ИЛИ

$$S = \sum_{i=1}^{n_0} \frac{\beta_{0,i} \sigma_{z,\gamma h}}{E_{i6}} h_i + \sum_{i=1}^{n_0} \frac{\beta_{0,i} (\sigma_{z,q-\gamma h} + \sigma_{z,q_d})}{E_i} h_i, \quad (2.40)$$

где e_1 — коэффициент пористости в середине i -го слоя при напряжениях $\sigma_1 = \gamma z_i = \sigma_6$ (см. рис. 2.19); e_2^* — то же, при напряжениях $\sigma_2 = \gamma z_i - \sigma_{z,\gamma h}$; e_2 — то же, при напряжениях $\sigma_2 = \gamma z_i + \sigma_{z,q-\gamma h}$; e_2^* — то же, при напряжениях $\sigma_2 = \gamma z_i + \sigma_{z,q-\gamma h} + \sigma_{z,q_d}$; $\sigma_{z,\gamma h}$ — напряжения в середине i -го слоя от нагрузки γh ; $\sigma_{z,q-\gamma h}$ — то же, от нагрузки $q - \gamma h$; σ_{z,q_d} — то же, от нагрузки q_d ; a_{6i} — коэффициент уплотнения, определяемый на ветви вторичного уплотнения (никогда на ветви разбухания) по зависимости (2.16); a_i — коэффициент уплотнения, определяемый на ветви первичного сжатия (см. рис. 2.19) по зависимости (2.16); E_{i6} — модуль деформации при вторичном уплотнении, определяемый по зависимости (2.20); E_i — модуль деформации при первичном уплотнении, определяемый по зависимости (2.20).

В общем случае осадку можно определять в любом вертикальном сечении для любого вида нагрузок. Отличие будет только в значениях напряжений σ_i , определяемых по одной из таблиц или формул решений теории упругости.

В случае резко выраженной неоднородности оснований при определении напряжений следует прибегать к использованию соответствующих решений, учитывающих различную деформируемость слоев.

В СНиП II-16-76 расчет ведется с учетом

разбухания r по зависимости:

$$S = 0,8 \frac{E_{ср}}{E_{пр}} \sum_{i=1}^{n_0} \frac{\sigma_i' h_i}{E_i}, \quad (2.41)$$

где $E_{ср}$ и $E_{пр}$ — соответственно средний и приведенный модули деформации всей сжимаемой толщи; $\sigma_i' = \alpha_i q$ — среднее полное давление в грунте в середине i -го слоя от нагрузки q (при необходимости добавляют напряжения от нагрузки q_d).

Средний модуль деформации всей сжимаемой толщи $E_{ср}$ в формуле (2.41) определяют

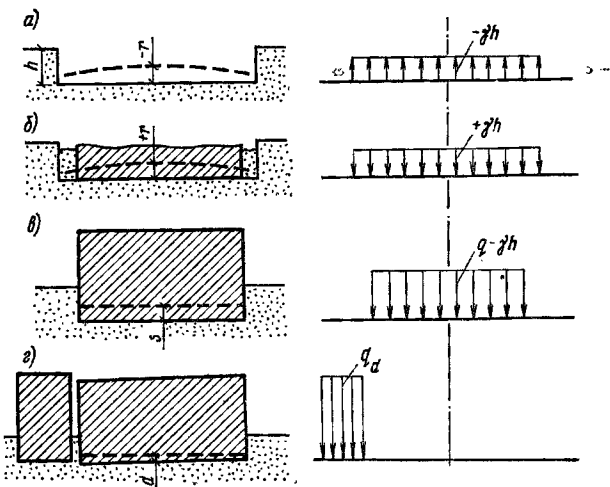


Рис. 2.18. Последовательность возведения сооружения и развитие осадки

а — отрыв котлована; б — возведение части сооружения и засыпка пауз; в — возведение всего сооружения; г — возведение соседнего сооружения

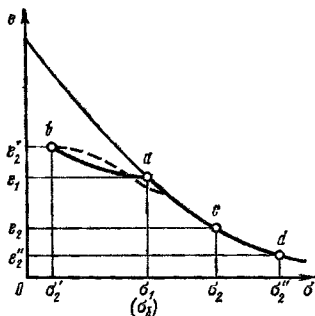


Рис. 2.19. Компрессионная кривая с ветвью вторичного уплотнения ba

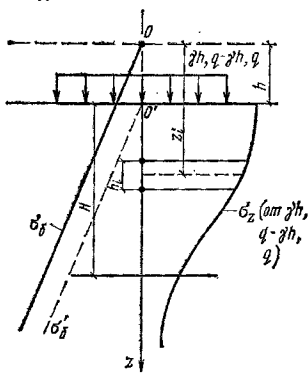


Рис. 2.20. Сжимаемая толщина (активная глубина) H и расчетные слои h_i

как средневзвешенную величину по зависимости от:

$$E_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^{n_0} E_i \alpha_i h_i}{\sum_{i=1}^{n_0} \alpha_i h_i} \quad (2.42)$$

Приведенный модуль деформации $E_{пр}$ определяют в соответствии с рис. 2.21 как

$$E_{пр} = \frac{q}{\delta_{пр} - \delta^*} = E_{cp} \frac{q}{q - (1 - E_{cp}/E_{\delta, cp}) \gamma h} \quad (2.43)$$

где $E_{\delta, cp}$ — средний модуль деформации всей сжимаемой толщи по ветви вторичной загрузки, определяемый по формулы (2.42) путем замены E_i на $E_{i\delta}$.

Модуль деформации по ветви вторичной загрузки $E_{i\delta}$ в каждом i -м слое определяется по зависимости (2.20) и рис. 2.19 как

$$E_{i\delta} = m\beta_0 \frac{e_2^* - e_1}{1 + e_1} = E_i \frac{e_2^* - e_1}{e_1 - e_2} \quad (2.44)$$

При определении осадок с учетом боковых деформаций относительная деформация линейно-деформируемого тела, как известно, будет:

$$\delta_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu (\sigma_x + \sigma_y)], \quad (2.45)$$

или

$$\Theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z.$$

С учетом связи объемной деформации с коэффициентом пористости и суммой напря-

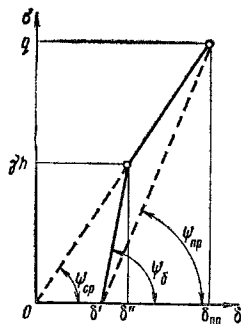


Рис. 2.21. График зависимости относительной деформации δ и нагрузки σ для определения $E_{пр} = \frac{q}{\delta_{пр} - \delta^*} = E_{cp} \frac{q}{q - (1 - E_{cp}/E_{\delta, cp}) \gamma h}$

жений Θ выражение (2.45) приобретает вид:

$$\delta_z = \left[\frac{1 + \mu}{1 - 2\mu} \left(\frac{\sigma_z}{\Theta} - \frac{1}{3} \right) + \frac{1}{3} \right] \times \frac{e_1 - e_2 (\text{нлн } e_2^*)}{1 + e_1} \quad (2.46)$$

Любым из выражений (2.45) или (2.46) можно пользоваться при определении величины осадок с учетом боковых деформаций грунта методом послойного суммирования по зависимости (2.37).

В случае вычисления r (т. е. подъема дна котлована или осадки вследствие погашения разбухания) следует определить напряжения $\sigma_{z, \gamma h}$ и сумму напряжений $\Theta_{\gamma h}$ от нагрузки γh , а в случае вычисления s или d — соответственно $\sigma_{z, q-\gamma h}$ и $\Theta_{q-\gamma h}$ или σ_{z, q_d} и Θ_{q_d} . В отличие от случая невозможности бокового расширения коэффициенты пористости e^* определяют по компрессионной кривой для напряжений $\sigma_z = \Theta_z / (1 + 2\epsilon)$, где Θ_z — сумма напряжений в грунте после приложения внешних нагрузок γh или q и q_d .

В. Определение мощности сжимаемой толщи. Наиболее широко распространенный способ определения активной глубины H основан на сопоставлении дополнительных напряжений от внешней нагрузки с ранее существовавшими напряжениями, в частности напряжениями от собственного веса грунта σ_0 , т. е. бытовыми напряжениями. Там, где добавка относительно мала, и ниже деформациями грунта пренебрегают. Таким образом, для случая определения подъема дна котлована или осадки вследствие погашения разбухания r глубину H находят по условию $\sigma_{z, \gamma h} = \beta' \sigma_0$, а для случая определения s или d — по условию $\sigma_{z, q-\gamma h} + \sigma_{z, q_d} = \beta' \sigma_0$, где $\beta' < 1$. В нормативных документах даны различные эмпирические критерии малости β' .

В СНиП II-15-74 активную глубину определяют по вертикали, проходящей через центр фундамента, из условия $\sigma_{z, q-\gamma h} = 0,2\sigma_0$ или с учетом влияния соседних фундаментов $\sigma_{z, q-\gamma h} + \sigma_{z, q_d} = 0,2\sigma_0$. Активную глубину легко определить графически путем построения эпюр напряжений $\sigma_{z, q-\gamma h}$, $0,2\sigma_0$ (рис. 2.22) и нахождения точки их пересечения. При наличии в пределах нижней границы сильносжимаемых грунтов [с модулем деформации $E < 50 \cdot 10^5$ Па (< 50 кгс/см²)] активная глубина ограничивается соотношением $\sigma_{z, q-\gamma h} + \sigma_{z, q_d} = 0,1\sigma_0$. По этой методике увеличение заглубления фундамента уменьшает величину H .

В СНиП II-16-76 границу активной глубины находят для каждой расчетной вертикали

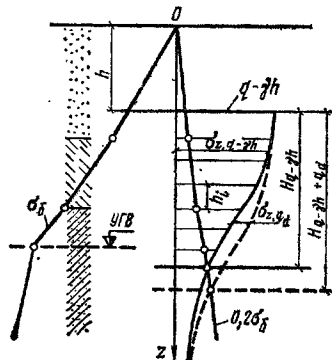


Рис. 2.22. Графический метод определения активной глубины (сжимаемой толщи) с учетом и без учета влияния соседних сооружений q_d по СНиП II-15-74

из условия, чтобы напряжения от полных внешних нагрузок $\sigma_{x,q} + \sigma_{x,q_d} = 0,5\sigma'_0$, где σ'_0 — напряжения от собственного веса столба грунта от поверхности дна котлована до глубины H (см. рис. 2.20). В случае однородного грунта $\sigma'_0 = \gamma H$. Таким образом, в этом случае не учитывается влияние заглубления фундамента сооружения.

Все эти рекомендации весьма условны. Более физически обоснованы другие способы, к сожалению, менее разработанные. К ним относится способ, когда за активную принимается такая глубина, при которой пренебрежение сжатием более глубоко расположенных слоев основания приводит к возникновению расчетной погрешности в величине осадки, не превышающей заданной величины. Весьма логичен способ, основанный на условии $\sigma_{x,q} + \sigma_{x,q_d} > \sigma_{стр}$, где $\sigma_{стр}$ — структурная прочность грунтов.

В последнее время в ряде нормативных документов (СНиП II-15-74 и др.) получил развитие способ определения H путем введения ниже H условного, несуществующего абсолютно несжимаемого подстилающего слоя — способ линейно-деформируемого слоя конечной толщины. В СНиП II-15-74 этот способ рекомендован для фундаментов больших размеров ($b > 10$ м) и при модуле деформации грунтов $E > 10$ МПа (100 кгс/см²). Расчетную толщину линейно-деформируемого слоя определяют по эмпирической зависимости:

$$H_{расч} = H_0 + tb, \quad (2.47)$$

где H_0 и t для оснований, сложенных глинистыми грунтами, принимают соответственно равными 9 м и 0,15; песчаными грунтами —

6 м и 0,1. Кроме того, вводят поправки на интенсивность давления от сооружения, умножая $H_{расч}$ на понижающий коэффициент 0,8 при давлении 0,1 МПа (1 кгс/см²) и на повышающий коэффициент 1,2 при давлении 0,5 МПа (5 кгс/см²).

Во всех способах при залегании несжимаемых грунтов в пределах H глубину сжимаемого слоя ограничивают кровлей этого грунта. В этом случае применение для расчета осадки способа линейно-деформируемого слоя конечной толщины с $H_{расч} < H$ вполне обосновано. В СНиП II-15-74 несжимаемым рекомендуется считать грунт с модулем деформации $E > 100$ МПа (1000 кгс/см²).

Г. Определение осадок как вертикальных перемещений линейно-деформируемой среды. Метод основан на непосредственном использовании решений теории линейно-деформируемой среды (теории упругости) для определения осадок различных точек поверхности основания при загрузке его данной внешней нагрузкой. При этом в общем виде

$$S = \int_0^z \delta_z dz = w(x, y, 0) - w(x, y, z), \quad (2.48)$$

где $w(x, y, z)$ — вертикальное перемещение в точке с координатами x, y, z .

Например, в случае равномерно распределенной нагрузки q , приложенной к прямоугольной площади загрузки (см. рис. 2.13), выраженное для вертикального перемещения в центре площади загрузки имеет вид:

$$\begin{aligned} w(z) &= \frac{2aq(1-\mu^2)}{E} K(z) \text{ или } w(z) = \\ &= \frac{bq}{C} K(z), \quad (2.49) \\ \text{где } 2a &= b \text{ и } C = \frac{E}{1-\mu^2}. \end{aligned}$$

В соответствии с выражением (2.48) осадка определится по зависимости:

$$S = w(0) - w(z) = \frac{bq}{C} [K(0) - K(z)],$$

или

$$S = \frac{bq}{C} K. \quad (2.50)$$

Значения коэффициента K для жестких фундаментов приведены в табл. 2.30 (при $\mu = 0,3$). В литературе имеются таблицы значений K и для средних осадок гибких фундаментов.

Для случая неоднородных грунтов К. Е. Егоровым предложена формула

$$S = bq \sum_{i=1}^{n_z} \frac{K_i - K_{i-1}}{C_i}, \quad (2.51)$$

ТАБЛИЦА 2.30. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА K ДЛЯ ЖЕСТКИХ ФУНДАМЕНТОВ

$m = 2z/r$ или $m = z/r$	Значения K для фундаментов							ленточных при $\lambda > 10$
	круглых радиусом r	прямоугольных при соотношении сторон $n = l/b$						
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,060	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,528	0,536	0,555	0,567	0,567	0,595
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,605	0,675	0,717	0,740	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,620	0,708	0,756	0,795	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,844	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,065	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,041	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,086	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,050	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,710	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,387	1,550

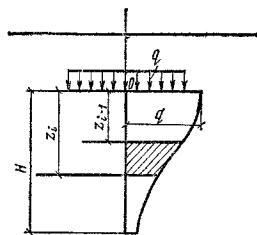
где m_0 — число слоев, различающихся по сжимаемости, в пределах сжимаемой толщи (активной глубины) H ; K_i — коэффициент, определяемый по табл. 2.30 для i -го слоя в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента $n = l/b$ и отношения глубины залегания подошвы i -го слоя z от уровня подошвы фундамента к полуширине фундамента ($m = 2z/b$) или к его радиусу ($m = z/r$).

В случае расчета осадки основания по расчетной схеме линейно-деформируемого слоя конечной толщины H (рис. 2.23) формула (2.51) может быть представлена в виде:

$$S = bqM \sum_{i=1}^{n_0} \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i}, \quad (2.52)$$

где M — коэффициент, учитывающий влияние жесткого подстилающего слоя, определяемый в зависимости от m' — отношения толщин линейно-деформируемого слоя H к полуширине или радиусу фундамента (табл. 2.31); K_i — коэффициент, определяемый, как и в формуле (2.51), по табл. 2.30 (см. рис. 2.23).

Следует отметить, что принципиально решения типа (2.49) или (2.50) справедливы

Рис. 2.23. Схема слоя конечной толщины H ТАБЛИЦА 2.31. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА M

$m' = 2H/b$ или $m' = H/r$	M
0—0,5	1,00
0,5—1	0,95
1—2	0,90
2—3	0,80
3—5	0,75
>5	0,67

Примечание. При ширине фундамента $b < 10$ м значения коэффициента M увеличивают в 1,5 раза.

только в условиях однородного основания ($C = \text{const}$), поэтому и применение зависимостей (2.51) и (2.52) в некоторой мере условно.

Исходя из решений задачи о вертикальных перемещениях $w(x, y, z)$ однородной линейно-деформируемой среды при $z=0$ получены выражения для осадок различных точек подошвы фундаментов как в случае слоя конеч-

ТАБЛИЦА 2.32. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА K ДЛЯ ЛИНЕЙНО-ДЕФОРМИРУЕМОГО ПОЛУПРОСТРАНСТВА

Форма загруженной площади	K_y	K_c	K_{cP}	K_{const}
Круг	0,64	1,00	0,85	0,79
Квадрат ($n = l/b = 1$)	0,56	1,12	0,95	0,88
Прямоугольник при $n = l/b$:				
1,5	0,68	1,36	1,15	1,05
2	0,77	1,53	1,30	1,22
3	0,89	1,78	1,53	1,44
4	0,98	1,96	1,70	1,61
5	1,05	2,10	1,83	1,72
10	1,27	2,53	2,25	2,12

ной толщины, так и для неограниченного массива в виде формулы (2.50) с коэффициентами K , значения которых приведены в табл. 2.32 и 2.33.

ТАБЛИЦА 2.33. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА K ДЛЯ ЛИНЕЙНО-ДЕФОРМИРУЕМОГО СЛОЯ КОНЕЧНОЙ ТОЛЩИНЫ

$m' = 2H/b$ или $m' = H/r$	Значения K для фундаментов					
	круглых радиусом r	прямоугольных при соотношении сторон $n=l/b$			ленточных при n	
		1	2	3	10	>10
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
0,25	0,12	0,12	0,12	0,13	0,13	
0,50	0,22	0,22	0,24	0,24	0,25	
0,75	0,31	0,31	0,34	0,34	0,36	
1,00	0,38	0,39	0,43	0,44	0,46	
1,50	0,50	0,53	0,59	0,61	0,63	
2,00	0,58	0,62	0,70	0,73	0,77	
2,50	0,63	0,68	0,79	0,83	0,89	
3,00	0,66	0,72	0,87	0,92	1,00	
4,00	0,70	0,77	0,96	1,04	1,15	
5,00	0,72	0,80	1,08	1,13	1,27	

В формуле (2.50) $K=K_y$ для угловой точки гибкого фундамента, $K=K_d$ для центра площади загрузки, $K=K_{cp}$ для средней осадки всей загруженной площади и $K=K_{const}$ для осадки абсолютно жесткого фундамента.

Для неоднородных оснований в виде слоя конечной толщины с учетом явления разбухания в формуле (2.50) модуль деформации E принимают равным E_{np} , определяемому по зависимости (2.43).

Зависимости, аналогичные формуле (2.50), получены для определения крена (наклона) сооружений с прямоугольной подошвой при вращении в приложении вертикальной нагрузки:

в направлении большей стороны подошвы сооружения

$$\operatorname{tg} \omega_l = K_l \frac{M_l}{(l/2)^3} \frac{1-\mu^2}{E}; \quad (2.53)$$

в направлении меньшей стороны подошвы сооружения

$$\operatorname{tg} \omega_b = K_b \frac{M_b}{(b/2)^3} \frac{1-\mu^2}{E}, \quad (2.54)$$

где ω_l и ω_b — углы крена сооружения; K_l и K_b — коэффициенты, значения которых приведены в табл. 2.34; M_l и M_b — моменты, действующие в вертикальной плоскости, параллельной соответственно большей и меньшей сторонам прямоугольника.

Для круглого в плане фундамента радиусом r

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{M}{4r^3} \frac{1-\mu^2}{E}. \quad (2.55)$$

На основе решений для вертикальных перемещений однородного линейно-деформируемого полупространства или полуплоскости Н. А. Цытовичем предложен способ «эквива-

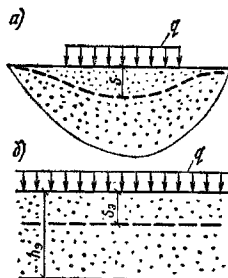


Рис. 2.24. Схема замены линейно-деформируемого основания (а) эквивалентным слоем (б)

ТАБЛИЦА 2.34. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ K_l и K_b

Соотношение сторон подошвы сооружения $n=l/b$	K_l	K_b
1,0	0,50	0,50
1,4	0,71	0,39
1,6	0,83	0,33
2,4	0,97	0,25
3,2	1,10	0,19
5,0	1,44	0,13

лентного слоя». При этом вычисление осадки S от нагрузки, равномерно распределенной по поверхности основания в пределах полосы или круглой и прямоугольной площади загрузки (рис. 2.24, а), заменяется определением осадки S_0 неограниченно простирающегося «эквивалентного слоя» толщиной h_0 , загруженного по всей его поверхности нагрузкой той же интенсивности q (рис. 2.24, б).

В условиях невозможности боковых деформаций, с учетом выражений (2.45) и (2.15):

$$S_0 = \delta_z h_0 = \frac{1}{E} (q - \mu \xi q - \mu \xi q) h_0 = \frac{q}{E} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right) h_0. \quad (2.56)$$

При определении S по зависимостям типа (2.50) из условия $S=S_0$ получено

$$h_0 = bAK, \quad \text{где } A = \frac{(1-\mu^2)}{1-2\mu}. \quad (2.57)$$

Тогда, с учетом выражений (2.16) и (2.17), осадка сооружения определится по формуле

$$S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h_0 = \frac{aq}{1 + e_1} h_0 = \frac{a}{1 + e_1} qbAK, \quad (2.58)$$

где a — коэффициент уплотнения (см. п. 2.1.8); e_1 — начальный коэффициент пористости грунта; K — коэффициент, определяемый по табл. 2.32.

Существуют вспомогательные таблицы для

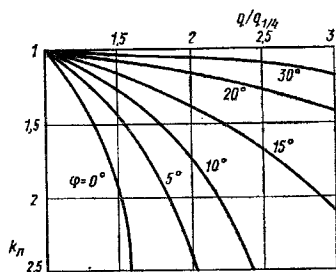


Рис. 2.25. График связи осадки — нагрузки для равномерно распределенной полосовой нагрузки в случае упругопластического основания (в безразмерных координатах)

определения значений АК в случае прямоугольных и круглых в плане фундаментов при различных значениях μ . В целях использования формулы (2.58) в случае неоднородного основания, состоящего из горизонтальных слоев, предложен [52] прием условного осреднения коэффициентов уплотнения.

В заключение следует отметить, что современное развитие численных методов оценки напряженно-деформированного состояния оснований с помощью ЭВМ, в частности применение метода конечных элементов (МКЭ), позволяет решать задачи о перемещениях и осадках практически при любой конфигурации основания, его неоднородности, жесткости сооружения и любой внешней нагрузке.

Д. Определение осадок как вертикальных перемещений упругопластической среды. В последние годы на основе применения метода конечных элементов (МКЭ) началось интенсивное развитие решений упругопластических задач напряженно-деформированного состояния земляных сред и, в частности, оснований сооружений. При их использовании осадку определяют с учетом развития областей пластических деформаций во всем диапазоне нагрузок вплоть до разрушающей. При этом отпадают какие-либо ограничения в развитии областей пластических деформаций (2.31) и ставится условие выполнения только требований (2.29).

Имея результаты расчетов осадок по упругой модели S (линейно-деформируемая среда) и упругопластической модели S_{II} , можно принять

$$S_{II} = k_{II} S, \quad (2.59)$$

где k_{II} — коэффициент увеличения осадки при учете развития областей пластических деформаций.

Значения k_{II} [1] в случае равномерно распределенной полосовой нагрузки q можно оп-

ределять по графику на рис. 2.25 для различных значений угла внутреннего трения грунта φ в зависимости от $q/q_{1/4}$, где $q_{1/4}$ подсчитывают по формуле (2.30) при $z_{\max} = 0,25b$. График на рис. 2.25 получен для $b \leq 10$ м и $H/b \leq 2$; при $H/b \leq 1$ значение k_{II} следует увеличить на 10—15%. При нагрузке $q < q_{1/4}$ осадки линейно-деформируемого и упругопластического оснований можно считать одинаковыми, т. е. принимать $k_{II} = 1$.

Следует отметить, что степень разработанности решений большинства упругопластических задач еще далека от возможности их непосредственного использования в проектной практике.

2.3.4. Консолидация оснований и осадка во времени

А. Одномерная задача. Методом Фурье решены многие одномерные задачи консолидации — уплотнения слоя грунта при различных уплотняющих нагрузках и граничных условиях.

При постоянной равномерно распределенной нагрузке q , приложенной к поверхности дренированного с двух сторон слоя грунта толщиной h_0 (рис. 2.26, а), выражение для избыточных давлений в поровой воде, изменяющихся во времени, имеет вид:

$$p = \frac{4q}{\pi} \sum_{i=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{i} e^{-\frac{c_v i^2 \pi^2 t}{h_0^2}} \times \sin \frac{i\pi z}{h_0}, \quad (2.60)$$

где $c_v = k_{\phi}(1 + e_{cp})/(\gamma a)$ — коэффициент консолидации.

Осадку слоя во времени S_t может быть представлена как

$$S_t = U S, \quad (2.61)$$

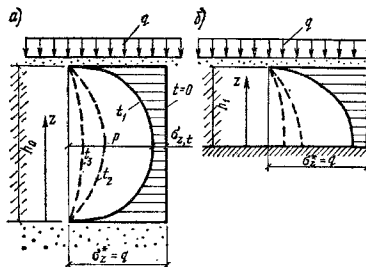


Рис. 2.26. Распределение избыточных давлений p и напряжений σ в скелете грунта, консолидирующегося под действием распределенной нагрузки q , с дренажем в основании (а) и на водоупоре (б)

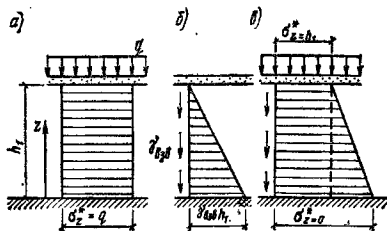


Рис. 2.27. Стабилизированные напряжения в слое при равномерно распределенной нагрузке — случай 1 (а), действии собственного веса грунта — случай 2 (б) и совместном действии внешней нагрузки и собственного веса — случай 3 (в)

где U — степень консолидации или уплотнения всего слоя грунта, изменяющаяся во времени от 0 до 1; S — полная стабилизированная осадка слоя.

При использовании решения (2.60) выражение для степени консолидации имеет вид:

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} e^{-\frac{c_v i^2 \pi^2 t}{h_0^2}} \quad (2.62)$$

При наличии в основании слоя водоупора (рис. 2.26, б) решение задачи может быть получено путем замены в выражениях (2.60) и (2.62) h_0 на $2h_1$.

Следует отметить, что из решения (2.62) получается условие

$$h_0'^2 / h_0''^2 = t' / t'',$$

т. е. что длительности консолидации t' и t'' до одной и той же степени двух слоев разной толщины h_0' и h_0'' соотносятся как квадраты их толщин.

Аналогичные решения получены для уплотнения слоя под действием собственного веса грунта или комбинации нагрузок (рис. 2.27).

Используя вследствие быстрой сходимости рядов в решениях одномерных задач только один член ряда, степень консолидации можно выразить так:

для прямоугольной эпюры стабилизированных напряжений (рис. 2.27, а)

$$U \approx 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N_1};$$

для треугольной эпюры стабилизированных напряжений, например, при действии собственного веса грунта (рис. 2.27, б)

$$U \approx 1 - \frac{32}{\pi^2} e^{-N_2};$$

для трапецидальной эпюры стабилизированных напряжений, например, возникающих

ТАБЛИЦА 2.35. ЗНАЧЕНИЯ N ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ СЛУЧАЕВ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ СТАБИЛИЗИРОВАННЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В УПЛОТНЕННОМ СЛОЕ

U	N_1	N_2	U	N_1	N_2
0,05	0,005	0,06	0,55	0,69	0,84
0,10	0,02	0,12	0,60	0,71	0,95
0,15	0,04	0,18	0,65	0,84	1,10
0,20	0,08	0,26	0,70	1,00	1,24
0,25	0,12	0,31	0,75	1,18	1,42
0,30	0,17	0,39	0,80	1,40	1,64
0,35	0,24	0,47	0,85	1,69	1,93
0,40	0,31	0,55	0,90	2,09	2,35
0,45	0,39	0,63	0,95	2,80	3,17
0,50	0,49	0,73	1,00	∞	∞

в случае одновременного действия равномерно распределенной нагрузки и собственного веса (рис. 2.27, в),

$$U \approx 1 - \frac{32}{\pi^2} e^{-N_3},$$

где N_1 и N_2 — показатели, значения которых для различных значений степени консолидации $U = S_t/S$ приведены в табл. 2.35; $N_3 = N_1 + (N_2 - N_1)J$ [здесь J — интерполяционный коэффициент, зависящий от соотношения $\sigma_{z=h_1}^* / \sigma_{z=0}^*$ (см. рис. 2.27, в) (табл. 2.36)],

ТАБЛИЦА 2.36. ЗНАЧЕНИЯ ИНТЕРПОЛЯЦИОННОГО КОЭФФИЦИЕНТА J

$\sigma_{z=h_1}^* / \sigma_{z=0}^*$	J	$\sigma_{z=h_1}^* / \sigma_{z=0}^*$	J	$\sigma_{z=h_1}^* / \sigma_{z=0}^*$	J
0,0	1,00	0,4	0,46	0,8	0,12
0,1	0,84	0,5	0,36	0,9	0,06
0,2	0,69	0,6	0,27	1,0	0,00
0,3	0,56	0,7	0,19		

Таким образом, задаваясь степенью консолидации U , по зависимости (2.61) определяют величину осадки S_t . Затем подсчитывают время, в течение которого достигается осадка S_t , по зависимости

$$t = \frac{4h_1^2}{\pi^2 c_v} N, \quad (2.63)$$

где N определяют по табл. 2.35 и 2.36.

Стабилизированные осадки S в зависимости (2.61) для случаев 1, 2, 3 (см. рис. 2.27) определяются соответственно как

$$S_1 = \frac{aqh_1}{1 + e_{cp}}; \quad S_2 = \frac{\sigma_{\gamma_{вв}} h_1}{2(1 + e_{cp})};$$

$$S_3 = \frac{a(\gamma_{вв}/2 + q) h_1}{1 + e_{cp}}. \quad (2.64)$$

При уплотнении слоя грунта на водопроницаемом основании под действием фильтрационных сил исходящего фильтрационного потока (рис. 2.28, а) или под действием соб-

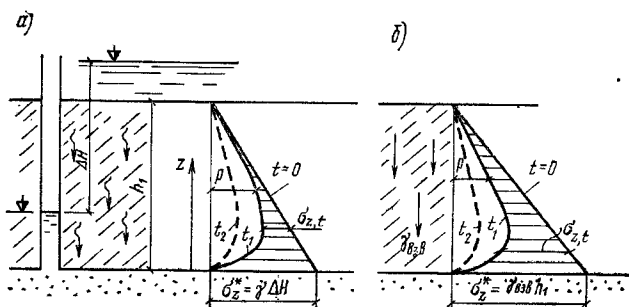


Рис. 2.28. Распределение избыточных давлений p и напряжений σ в слое грунта под действием фильтрационных сил (а) или собственного веса грунта (б)

ственного веса (рис. 2.28, б) решение задачи об осадках во времени имеет вид:

$$S_t = \frac{\alpha y \Delta H \text{ (или } \gamma_{\text{вв}} h t)}{2(1 + e_{\text{ср}})} \times \left(1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} e^{-\frac{c_v i^2 \pi^2 t}{h_0^2}} \right), \quad (2.65)$$

где ΔH — разность напоров на поверхности и в основании уплотняемого слоя.

Таким образом, в этом случае можно использовать значения M_i , приведенные в табл. 2.35.

Если принять, что нагрузка меняется по линейному закону, т. е. $q(t) = \alpha t$, то

$$p = \alpha \left[\frac{z(h_0 - z)}{2c_v} - \frac{4h_0^2}{c_v \pi^3} \sum_{i=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^3} \times \left[\sin \frac{i\pi z}{h_0} e^{-\frac{c_v i^2 \pi^2 t}{h_0^2}} \right] \right] \quad (2.66)$$

и

$$S_t = \alpha \frac{2ah_0^3}{c_v(1 + e_{\text{ср}})} \left(\frac{c_v t}{2h_0^2} - \frac{1}{24} + \frac{4}{\pi^4} \sum_{i=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^4} e^{-\frac{c_v i^2 \pi^2 t}{h_0^2}} \right). \quad (2.67)$$

При любом графике нарастания нагрузки во времени (рис. 2.29, а) действительный график заменяют близким по очертанию расчетным, составленным из сочлененных прямых участков. Для моментов времени $t=0$, $t=t_1$, $t=t_2$ и т. д. строят ряд линейно-возрастающих нагрузок (рис. 2.29, б). После этого по формулам (2.66) и (2.67) определяют $p(z, t, \alpha=1)$ и $S_t(t, \alpha=1)$. В результате к моменту

времени t_k величины $p(t_k, z)$ и $S_t(t_k)$, в соответствии с рис. 2.29, определяются как:

$$\left. \begin{aligned} p(t_k, z) &= \alpha_0 p(z, t_k, \alpha=1) - \alpha_1 \times \\ &\times p(z, t_k - t_1, \alpha=1) + \alpha_2 p(z, t_k - \\ &- t_2, \alpha=1); \\ S_t(t_k) &= \alpha_0 S_t(t_k, \alpha=1) - \alpha_1 S_t \times \\ &\times (t_k - t_1, \alpha=1) + \alpha_2 S_t(t_k - t_2, \\ &\alpha=1), \end{aligned} \right\} (2.68)$$

где $\alpha_0 = \text{tg } \psi_0 = \frac{q_0}{t_1}$;

$\alpha_1 = \text{tg } \psi_1 = \frac{q'}{t_2 - t_1}$; $\alpha_2 = \text{tg } \psi_2 = \frac{q''}{t_k - t_2}$.

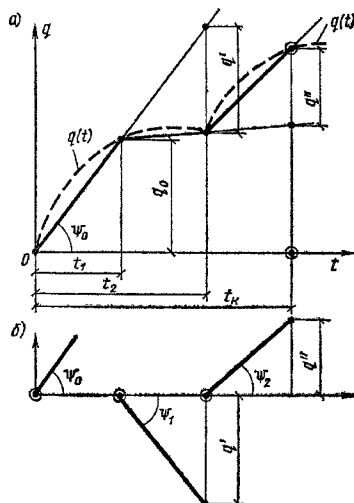


Рис. 2.29. Действительный (пунктир) и расчетный графики нарастания равномерно распределенной нагрузки q на поверхности слоя грунта

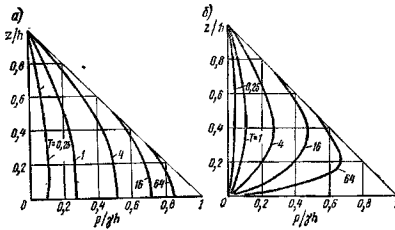


Рис. 2.30. Распределение избыточных давлений в поровой воде по высоте постепенно возводимого слоя грунта при наличии в основании водоупора (а) и дренажа (б); степень консолидации U слоя на водоупоре (в)

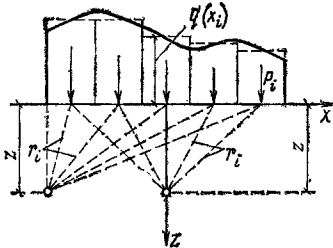


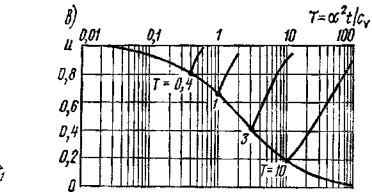
Рис. 2.31. Схема к расчету консолидации при произвольной нагрузке по полосе загрузки

При равномерно растущем (постепенно возводимом) консолидируемом слое, т. е. при $h(t) = at$, избыточные давления в воде в соответствии с решением Гибсона в случае водоупора в основании можно определить по графику на рис. 2.30, а, а в случае дренажа в основании — по графику на рис. 2.30, б для моментов времени, устанавливаемых из зависимости $T = a^2 t / c_v$. В случае водоупора в основании степень консолидации U в зависимости (2.61) определяют по графику Гибсона, приведенному на рис. 2.30, в, где даны также кривые увеличения во времени U после прекращения роста слоя в момент времени, соответствующий значениям T , равным 0,4; 1; 3; 10.

Б. Плоская и пространственная задачи.

Для плоской задачи исходя из простейшего случая консолидации полностью насыщенного водой грунта основания при произвольном законе распределения нагрузки на полосе загрузки можно заменить ее рядом сосредоточенных сил P_i (рис. 2.31). Тогда избыточные давления в поровой воде для любого момента времени t можно определить по выражению

$$p = \frac{1}{\pi} \sum_{i=1}^n P_i \frac{z}{r_i} \left(e^{-\frac{r_i^2}{4c_v t}} - 1 \right). \quad (2.69)$$



Можно легко учесть постепенность увеличения нагрузки. Считая, что нагрузка увеличивается ступенями ΔP_i , сдвинутыми во времени в соответствии с графиком нарастания нагрузки, находят распределение давлений в воде для заданного момента времени t от каждой ступени нагрузки и, складывая их, получают искомое распределение давлений.

Для простейшей пространственной задачи при прямоугольной площадке загрузки можно воспользоваться графиком Гибсона (рис. 2.32). На графике дана зависимость степени консолидации (при $\mu=0$) для угловой точки прямоугольной площадки загрузки равномерно распределенной нагрузкой при различных соотношениях сторон $\lambda = 1/n = b/l$ от величин

$$T' = \frac{k_{\Phi} (1 + \epsilon_{cp})}{a \gamma l^2} t. \quad (2.70)$$

По известной степени консолидации с помощью метода угловых точек (см. рис. 2.14) можно легко найти осадку любой точки поверхности основания для заданного времени консолидации по зависимости (2.61).

В более общем случае плоской и тем более пространственной задач консолидации применяют численные методы интегрирования уравнений консолидации, в частности способ конечных разностей (метод сеток). При этом учитывают постепенность возведения сооружений по любому графику, наличие дренажей и водоупоров, содержание газа в порах водонасыщенного грунта.

В простейшем случае постоянных характеристик грунта, отсутствия начального градиента напора и неучета ползучести грунта уравнение двумерной консолидации имеет вид:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \frac{1}{2\omega} \frac{\partial \theta^*}{\partial t} + \frac{(1 + e)(1 + \epsilon) k_{\Phi}}{2\omega \gamma} \nabla^2 H, \quad (2.71)$$

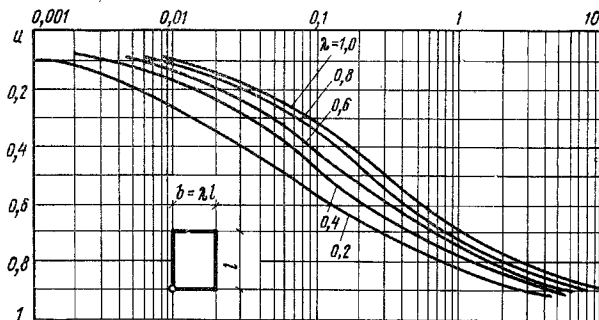


Рис. 2.32. Степень консолидации U для угловой точки прямоугольной площади загрузки равномерно распределенной нагрузкой

$$\text{где } \omega = 1 + \frac{\beta(1 + e)(1 + \xi)}{2a};$$

Θ^* — сумма нормальных напряжений в «скелете» грунта в стабилизированном (консолидированном) состоянии.

Начальное распределение избыточных давлений в воде ($t=0$) будет

$$p_0 = \frac{\Theta^*}{2\omega}. \quad (2.72)$$

Во всех случаях отсутствия газа (полное водонасыщение) $\omega=1$. Приблизненно среднее значение β определится по формуле

$$\beta = \frac{s + \mu n}{p_i + p}, \quad (2.73)$$

где s и μ — содержание соответственно газа и воды в единице объема грунта; μ — коэффициент растворимости газа в воде; p_i и p — соответственно начальное (до консолидации) и дополнительное (в результате консолидации) давление в поровой воде.

При решении задачи методом конечных разностей все основание разбивают сеткой с размерами Δx и Δz или, при квадратной сетке, $\Delta x = \Delta z = \Delta h$ и определяют избыточные напоры или давления только для узловых точек и для фиксированных моментов времени, кратных расчетному промежутку времени Δt .

В этом случае уравнение (2.71) может быть представлено способом конечных разностей в весьма простом виде:

$$p_{i+1,i,k} = \frac{\Delta \Theta_{i+1,i,k}^*}{2\omega} + \frac{1}{4} (p_{i,i+1,k} + p_{i,i,k+1} + p_{i,i-1,k} + p_{i,i,k-1}), \quad (2.74)$$

где $p_{i,i,k}$ — давление в поровой воде в узле i , k в момент времени $t+1$ (здесь i, k — координаты,

т. е. номера узлов); $\Delta \Theta_{i+1,i,k}^* = \Theta_{i+1,i,k}^* - \Theta_{i,i,k}^*$ — приращение суммы главных стабилизированных напряжений от внешней нагрузки в узлах i, k за промежуток времени Δt ; $p_{i,i+1,k}$, $p_{i,i,k+1}$, $p_{i,i-1,k}$, $p_{i,i,k-1}$ — давление в ближайших к узлу i, k узлах сетки в предыдущий момент времени t .

Расчетный промежуток времени

$$\Delta t = \frac{1}{4} \frac{\gamma a \omega}{k_\Phi (1 + e_{cp})} \Delta h^2.$$

При отсутствии приращений внешней нагрузки величина

$$p_{i+1,i,k} = \frac{1}{4} (p_{i,i+1,k} + p_{i,i,k+1} + p_{i,i-1,k} + p_{i,i,k-1})$$

выражает результат операции выравнивания избыточных давлений в поровой воде.

Для начального момента времени избыточное давление в воде определяется зависимостью

$$p_{i=0} = \frac{\Theta^*}{2\omega}. \quad (2.75)$$

Граничное значение дополнительного порового давления на водопроницаемых (дренирующих) поверхностях принимается равным нулю или заданным. Для выполнения граничного условия — отсутствия фильтрации воды через водонепроницаемую поверхность — вводятся дополнительные (фактивные) узлы, значения порового давления в которых принимают равными давлениям, вычисленным для действительных соседних узлов.

В результате проведенного расчета консолидации для различных моментов времени после приложения уплотняющей нагрузки могут быть построены линии равных избыточных давлений в поровой воде, характер которых при наличии по подошве сооружения дре-

нажа показан на рис. 2.33. Зная давление в воде, напряжения в «скелете» грунта определяют по зависимости:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \sigma_z^* - p_t; \\ \sigma_x &= \sigma_x^* - p_t; \\ \theta &= \theta^* - 2p_t. \end{aligned} \right\} \quad (2.76)$$

Расчет осадки сооружения при нестабилизированном состоянии грунта производят с учетом неполной передачи сжимающих напряжений на «скелет» грунта. В этом случае из эпюры стабилизированных напряжений σ_z^* вычитают эпюру избыточных давлений в воде p_t , полученную в результате расчета уплотнения (консолидации) грунта (рис. 2.34). По найденным сжимающим напряжениям при нестабилизированном состоянии грунта определяют активную глубину H_t и осадку сооружения S_t по зависимостям (2.39), (2.40), (2.41), (2.45) и др. По мере уплотнения грунта избыточные давления в воде уменьшаются, а на-

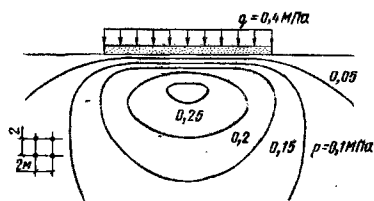


Рис. 2.33. Линии равных избыточных давлений в осадании при наличии дренажа по подошве сооружения

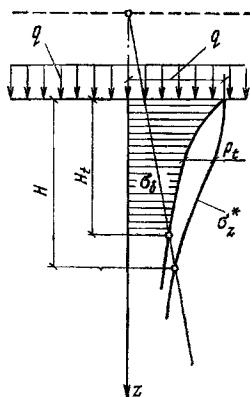


Рис. 2.34. Расчет осадки сооружения при нестабилизированном состоянии грунта методом послойного суммирования

пряжения в «скелете» грунта и активная глубина увеличиваются, приближаясь к их максимальным значениям, полученным для стабилизированного состояния грунта.

С увеличением водопроницаемости k_d и уменьшением сжимаемости грунта a , а также с уменьшением мощности сжимаемой толщ H время развития осадок во времени существенно сокращается. При определенных соотношениях k_d , a и H осадки будут заканчиваться за время возведения сооружения t_0 . В связи с этим в СНиП II-16-76 в качестве условия необходимости учета развития осадок во времени принято ирриближенно (на основе решения одномерной задачи) соотношение

$$c_v^0 = \frac{k_d(1+e)t_0}{a\gamma h_0^2} < 4. \quad (2.77)$$

При очень малой водопроницаемости, большой сжимаемости и быстром возведении сооружения ($c_v^0 < 0,015$) можно не учитывать в расчетах консолидации постепенного роста нагрузки. В этом случае к моменту окончания возведения сооружения распределение избыточных давлений в воде для условий плоской задачи можно определять по зависимости:

$$p = \frac{\sigma_z^* + \sigma_x^*}{2 \left[1 + \frac{\beta(1+e)}{a} \right]}, \quad (2.78)$$

где β — коэффициент объемной сжимаемости газа в порах водонасыщенного грунта, определяемый, например, по зависимости (2.73).

2.4. Определение горизонтальных смещений сооружений

Как и в случае определения вертикальных смещений (осадок), для определения горизонтальных смещений в практических расчетах используют решения линейно-деформируемой среды (теории упругости). Условия их применимости определены приведенными в п. 2.3.1 критериями, связанными с ограничениями развития областей пластических деформаций.

Изложенный в СНиП II-16-76 метод основан на непосредственном использовании решения плоской задачи теории линейно-деформируемой среды для равномерно распределенной горизонтальной нагрузки интенсивностью q на полосу шириной $2a=b$. При этом находят разность горизонтальных смещений U двух точек на глубинах $z=0$ и $z=h$, т. е.

$$U = U(0) - U(h).$$

Для середины полосы загрузки

$$U = \frac{aq}{E_c} \Phi = \frac{Q}{2E_c} \Phi, \quad (2.79)$$

где Q — горизонтальная нагрузка на единицу длины сооружения; E_c — модуль деформации грунта, который СНиП II-16-76 предлагается принимать равным $1,2E_{пр}$ для глинистых грунтов и $1,6E_{пр}$ для песчаных грунтов [$E_{пр}$ определяется по зависимости (2.43)].

Функция Φ по решению теории упругости определяется как

$$\Phi = (1 + \mu) \frac{2}{\pi} \left[(1 - \mu) \ln(1 + m_\Phi^2) + m_\Phi (3 - 2\mu) \operatorname{arctg} \frac{1}{m_\Phi} \right], \quad (2.80)$$

$$\text{где } m_\Phi = h/a = 2h/b.$$

Так же как в случае определения осадок сооружений, при использовании решений теории упругости существенные трудности возникают при оценке величины $h=H_c$, т. е. в определении мощности деформируемой толщи (активной глубины). В СНиП II-16-76 предлагается использовать эмпирическую зависимость

$$H_c = 0,4(b + l_a),$$

где b — ширина подошвы сооружения; l_a — длина аэричного понура.

Горизонтальными смещениями сооружения вследствие деформаций грунта ниже глубины H_c пренебрегают.

В случае неоднородных грунтов по глубине по аналогии с зависимостью (2.51) в СНиП II-16-76 предложена формула

$$U = \frac{Q}{2} \sum_{i=1}^{n_0} \frac{\Phi_i - \Phi_{i-1}}{E_{ci}}, \quad (2.81)$$

где n_0 — число горизонтальных слоев, различающихся по деформируемости в пределах расчетного смешанного слоя H_c (активной глубины); Φ — коэффициенты, определяемые по формуле (2.80) для i -го слоя

при залегании подошвы i -го слоя на глубине h_i , т. е. при $m_{\Phi i} = 2h_i/b$.

Следует отметить некоторую условность выражения (2.81), так как решение (2.79) справедливо только в условиях однородного основания ($E_c = \text{const}$).

Для условий пространственной задачи при загрузке прямоугольной площади $2a \times 2l_a$ равномерно распределенной горизонтальной нагрузкой интенсивностью q средняя величина горизонтального смещения из решения теории упругости определяется по формуле

$$U = 2l_a q \frac{1 + \mu}{\pi E_c} A, \quad (2.82)$$

$$\text{где } A = \ln \frac{\sqrt{1+n^2}+n}{\sqrt{1+n^2}-n} + n \ln \frac{\sqrt{1+n^2}+1}{\sqrt{1+n^2}-1} + \frac{2}{3n} [1+n^3 + (1+n^2)^{3/2}] - \mu \left\{ n \ln \frac{\sqrt{1+n^2}+1}{\sqrt{1+n^2}-1} + \frac{2}{3n} [(2n^3-1) - (2n^2-1)\sqrt{1+n^2}] \right\}; \quad n = a/l_a.$$

Следует отметить, как и при рассмотрении методов расчетов осадок сооружений, что развитие за последние годы численных методов решения упругопластических и нелинейных задач позволяет более обособленно определять горизонтальные составляющие смещений сооружений. При этом решение задач должно производиться с учетом всех действующих нагрузок, так как принцип наложения для этих задач неприменим.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Бутров А. К., Зарка А. А. Решение смешанных задач теории упругости и пластичности грунтов для различных схем оснований. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1979, № 2.
- Гольдштейн М. Н., Кушнер С. Г., Шевченко М. И. Расчеты осадок и прочности оснований зданий и сооружений. Киев: Будівельник, 1977.
- Горбунов-Посадов М. И. Осадка фундаментов на слое грунта, подстилаемом скальным основанием. М.: Стройиздат, 1946.
- Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании. М., Гостройиздат, 1953.
- Горелик Л. В. Расчеты консолидации оснований и плотин из грунтовых материалов. М., Энергия, 1957.
- ГОСТ 5180—75. Грунты. Метод лабораторного определения влажности.
- ГОСТ 5181—78. Грунты. Метод лабораторного определения удельного веса.
- ГОСТ 5182—78. Грунты. Методы лабораторного определения объемного веса.
- ГОСТ 5183—77. Грунты. Методы лабораторного определения границ текучести и раскатывания.
- ГОСТ 12071—72. Грунты. Отбор, усадка, транспортирование и хранение образцов.
- ГОСТ 12248—78. Грунты. Методы лабораторного определения сопротивления срезу.
- ГОСТ 12288—66. Горные породы. Метод определения механических свойств выдавливанием пузасона.
- ГОСТ 12374—77. Грунты. Метод полевого испытания динамическим зондированием.
- ГОСТ 12376—70. Грунты. Методы лабораторного определения аэрового (гранулометрического) состава.
- ГОСТ 19912—74. Грунты. Метод полевого испытания динамическим зондированием.
- ГОСТ 20069—74. Грунты. Метод полевого испытания статическим зондированием.
- ГОСТ 20278—74. Грунты. Метод полевого определения модуля деформации прессиометрами.
- ГОСТ 20522—75. Грунты. Метод статистической обработки результатов определений характеристик.
- ГОСТ 21153.2—75. Породы горные. Метод определения предела прочности при одноосном сжатии. Срок действия до 01.07.86.
- ГОСТ 21183.3—75. Породы горные. Метод определения предела прочности при одноосном растяжении. Срок действия до 01.07.86.
- ГОСТ 21183.4—78. Породы горные. Метод комплексного определения пределов прочности при мно-

покатом раскалывании и сжатии. Срок действия до 01.07.86.

22. ГОСТ 21153.5—78. Породы горные. Метод определения предела прочности при срезе. Срок действия до 01.07.86.

23. ГОСТ 21153.6—78. Породы горные. Метод определения предела прочности при изгибе. Срок действия до 01.07.86.

24. ГОСТ 21719—80. Грунты. Метод полевого испытания вращательным срезом.

25. ГОСТ 22733—77. Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности.

26. ГОСТ 23061—78. Грунты. Методы радионейтронного определения объемного веса.

27. ГОСТ 23181—78. Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности.

28. ГОСТ 23278—78. Грунты. Методы полевых испытаний проницаемости.

29. ГОСТ 23740—79. Грунты. Методы лабораторного определения содержания органических веществ.

30. ГОСТ 24143—80. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик набухания и усадки.

31. ГОСТ 24181—80. Грунты. Нейтронный метод измерения влажности.

32. Даламатов Б. И. Расчет оснований зданий и сооружений по предельным состояниям. Л., Стройиздат, 1968.

33. Егоров К. Е. К вопросу деформации оснований конечной толщины. — Тр. ин-та/НИИОСП, 1958, № 34.

34. Егоров К. Е. Методы расчета конечных осадок фундаментов. — Тр. ин-та/НИИОСП, 1949, № 13.

35. Зарцкий Ю. К. Теория консолидации грунтов. М., Наука, 1967.

36. Иванов П. Л. Разжижение песчаных грунтов. Л., Госстрояздат, 1962.

37. Ломтадзе В. Д. Методы лабораторных исследований физико-механических свойств горных пород. М., Наука, 1972.

38. Методические рекомендации по определению расчетных значений характеристик сопротивления

сдвигу трещиноватых массивов по данным полевых исследований. П-19-74/ВНИИГ. Л., Энергия, 1974.

39. Методические рекомендации по проектированию оптимальных врежек для сопряжения бетонных плотин со скальными основаниями. П-834-75/Гидропроект. М., 1978.

40. Рекомендации по лабораторным методам определения характеристик набухающих грунтов. М., Стройиздат, 1974.

41. Руководство по лабораторному определению деформационных и прочностных характеристик просадочных грунтов. М., Стройиздат, 1975.

42. Руководство по полевым исследованиям сопротивления скальных оснований сдвигу. П-01-73/ВНИИГ. Л., Энергия, 1973.

43. Руководство по проектированию оснований, зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1978.

44. Руководство по расчетам консолидации оснований и плотин из грунтовых материалов. П-36-75/ВНИИГ. Л., Энергия, 1975.

45. Самарин И. К. Расчеты оснований гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1971.

46. СНиП П-15-74. Основания зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1975.

47. СНиП П-16-76. Основания гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1977.

48. Тейтельбаум А. И., Мельник В. Г., Савина В. А. Трещинообразование в ядрах и экранях каменно-земляных плотин. М., Стройиздат, 1975.

49. Титова В. Н. Горизонтальное перемещение водоподпорных гидротехнических сооружений на нескальных основаниях. М., Госстройиздат, 1960.

50. Ухов С. В. Скальные основания гидротехнических сооружений. М., Энергия, 1975.

51. Флорин В. А. Основы механики грунтов. В 2-х т. Л., Стройиздат, 1954—1961.

52. Цытович Н. А. Механика грунтов. М., Стройиздат, 1963.

53. Чавоский Е. Г. Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов. М., Недра, 1966.

ГЛАВА 3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

3.1. Общие сведения

3.1.1. Основные определения

Гидравлика — это прикладная гидромеханика, законы которой применяют для решения задач преимущественно инженерного характера.

Основные формы движения жидкости:

установившееся — движение жидкости, при котором скорость в любой точке занятого ею пространства не изменяется во времени;

неустановившееся — движение жидкости, при котором скорость во всех точках занятого ею пространства изменяется по значению и (или) направлению во времени;

равномерное — установившееся движение жидкости, при котором скорости ее частиц в соответственных точках живых сечений одинаковы по значению (соответственные точки лежат на одной линии тока);

неравномерное — движение жидкости, при котором скорости ее частиц в соответственных точках живых сечений неодинаковы;

безнапорное — движение жидкости с открытой поверхностью;

напорное — движение жидкости, не имеющей открытой поверхности;

ламинарное (ламинарный режим) — движение жидкости без пульсации скоростей и, сле-

довательно, без перемешивания ее частиц (потери энергии на преодоление сопротивления движению по длине потока пропорциональны его скорости в первой степени);

турбулентное (турбулентный режим) — движение жидкости с пульсацией скоростей и, следовательно, с перемешиванием ее частиц (потери энергии на преодоление сопротивления движению по длине потока при вполне развитой турбулентности пропорциональны его скорости во второй степени).

3.1.2. Гидростатическое давление

Основное уравнение гидростатика имеет вид

$$z + \frac{p}{\gamma} = z_0 + \frac{p_0}{\gamma} = \text{const} \quad (3.1)$$

или

$$p = p_0 + \gamma(z_0 - z) = p_0 + \gamma h, \quad (3.2)$$

где p — гидростатическое давление в данной точке, Па; p_0 — давление на свободной поверхности жидкости; h — высота расположения над плоскостью сравнения точек с давлением соответственно p и p_0 ; γ — удельный вес жидкости, Н/м³; z — глубина погружения точки с давлением p под свободную поверхность жидкости.

Если $p_0 = p_a$ (атмосферному давлению), то γh называют манометрическим или избыточным давлением. В гидротехнической практике в большинстве случаев определяют силу из-

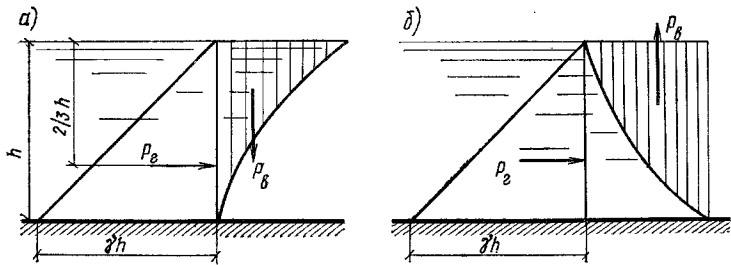


Рис. 3.1. Схемы к определению составляющих силы давления жидкости на цилиндрическую поверхность

быточного гидростатического давления. На плоскую поверхность действует сила избыточного гидростатического давления

$$P = p_C F = \gamma h_C F, \quad (3.3)$$

где p_C — избыточное гидростатическое давление в центре тяжести смоченной поверхности, равное γh_C (здесь h_C — глубина погружения центра тяжести под свободную поверхность); F — площадь смоченной поверхности.

Точку приложения к плоскости силы давления P называют центром давления. Его положение определяют по формуле

$$y_D = y_C + \frac{I_0}{y_C F}, \quad (3.4)$$

где y_D — расстояние от свободной поверхности жидкости до центра давления, отсчитываемое в плоскости поверхности; y_C — расстояние от свободной поверхности жидкости до центра тяжести смоченной поверхности, отсчитываемое в ее плоскости (при вертикальной поверхности $y_C = h_C$); I_0 — момент инерции смоченной поверхности относительно горизонтальной оси, проходящей через ее центр тяжести.

Сила давления жидкости на цилиндрическую поверхность с горизонтальными образующими равна

$$P = \sqrt{P_G^2 + P_B^2}, \quad (3.5)$$

где P_G и P_B — соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие силы давления жидкости на цилиндрическую поверхность.

Сила P_G равна силе давления жидкости на вертикальную проекцию цилиндрической поверхности, т. е.

$$P_G = \gamma h_C F_B, \quad (3.6)$$

где h_C — глубина погружения центра тяжести вертикальной проекции цилиндрической поверхности; F_B — площадь вертикальной проекции цилиндрической поверхности.

Сила P_B равна весу жидкости в объеме тела давления, т. е.

$$P_B = \gamma W, \quad (3.7)$$

где W — объем тела давления, равный объему, ограниченному смоченной цилиндрической поверхностью ее проекциями на вертикальную плоскость и на плоскости свободной поверхности жидкости.

В зависимости от ориентации цилиндрической поверхности по отношению к жидкости тело давления может быть действительным (сила P_B направлена вниз — рис. 3.1, а) и фиктивным (сила P_B направлена вверх — рис. 3.1, б). На рис. 3.1 показаны и эпюры распределения избыточных гидростатических давлений на вертикальные плоские поверхности. Эти поверхности в данном случае являются вертикальными проекциями цилиндрических поверхностей.

3.1.3. Уравнение Д. Бернулли и гидравлическое уравнение неразрывности для потока

Уравнение Д. Бернулли для установившегося плавноизменяющегося потока вязкой несжимаемой жидкости имеет вид:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_w. \quad (3.8)$$

Оно выражает баланс удельной энергии потока от живого сечения 1 (выше по течению) до живого сечения 2 (ниже по течению). Удельная энергия потока представляет собой энергию массы жидкости, отнесенную к ее весу, поэтому все члены уравнения Д. Бернулли имеют размерность длины. Их энергетический и геометрический смысл заключается в следующем:

$z + \frac{p}{\gamma}$ — удельная потенциальная энергия в произвольной точке живого сечения (здесь p — гидродинамическое давление в той же точке);

z — удельная энергия положения (высота положения, геометрическая высота);

$\frac{p}{\gamma}$ — удельная энергия давления (высота давления);

$\frac{\alpha v^2}{2g}$ — удельная кинетическая энергия потока (скоростная высота, скоростной напор) [здесь α — коэффициент Корриолиса (коэффициент кинетической энергии), учитывающий неравномерность распределения скоростей в живом сечении (его определение дано далее); v — средняя скорость потока, равная отношению расхода жидкости Q к площади живого сечения ω ; g — ускорение свободного падения]; h_w — потерянная удельная энергия от сечения 1 до сечения 2 на преодоление гидравлических сопротивлений (потери напора).

Сумма членов $z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g}$ есть удельная энергия потока (гидродинамический напор). Изменение удельной энергии потока, отнесенное к длине потока, называется гидравлическим уклоном.

При безнапорном движении жидкости $p_1 = p_2 = p$, поэтому гидравлический уклон, осредненный на длину потока l_{1-2} , равен (рис. 3.2):

$$I_{\Gamma} = \frac{1}{l_{1-2}} \left[\left(z_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right) - \left(z_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \right) \right]. \quad (3.9)$$

Отношение падения поверхности водотока $z_1 - z_2$ к его длине есть уклон свободной поверхности воды:

$$I = \frac{z_1 - z_2}{l_{1-2}}. \quad (3.10)$$

При равномерном движении

$$I_0 = I = I_{\Gamma},$$

где $I_0 = \sin \alpha$ — уклон dna водотока (см. рис. 3.2).

При неравномерном движении

$$I_0 \neq I \neq I_{\Gamma}$$

и уклон I_0 может быть равен нулю, больше или меньше нуля.

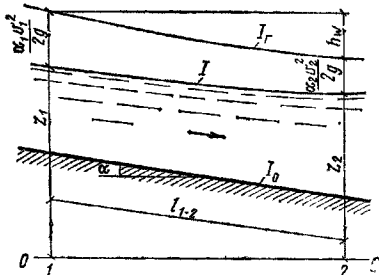


Рис. 3.2. Схема к пояснению уравнения Д. Бернулли (для безнапорного потока)

Гидравлическое уравнение неразрывности потока имеет вид

$$v_1 \omega_1 = v_2 \omega_2, \quad (3.11)$$

где v_1 и v_2 — средние скорости потока соответственно в живых сечениях 1 и 2; ω_1 и ω_2 — площади живых сечений потока.

Большая часть задач в гидравлике сводится к совместному решению уравнения Д. Бернулли и гидравлического уравнения неразрывности потока.

3.14. Гидравлические сопротивления и распределение скоростей в живом сечении потока

Гидравлические сопротивления подразделяют на сопротивление по длине потока и местные, вызываемые каким-либо местным препятствием (например, сужением или расширением русла, его искривлением и пр.). Потери удельной энергии потока на преодоление сопротивлений по длине обозначают h_l , местных сопротивлений — h_m . Полные потери напора:

$$h_w = \Sigma h_l + \Sigma h_m. \quad (3.12)$$

Потери напора зависят от многих факторов, но наиболее существенное влияние на них оказывают режим движения и вязкость жидкости. Области существования ламинарного и турбулентного режимов устанавливаются по значению числа Рейнольдса:

$$Re = vR/\nu,$$

где $R = \omega/\chi$ — гидравлический радиус (здесь χ — длина смоченного периметра); ν — кинематическая вязкость, m^2/s , cm^2/s .

При движении жидкости в круглых трубах $R = d/4$, где d — внутренний диаметр трубы. При движении жидкости в широких руслах $R \approx h_{ср}$, где $h_{ср} = \omega/B$ — средняя глубина потока (здесь B — ширина потока).

При $Re < Re_{кр}$ наблюдается ламинарное движение, при $Re > Re_{кр}$ — турбулентное движение, где $Re_{кр}$ — критическое число Рейнольдса. При движении жидкости в круглых трубах $Re_{кр} \approx 500-600$, а в открытых руслах (каналах, реках) $Re_{кр} \approx 300$.

Потери напора по длине определяют по одной из следующих формул:

$$h_l = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}; \quad (3.13)$$

$$h_l = \frac{v^2}{C^2} \frac{l}{R}, \quad (3.14)$$

где λ — коэффициент Дарси (коэффициент гидравлического трения); C — коэффициент Шези.

Принципиальных различий между формулами (3.13) и (3.14) нет. Связь между коэффициентами λ и C выражается формулой

$$C = \sqrt{8g/\lambda}. \quad (3.15)$$

Коэффициент C измеряется корнем квадратным из ускорения ($m^{0,5}/c$). Безразмерный коэффициент Шези $C^* = C/\sqrt{g}$ представляет собой отношение средней скорости потока к динамической скорости v_* , т. е.

$$C^* = v/v_* = v/\sqrt{gRI}. \quad (3.16)$$

Коэффициент Шези, а следовательно, и коэффициент Дарси — важные параметры движения жидкости.

Безразмерный коэффициент Шези, согласно зависимости (3.16), можно представить как

$$C^* = \sqrt{Fr/I}, \quad (3.17)$$

где $Fr = v^2/(gR)$ — число Фруда.

Формулу (3.13), а следовательно, и коэффициент Дарси широко используют в гидравлических расчетах напорного движения жидкости. В расчетах же безнапорного турбулентного движения применяют формулу (3.14). Из формулы (3.16) следует

$$v = C^* \sqrt{gRI}, \quad (3.18)$$

или

$$v = C\sqrt{RI}. \quad (3.19)$$

Коэффициенты Дарси и Шези определяют в зависимости от режима движения жидкости, шероховатости поверхности (дна) и гидравлического радиуса. Расчетные формулы для λ и C разработаны применительно к различным условиям движения жидкости (в водопроводных трубах, в системах канализации, в пульпопроводах, в каналах, реках и пр.). Формулы и соответствующие таблицы и графики приведены в ряде литературных источников [4, 13, 30]. Две формулы для коэффициента Шези приведены в п. 3.3.

Распределение скоростей на вертикалях при турбулентном движении жидкости описывается различными формулами [8]. Наиболее обоснованными являются логарифмическая и параболическая формулы с переменными параметрами (при равномерном движении):

$$u = u_{\max} - \frac{u_*}{k} \ln \frac{h}{y}; \quad (3.20)$$

$$u = u_{\max} \left(\frac{y}{h} \right)^{1/m}, \quad (3.21)$$

где u — скорость в точке на вертикали (местная, осредненная во времени); u_{\max} — наибольшая скорость на вертикали, обычно на свободной поверхности в круглой трубе при напорном движении — на оси трубы; $u_* = \sqrt{gh}$ — динамическая скорость на вертикали; h — глубина на вертикали (в круглой трубе — радиус трубы r_0); y — расстояние от дна до точки со скоростью u (в круглой трубе $y = r_0 - r$); k и m — переменные параметры.

Связь между переменными параметрами выражается формулой

$$m = kC_B^*, \quad (3.22)$$

где $C_B^* = C_B/\sqrt{g}$ — безразмерный коэффициент Шези на вертикали; C_B — размерный коэффициент Шези на вертикали.

Параметр k определяют по формуле Г. В. Железнякова [8]:

$$k = \frac{2}{1 + C_B^*} + 0,3 \quad (3.23)$$

или по формуле (при использовании коэффициента Дарси λ)

$$k = \frac{2\sqrt{\lambda}}{\sqrt{8 + \sqrt{\lambda}}} + 0,3. \quad (3.24)$$

Формулы (3.23) и (3.24) справедливы и для напорного потока (значение $k=0,4$ получается при $C=C^*\sqrt{g}=60$ $m^{0,5}/c$).

В соответствии с формулами (3.20) и (3.21), связь между средней скоростью u_0 на вертикали и наибольшей скоростью выражается следующим образом:

$$u_0 = u_{\max} - \frac{u_*}{k}; \quad (3.25)$$

$$u_0 = \left(\frac{m}{1+m} \right) u_{\max}. \quad (3.26)$$

Связь между средней скоростью потока v , средней поверхностной скоростью $v_{\text{пов}}$ и наибольшей скоростью в живом сечении v_{\max} выражается формулами Г. В. Железнякова [8]:

$$\frac{v}{v_{\text{пов}}} = \frac{(2,3\sqrt{g} + 0,3C) C}{[(2,3 + \beta_*)\sqrt{g} + 0,3C] C + \beta_* g}; \quad (3.27)$$

$$\frac{v}{v_{\max}} = \frac{(2,3\sqrt{g} + 0,3C) C}{(4,1\sqrt{g} + 0,4C) C + \sqrt{g}}; \quad (3.28)$$

$$u = 0,5(3v_{\text{пов}} - v_{\max}), \quad (3.29)$$

где C — коэффициент Шези, $m^{0,5}/c$; β_* — параметр формы живого сечения, учитывающий неравномерность распределения глубин по ширине потока.

Для определения $v_{\text{пов}}$ и β_* строят профили живого сечения потока, эпюры значений $h^{3/2}$ и $q_0 = u_{\max} h$ — по ширине потока (рис. 3.3). Площадь эпюры q_0 при делении на ω дает $v_{\text{пов}}$. Площадь эпюры $h^{3/2}$ при делении на $Vh_{\text{ср}}^{3/2}$ дает β_* . Площадь эпюры $q = u_0 h$ численно равна расходу воды Q (см. рис. 3.3).

Коэффициент Корнелиса, входящий в уравнение (3.8), а также и в другие уравнения, которые будут приведены далее, вычисляют по формуле Г. В. Железнякова [8] при тур-

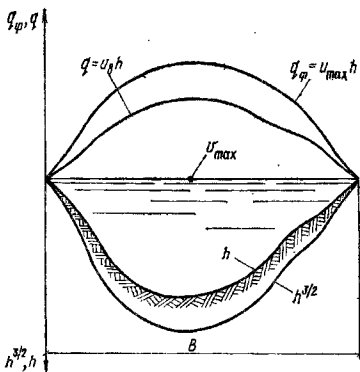


Рис. 3.3. Схема к определению средней поверхностной скорости потока в доде и параметра формы живого сечения v_0 .

булентном режиме:

$$\alpha = 1 + 0,88 \left(0,34 + \frac{1 + \sqrt{g/C}}{2,3 + 0,3C/\sqrt{g}} \right). \quad (3.30)$$

По этой формуле составлена табл. 3.1.

ТАБЛИЦА 3.1. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА КОРРИОЛИСА α

$C, \text{ м}^0,5/\text{с}$	α	$C, \text{ м}^0,5/\text{с}$	α	$C, \text{ м}^0,5/\text{с}$	α
5	1,75	20	1,33	60	1,20
7,5	1,55	30	1,27	70	1,18
10	1,49	40	1,23	80	1,17
15	1,39	50	1,21	100	1,16

Местные потери напора

$$h_m = \zeta \frac{v^2}{2g}, \quad (3.31)$$

где ζ — коэффициент местного сопротивления, определяемый в зависимости от геометрических особенностей местного сопротивления и других факторов по гидравлическим справочникам [4, 24, 25]; v — средняя скорость в живом сечении потока за местным сопротивлением.

3.2. Истечение жидкости

3.2.1. Основные понятия

Различают истечение при постоянном (установившемся движении) и переменном (неустановившемся движении) напоре через малые и большие отверстия, через отверстия в тонкой стенке и через насадки. При истечении через отверстия сжатие струи может быть полным (струя испытывает сжатие по всему периметру отверстия) и неполным (струя не

испытывает сжатия на части периметра отверстия). Полное сжатие струи может быть совершенным (когда дно и стенки резервуара не влияют на сжатие струи) и несовершенным. Для совершенного сжатия необходимо, чтобы расстояние от любой точки периметра отверстия до направляющих поток стенок резервуара было больше утроенного поперечного размера отверстия.

3.2.2. Истечение через малые отверстия и насадки при постоянном напоре

Ближайшее к отверстию наименьшее живое сечение струи, в котором движение жидкости можно рассматривать как плавноизменяющееся, называют сжатым сечением струи. Для малого отверстия напор $H \gg d$ (где d — диаметр отверстия), поэтому изменением напора и скоростей в пределах сжатого сечения можно пренебречь.

Насадок представляет собой короткую напорную трубку (цилиндрическую, коническую, сходящуюся, расходящуюся и др.), приставленную к отверстию в стенке резервуара. Длина насадки $l \approx (3...4)d$.

Расход жидкости при ее истечении в атмосферу через отверстия (рис. 3.4, а) и насадки:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH_0}, \quad (3.32)$$

где $\mu = \epsilon \varphi$ — коэффициент расхода [здесь $\epsilon = \omega_0/\omega$ — коэффициент сжатия струи; ω_0 — площадь сжатого сечения струи. $\epsilon - \epsilon$; ω — площадь сечения отверстия; φ — коэффициент скорости, равный $(\alpha + \zeta)^{-1/2}$; α — коэффициент Корриоллиса; ζ — коэффициент сопротивления; $H_0 = H + \alpha_0^2/(2g)$ — полный напор (здесь H — статический напор; v_0 — скорость подхода, равная Q/ω ; Ω — площадь поперечного сечения резервуара)].

При истечении через отверстия в тонкой стенке $\epsilon \approx 0,64$; $\zeta \approx 0,05$; $\varphi \approx 0,97$; $\mu \approx 0,62$. При истечении через внешний цилиндрический насадок $\epsilon \approx 1,00$; $\zeta \approx 0,50$; $\mu \approx 0,82$.

Расход жидкости при ее истечении через затопленное отверстие:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g z_0}, \quad (3.33)$$

где $z_0 = z + \alpha_0^2/(2g)$ (здесь z — разность уровней жидкости (перепад) с обеих сторон отверстия; v_0 — средняя скорость подхода).

Коэффициенты ϵ , ζ , φ , μ принимают как и при истечении в атмосферу.

3.2.3. Истечение при переменном напоре

Резервуары, из которых вытекает жидкость, подразделяют на призматические ($\Omega = \text{const}$) и непризматические ($\Omega \neq \text{const}$). Форма последних может быть правильной (в виде усеченного конуса, усеченной пирамиды и пр.) и неправильной (естественные водохранилища на реках).

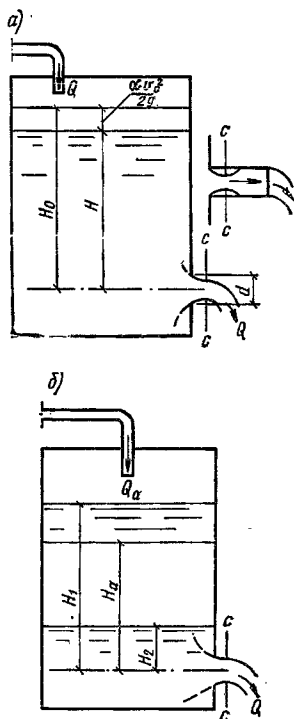


Рис. 3.4. Истечение жидкости в атмосферу через отверстие при постоянном (а) и переменном (б) напоре

Гидравлический расчет в рассматриваемом случае чаще всего заключается в определении времени, в течение которого произойдет изменение напора в заданных пределах, а следовательно, и объема воды в резервуаре (водохранилище).

Время T , за которое напор в призматическом резервуаре (рис. 3.4, б) при постоянном в него притоке жидкости с расходом Q_a изменится от H_1 до H_2 , равно

$$T = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}} \left(\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2} + \sqrt{H_a} \times \right. \\ \left. \times \ln \frac{\sqrt{H_1} - \sqrt{H_a}}{\sqrt{H_2} - \sqrt{H_a}} \right), \quad (3.34)$$

где Ω — площадь горизонтального сечения резервуара; μ — коэффициент расхода; ω — площадь отверстия, через которое вытекает жидкость; H_a — напор, соответствующий расходу Q_a , равный

$$H_a = \frac{Q_a^2}{2\mu^2 g \omega^2}. \quad (3.35)$$

При $H_1 < H_a$ происходит наполнение резервуара, при $H_1 > H_a$, как показано на рис. 3.4, б, — его опорожнение.

При опорожнении заранее заполненного резервуара без притока жидкости ($Q_a = 0$):

$$T = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}} (\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2}). \quad (3.36)$$

Время полного опорожнения резервуара ($H_2 = 0$):

$$T = \frac{2\Omega\sqrt{H_1}}{\mu\omega\sqrt{2g}}. \quad (3.37)$$

Предположим, что истечение жидкости происходит при постоянном напоре H_1 , тогда

$$T = \frac{2\Omega H_1}{\mu\omega\sqrt{2g} H_1} = \frac{2W_1}{Q_1} = 2T_1, \quad (3.38)$$

где W_1 — объем жидкости при напоре H_1 ; Q_1 — расход жидкости при постоянном напоре H_1 ; T_1 — время, за которое объем W_1 вытекает из резервуара при постоянном напоре H_1 .

Следовательно, время T полного опорожнения призматического резервуара при переменном напоре в 2 раза больше времени T_1 вытекания из резервуара такого же объема W_1 при постоянном напоре, равном первоначальному напору H_1 .

3.2.4. Время опорожнения и наполнения водохранилища

Время опорожнения и наполнения водохранилища (рис. 3.5) равно

$$T = \frac{\Delta H}{2\mu\omega\sqrt{2g}} \left(\frac{\Omega_1}{\sqrt{H_1} - \sqrt{H_p}} + \right. \\ \left. + \frac{2\Omega_2}{\sqrt{H_2} - \sqrt{H_p}} + \dots + \frac{2\Omega_{n-1}}{\sqrt{H_{n-1}} - \sqrt{H_p}} + \right. \\ \left. + \frac{\Omega_n}{\sqrt{H_n} - \sqrt{H_p}} \right), \quad (3.39)$$

где ΔH — высота слоя при разделении сливного объема водохранилища на n равных по высоте частей ($\Delta H = 1$ м или $\Delta H = 0.5$ м); Ω — площади зеркала водохранилища при напорах H_i , определяемые по кривой $\Omega = \Omega(H)$. Эта кривая строится по плану водо-

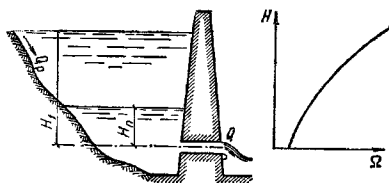


Рис. 3.5. Истечение жидкости из водохранилища

хранящихся в горизонталях: H_p — напор, определяемый по формуле:

$$H_p = \frac{Q_p^2}{2g\mu^2 \omega^2} \quad (3.40)$$

Здесь Q_p — расход водотока (реки); μ — коэффициент расхода водоспуска; ω — площадь сечения водоспуска в теле плотины.

Значение μ вычисляют по формуле

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \Sigma \zeta + \lambda l/d}} \quad (3.41)$$

где $\Sigma \zeta$ — сумма коэффициентов местных сопротивлений; λ — коэффициент Дарси; l и d — длина и диаметр водоспуска.

3.3. Равномерное движение воды в открытых руслах

3.3.1. Основные расчетные формулы и таблицы

При равномерном движении воды площади живых сечений и их форма по всей длине потока, скорости потока в соответственных точках живых сечений и средние скорости v одинаковы.

Основные расчетные формулы для средней скорости v и расхода воды Q при равномерном движении записывают в таком виде:

$$v = C \sqrt{RI} \quad (3.42)$$

$$Q = \omega C \sqrt{RI} \quad (3.43)$$

Все обозначения приведены ранее.

Для призматических русел сложной формы для расхода воды предпочтительна формула

$$Q = \beta_{\omega} C \sqrt{h_{cp} I} \quad (3.44)$$

Методика определения параметра формы живого сечения β_{ω} пояснена на рис. 3.3.

Для определения коэффициента Шези применяют формулу Г. В. Железняка [8]:

$$C = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{n} - \frac{\sqrt{g}}{0,13} (1 - \lg R) \right] + \sqrt{\frac{1}{4} \left[\frac{1}{n} - \frac{\sqrt{g}}{0,13} (1 - \lg R) \right]^2 + \dots}$$

ТАБЛИЦА 3.2. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ШЕЗИ C , м^{0,5}/с, ПОДСЧИТАННЫЕ ПО ФОРМУЛЕ Г. В. ЖЕЛЕЗНЯКОВА

R (н _{ср}), м	Значения C при l									
	0,01	0,015	0,02	0,025	0,03	0,04	0,05	0,06	0,1	0,2
0,1	80,7	42,2	34,5	26,0	20,5	14,1	10,5	5,47	3,92	1,01
0,2	86,3	54,3	38,7	29,7	23,8	16,8	12,7	7,0	5,20	1,79
0,3	89,7	57,3	41,4	32,1	26,0	18,6	14,3	8,09	6,13	2,37
0,4	92,1	59,5	43,4	33,9	27,6	20,0	15,5	8,98	6,89	2,86
0,5	94,0	61,2	44,9	35,3	28,9	21,1	16,5	9,73	7,54	3,29
0,6	95,6	62,6	46,2	36,7	30,0	22,7	17,4	10,4	8,12	3,68
0,7	96,9	63,8	47,4	37,6	31,0	22,9	18,1	11,0	8,65	4,04
0,8	98,0	64,9	48,3	38,4	31,8	23,7	18,8	11,5	9,13	4,38
0,9	99,1	65,8	49,2	39,3	32,6	24,4	19,4	12,0	9,58	4,69
1,0	100	66,7	50,0	40,0	33,3	25,0	20,0	12,5	10,0	5,0
1,2	102	68,2	51,4	41,3	34,5	26,1	21,0	13,3	10,8	5,56
1,4	103	69,4	52,6	42,4	35,6	27,1	21,9	14,1	11,4	6,07
1,6	104	70,5	53,6	43,4	36,5	27,9	22,7	14,8	12,1	6,55
1,8	105	71,5	54,5	44,3	37,4	28,7	23,4	15,4	12,6	7,0
2,0	106	72,4	55,4	45,1	38,1	29,4	24,1	16,0	13,2	7,43
2,5	108	74,3	57,1	46,8	39,8	31,0	25,6	17,2	14,4	8,41
3,0	110	75,8	58,6	48,2	41,1	32,2	26,8	18,3	15,4	9,28
3,5	111	77,1	59,9	49,4	42,3	33,3	27,8	19,3	16,3	10,1
4,0	112	78,3	61,0	50,5	43,3	34,3	28,8	20,2	17,1	10,8
4,5	113	79,3	61,9	51,4	44,2	35,2	29,6	20,9	17,9	11,5
5,0	114	80,2	62,8	52,2	45,1	36,0	30,4	21,6	18,6	12,0
5,5	115	81,0	63,6	53,0	45,8	36,7	31,1	22,3	19,2	12,7
6,0	116	81,8	64,4	53,7	46,5	37,4	31,7	22,9	19,8	13,2
6,5	117	82,5	65,0	54,4	47,2	38,0	32,3	23,5	20,4	13,8
7,0	117	83,1	65,9	55,0	47,8	38,6	32,9	24,0	21,0	14,2
7,5	118	83,7	66,2	55,6	48,3	39,1	33,4	24,5	21,4	14,7
8,0	119	84,3	61,8	56,1	48,8	39,6	33,9	25,0	21,9	15,2
8,5	119	84,8	67,3	56,6	49,4	40,1	34,4	25,4	22,3	15,6
9,0	120	85,6	67,8	57,1	49,8	40,6	34,8	25,9	22,7	16,0
9,5	120	85,8	68,3	57,6	50,3	41,0	35,3	26,3	23,1	16,9
10	121	86,3	68,7	58,0	50,7	41,4	35,7	26,7	23,5	16,8
11	122	87,1	69,5	58,8	51,5	42,2	36,4	27,4	24,2	17,6
12	122	87,9	70,3	59,5	52,2	42,9	37,2	28,1	24,9	18,1
13	123	88,6	71,0	60,2	52,9	43,6	37,8	28,7	25,5	18,7
14	124	89,3	71,6	60,9	53,5	44,2	38,4	29,3	26,1	19,3
15	124	89,9	72,2	61,5	54,1	44,8	39,0	29,9	26,7	19,8
16	125	90,5	72,8	62,0	54,6	45,3	39,5	30,4	27,2	20,4
17	126	91,0	73,3	62,5	54,2	45,8	40,0	30,9	27,7	20,8
18	126	91,5	73,8	63,0	55,7	46,3	40,5	31,4	28,2	21,3
19	126	92,0	74,3	63,5	56,1	46,8	41,0	31,9	28,7	21,8
20	127	92,5	74,8	64,0	56,6	47,2	41,4	32,2	29,0	22,2

ТАБЛИЦА 3.3. ЗНАЧЕНИЯ ПОКАЗАТЕЛЯ СТЕПЕНИ y ПО Г. В. ЖЕЛЕЗНЯКОВ

R (h_{cp}), м	Значения y при n													
	0,01	0,015	0,02	0,025	0,03	0,035	0,04	0,045	0,05	0,06	0,1	0,13	0,16	0,2
0,1	0,093	0,190	0,161	0,137	0,210	0,230	0,248	0,264	0,280	0,358	0,405	0,479	0,560	0,691
0,2	0,091	0,127	0,158	0,185	0,208	0,229	0,247	0,264	0,280	0,360	0,406	0,472	0,540	0,636
0,3	0,090	0,126	0,156	0,183	0,205	0,227	0,246	0,264	0,280	0,360	0,406	0,469	0,532	0,617
0,4	0,089	0,124	0,155	0,181	0,205	0,226	0,245	0,263	0,279	0,360	0,405	0,468	0,528	0,607
0,5	0,089	0,124	0,154	0,180	0,204	0,225	0,244	0,262	0,278	0,360	0,405	0,467	0,525	0,601
0,7	0,088	0,122	0,152	0,178	0,202	0,223	0,242	0,260	0,277	0,359	0,404	0,465	0,521	0,592
0,9	0,087	0,121	0,151	0,177	0,200	0,221	0,241	0,258	0,275	0,355	0,404	0,464	0,519	0,587
1,2	0,086	0,120	0,149	0,175	0,198	0,219	0,238	0,255	0,273	0,356	0,402	0,462	0,516	0,581
1,6	0,086	0,119	0,148	0,173	0,196	0,217	0,236	0,254	0,271	0,354	0,400	0,459	0,512	0,576
2,0	0,085	0,118	0,145	0,172	0,194	0,215	0,234	0,252	0,269	0,352	0,398	0,457	0,509	0,572
3,0	0,084	0,116	0,144	0,169	0,191	0,212	0,231	0,249	0,265	0,348	0,393	0,451	0,502	0,562
4,0	0,084	0,115	0,143	0,167	0,189	0,209	0,228	0,246	0,262	0,344	0,388	0,446	0,496	0,555
5,0	0,083	0,114	0,141	0,165	0,187	0,207	0,226	0,244	0,259	0,340	0,384	0,441	0,491	0,549
6,0	0,083	0,114	0,140	0,164	0,186	0,206	0,224	0,241	0,257	0,338	0,381	0,437	0,486	0,542
7,0	0,082	0,113	0,140	0,163	0,185	0,204	0,222	0,239	0,255	0,335	0,378	0,434	0,482	0,537
8,0	0,082	0,112	0,139	0,162	0,184	0,203	0,221	0,238	0,254	0,333	0,375	0,430	0,474	0,522
9,0	0,082	0,112	0,139	0,162	0,183	0,202	0,220	0,237	0,252	0,330	0,373	0,427	0,474	0,528
10,0	0,081	0,112	0,138	0,161	0,182	0,201	0,219	0,235	0,251	0,329	0,371	0,424	0,471	0,524
12,0	0,081	0,111	0,137	0,160	0,180	0,199	0,217	0,233	0,249	0,325	0,367	0,420	0,465	0,517
14,0	0,081	0,110	0,136	0,159	0,179	0,198	0,215	0,232	0,247	0,322	0,363	0,415	0,460	0,511
16,0	0,080	0,110	0,135	0,158	0,178	0,197	0,214	0,230	0,245	0,320	0,360	0,412	0,455	0,505
17,0	0,080	0,109	0,134	0,157	0,177	0,196	0,213	0,228	0,243	0,318	0,357	0,408	0,451	0,501
20,0	0,080	0,109	0,134	0,158	0,176	0,195	0,212	0,227	0,242	0,316	0,355	0,405	0,449	0,497

$$+ \frac{\sqrt{g}}{0,13} \left(\frac{1}{n} + \sqrt{g} \lg R \right), \quad (3.45)$$

где n — коэффициент шероховатости русла.

Формула (3.45) справедлива в широком диапазоне гидравлических радиусов и коэффициентов шероховатости.

Значения C , подсчитанные по формуле (3.45), приведены в табл. 3.2. При значениях n , не указанных в табл. 3.2, значения C определяют линейной интерполяцией.

Формула (3.45) для решения плавовых задач гидравлики [6, 7, 31], расчета расходов на вертикалях:

$$q = v_n h = \frac{1}{n} h^{1,5+\nu} \sqrt{I}$$

и других задач приведена к виду

$$C = \frac{1}{n} R^\nu. \quad (3.45a)$$

В отличие от формулы Н. Н. Павловского, в ней показатель степени ν справедлив в широком диапазоне n и R [7]. Значения показателя степени ν приведены в табл. 3.3. При пользовании этой таблицей для подсчета расхода q принимают $h = h_{cp}$.

Значения коэффициента шероховатости n для каналов принимают согласно СНиП 11-52-74 [23] (табл. 3.4—3.6). Для естественных русел n определяют по гидрометрическим данным, производя с этой целью на выбранном типичном участке реки гидрометрические работы (измерение расходов воды, площадей живых сечений, уклонов поверхности воды, уровней и пр.). После этого по уравнению (3.44) вычисляют коэффициент Шези C , а

ТАБЛИЦА 3.4. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ШЕРОХОВАТОСТИ n КАНАЛОВ С ЗЕМЛЯНЫМ РУСЛОМ

Характеристика каналов	Значения n каналов	
	оросительных	коллекторно-дренажных и осушительных
Расчитываемые на пропуск расхода > 25 м ³ /с в русле: глинистом, песчаном и торфяном гравийно-галечниково-валюном	0,020 0,0225	0,025 0,0275
Расчитываемые на пропуск расхода от 25 до 1 м ³ /с в русле: глинистом, песчаном и торфяном гравийно-галечниково-валюном	0,0225 0,025	0,030 0,0325
Расчитываемые на пропуск расхода < 1 м ³ /с Постоянная сеть периодического действия Временные оросители Водообходы лиманов при одернованной поверхности	0,025 0,0275 0,030 0,040	0,035 — — —

Примечания: 1. Для каналов водосборно-обросной сети значение коэффициента шероховатости n повышают на 10 % по сравнению с указанным в таблице для оросительных каналов и округляют до ближайшего общепринятого значения.

2. Для каналов с земляным руслом, выполняемых взрывным способом, значение коэффициента шероховатости n повышают на 10—20 % в зависимости от размеров принимаемой доработки их сечений.

ТАБЛИЦА 3.5. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ШЕРОХОВАТОСТИ n КАНАЛОВ В СКАЛЕ

Характеристика поверхности ложа канала	n
Хорошо обработанная Плохо обработанная	0,02—0,025
без выступов с выступами	0,03—0,035 0,04—0,045

ТАБЛИЦА 3.6. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ШЕРОХАТОСТИ n КАНАЛОВ С ОБЛИЦОВКОЙ

Вид облицовки	n
Бетонная:	
хорошо отделанная	0,012—0,014
грубая	0,015—0,017
Сборные железобетонные лотки	0,012—0,016
Булыжная мостовая	0,020—0,025
Из тесаного камня	0,013—0,017
Кладка бутовая на цементном растворе	0,017—0,030
Покрытие из асфальтобитумных материалов	0,013—0,016
Однородное русло (в зависимости от высоты травы)	0,030—0,035

затем по табл. 3.2 при известных C и $h_{ср}$ находят коэффициент шероховатости. Можно воспользоваться гидрометрическими данными, публикуемыми в Гидрологических ежегодни-

ТАБЛИЦА 3.7. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ШЕРОХАТОСТИ n ЕСТЕСТВЕННЫХ РУСЕЛ

Характеристика русла	n
Естественное в весьма благоприятных условиях (чистое, прямое, незасоренное, земляное, со свободным течением)	0,025—0,033
То же, с камнями	0,03—0,04
Периодических потоков (больших и малых) при очень хорошем состоянии поверхности и правильной форме ложа	0,033
То же, с крупногалечниковым или покрытым растительностью ложем, несущим во время паводка заметное количество наносов, а также сильно засоренным и извилистым	0,05
Земляное сухих логов в относительно благоприятных условиях	0,040
Чистое извилистое ложе с небольшим числом промоек и отмелей	0,033—0,045
То же, слегка заросшее и с камнями	0,035—0,050
Значительно заросшие участки рек с очень медленным течением и глубокими промоинами	0,05—0,08
Очень сильно заросшие участки рек болотного типа (заросли, кочки, во многих местах почти стоячая вода и др.)	0,075—0,15
Поймы больших и средних рек, сравнительно разработанные, покрытые растительностью (трава, кустарник)	0,05
Поймы весьма значительно заросшие со слабым течением и большими глубокими промоинами	0,08
То же, с сильно неправильным косотрубным течением, завойлами и др.	0,10
Поймы лесистые с очень большими мертвыми пространствами, местными углублениями, озерами и пр.	0,133
Глухие поймы, сплошные заросли (лесные, гажного типа)	0,20

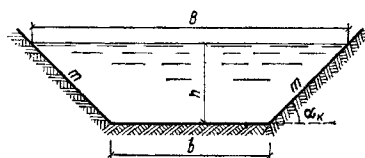


Рис. 3.6. Поперечное сечение канала трапецидальной формы

ках. При отсутствии гидрометрических данных значения n для естественных русел принимают согласно СНиП II-52-74 (табл. 3.7).

Существуют формулы для коэффициента Шези C , учитывающие региональные особенности русловых процессов в неукрепленных каналах и реках [7, 10]. К ним относятся формулы А. Л. Радюка, А. М. Айвазяна, В. Ф. Талмазы, Н. И. Зудинной и др. [7].

3.3.2. Гидравлический расчет каналов

Поперечное сечение канала может быть полигональным или с криволинейным очертанием смоченного периметра. Форму сечения канала принимают в зависимости от его назначения, размеров и способа производства земляных работ. В практике гидротехнического строительства чаще всего сооружают каналы с трапецидальной формой поперечного сечения (рис. 3.6).

Площадь поперечного сечения канала:

$$\omega = (b + mh)h, \quad (3.46)$$

где b — ширина канала по дну; $m = \text{ctg } \alpha_k$ — коэффициент откоса; h — глубина воды в канале.

Ширина канала поверху:

$$B = b + 2mh.$$

Длина смоченного периметра:

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}. \quad (3.47)$$

Гидравлический радиус $R = \omega/\chi$ выражает с учетом формул (3.46) и (3.47).

Коэффициент откоса m принимают по данным расчета устойчивости каналов или по аналогии с существующими каналами, имеющими сходные грунтовые и гидрогеологические условия. Приблизительно m можно определять согласно СНиП II-52-74 [23].

При гидравлическом расчете каналов решают следующие основные задачи:

1) при заданных размерах канала (b , h и m), его коэффициенте шероховатости n и угле наклона поверхности воды I требуется определить среднюю скорость потока v и пропускную способность канала (расход воды) Q . Вычисляют площадь ω [для трапецидального канала по формуле (3.46)], гидравличе-

ский радиус R , коэффициент C , скорость v по формуле (3.42) и расход Q по формуле (3.43);

2) по заданному расходу Q , размерам канала и коэффициенту n требуется определить уклон I .

Из формулы (3.43) искомая величина уклона

$$I = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = \frac{Q^2}{K^2},$$

где K — расходная характеристика, имеющая размерность расхода воды.

Если требуется найти уклон канала по значению неразмывающей $v_{нр}$ или незаилающей $v_{нз}$ скорости, то используют формулу

$$I = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = \frac{v^2}{C^2 R},$$

в которую вместо v подставляют $v_{нр}$ или $v_{нз}$ [12].

Данные о значениях неразмывающих и незаилающих скоростей, допускаемых в каналах для различных грунтов и креплений, приведены далее;

3) требуется рассчитать размеры поперечного сечения канала, т. е. глубину h и ширину b при известных Q , I , n . Задачи этого типа наиболее часто встречаются в проектной практике.

Так как здесь неизвестными величинами являются b и h , то одной из них задаются, а вторую определяют.

Задачу решают графоаналитическим способом или при помощи специальных вспомогательных таблиц либо графиков. Для решения задачи графоаналитическим способом при назначенной, например, ширине канала по дну b задаются рядом значений (три или четыре) глубины h и находят ω , χ , R , C , K . Вычисления рекомендуется делать в табличной форме:

h , м	ω , м ²	χ , м	R , м	C , м ^{0,5} /с	$K = \omega C \sqrt{R}$, м ³ /с

По значениям расходной характеристики K и глубинам h строят кривую зависимости $K = K(h)$, которая должна проходить через начало координат (рис. 3.7). По этой кривой, отложив на оси K заданную расходную характеристику $K_0 = Q/\sqrt{I_0}$, определяют искомое значение h_0 и проверяют его вычислением расхода воды по формуле (3.43). При равномерном движении уклон dna канала $I_0 = I$. Затем подсчитывают скорость $v = Q/\omega$. Глубину потока при равномерном движении жидкости

называют нормальной глубиной (обозначена в дальнейшем h_0).

Если глубину подбирают непосредственно по расходам воды, то в приведенную выше табличную форму вместо графы K вводят графы \sqrt{I} , v и Q .

Если назначена глубина h , то b вычисляют аналогично, заменяя в таблице графу h графой b . При этом надо иметь в виду, что в общем случае кривая $K = K(b)$ проходит не через начало координат (рис. 3.8), $b_1 < b_2$.

Существует несколько аналитических способов расчета каналов [2, 3, 11, 24, 25].

3.3.3. Гидравлически наилучшее сечение каналов

Гидравлически наилучшей называется такая форма поперечного сечения канала, которая при заданном уклоне I , коэффициенте шероховатости n и площади поперечного сечения ω соответствует наибольшей пропускной способности канала. При заданной площади $\omega = \text{const}$ должен быть минимальным смоченный периметр χ и, следовательно, максимальным гидравлический радиус R .

Для каналов с сечением трапециевидальной формы отношение ширины канала по дну b к глубине h в этом случае равно

$$b_{г.н} = b/h = 2(\sqrt{1+m^2} - m). \quad (3.48)$$

Значения $b_{г.н}$ приведены в табл. 3.8.

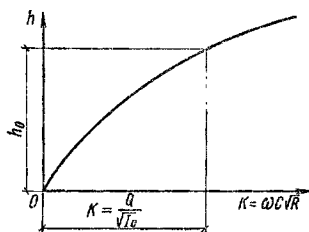


Рис. 3.7. График K для расчета нормальной глубины воды в канале

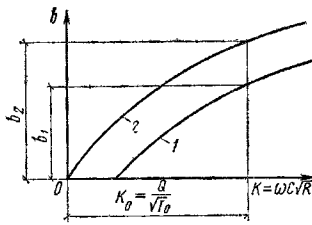
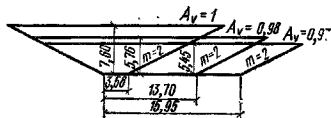


Рис. 3.8. График K для расчета ширины канала по дну 1 — для трапециевидального сечения; 2 — для прямоугольного сечения

Рис. 3.9. Изменение размеров сечения канала при различных значениях A_v ТАБЛИЦА 3.8. ЗНАЧЕНИЯ $\beta_{г.н}$ ДЛЯ КАНАЛА С ГИДРАВЛИЧЕСКИ НАИВЫГОДНЕЙШИМ СЕЧЕНИЕМ ТРАПЕЦЕДАЛЬНОЙ ФОРМЫ

m	$\beta_{г.н}$	m	$\beta_{г.н}$	m	$\beta_{г.н}$
0	2,00	1	0,83	2,5	0,385
0,25	1,56	1,5	0,81	3	0,325
0,5	1,24	2	0,67	4	0,250

Для каналов с гидравлически наилучшим сечением трапецидальной формы гидравлический радиус

$$R_{г.н} = h_{г.н}/2. \quad (3.49)$$

Для наиболее распространенных коэффициентов откоса $m=1...3$ гидравлически наилучшее сечение имеет небольшую по сравнению с глубиной ширину по дну $b \approx (0,3...0,8)h$, что неудобно для производства строительных работ. А. М. Латышенков [12, 13, 27] предложил проектировать каналы с отклонением средней скорости v от $v_{г.н}$ на 2–3%, что расширило область их применения. Поперечные сечения таких каналов при различных значениях $A_v = v/v_{г.н}$ (отношение средней скорости в заданном трапецидальном сечении к средней скорости в гидравлически наилучшем сечении) и $m=2$ показаны на рис. 3.9.

Если обозначить $b/h = \beta_{max}$ и $h/h_{г.н} = A_v$, то при заданных Q , $\omega_{г.н}$, m , n и показателе степени y в формуле (3.45а) можно получить:

$$\omega = \frac{\omega_{г.н}}{A_v}; \quad h = \sqrt{\frac{\omega}{\beta_{max} + m}}; \quad (3.50)$$

$$b = \beta_{max} h; \quad \beta_{max} = \frac{\beta_{г.н} + m}{A_v^2} - m.$$

Значения β_{max} при $y=0,2$ приведены в табл. 3.9.

ТАБЛИЦА 3.9. ЗНАЧЕНИЯ β_{max} ДЛЯ ТРАПЕЦЕДАЛЬНЫХ КАНАЛОВ

m	Значения β_{max} при A_v	
	0,98	0,97
1	2,22	2,62
1,5	2,22	2,69
2	2,37	2,91
2,5	2,60	3,22
3	2,87	3,59
4	3,60	4,42

Пользуясь табл. 3.9, можно для заданного значения A_v решать задачи по определению границ гидравлически наилучшей области размеров трапецидальных каналов или, наоборот, по размерам сечения b и h определять значение A_v .

Применение способа расчета каналов, предложенного А. М. Латышенковым, дает возможность переходить от неудобных и невыгодных в отношении производства строительных работ узких и глубоких сечений с $\beta_{г.н} = b/h = 0,25...0,83$ (при $m=1...4$) к более удобным для практики трапецидальным сечениям со значениями $\beta_{max} = 2,62...4,42$ [12].

Изменение показателя степени y от $1/6$ до $1/4$ приводит к изменению β_{max} лишь до 1% [12], поэтому ограничимся таблицей β_{max} при среднем значении $y=0,2$ в указанном диапазоне его.

3.3.4. Допускаемые скорости движения воды в каналах

Расчетанные при проектировании гидравлические элементы канала должны создавать такую среднюю скорость движения воды, чтобы обеспечивалось выполнение условия [7, 29]:

$$v_{нз} < v < v_{нр}, \quad (3.51)$$

где $v_{нз}$ — неза淤вающая скорость (для среднего диаметра частиц наносов, взвешенных в потоке); $v_{нр}$ — неразмывающая скорость (для среднего диаметра частиц грунта $d_{ср}$ на дне неукрепленного русла канала).

А. Неразмывающая скорость. Если канал проложен в близких к неоднородным ($d_{10}/d_{90} \approx 0,2...0,3$) несвязных грунтах и его откосы и дно не укреплены, то среднюю неразмывающую скорость определяют по формуле Б. И. Студенниченко:

$$v_{нр} = 3,6 (hd_{ср})^{0,25}, \quad (3.52)$$

по которой составлена табл. 3.10. В формулу

ТАБЛИЦА 3.10. ЗНАЧЕНИЯ СРЕДНЕЙ НЕРАЗМЫВАЮЩЕЙ СКОРОСТИ ПОТОКА $v_{нр}$ ДЛЯ НЕОДНОРОДНЫХ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

Средний диаметр частиц грунта $d_{ср}$, мм	Значения $v_{нр}$, м/с, при глубине потока h , м							
	0,5	1	2	3	5	8	10	
0,1	0,36	0,43	0,51	0,56	0,64	0,72	0,77	
0,2	0,37	0,45	0,53	0,59	0,67	0,75	0,80	
0,3	0,39	0,47	0,56	0,62	0,70	0,79	0,84	
0,5	0,45	0,54	0,64	0,71	0,81	0,91	0,96	
1	0,64	0,64	0,76	0,84	0,96	1,07	1,14	
2	0,84	0,76	0,90	1,00	1,14	1,28	1,36	
3	0,71	0,84	1,00	1,10	1,26	1,41	1,49	
5	0,81	0,96	1,14	1,26	1,43	1,61	1,71	
10	0,96	1,14	1,35	1,49	1,71	1,92	2,04	
20	1,13	1,35	1,61	1,77	2,02	2,26	2,40	
30	1,26	1,49	1,77	1,97	2,24	2,51	2,65	
50	1,43	1,70	2,02	2,24	2,54	2,86	3,02	
100	1,70	2,02	2,40	2,66	3,03	3,40	3,6	

ТАБЛИЦА 3.11. ЗНАЧЕНИЯ СРЕДНЕЙ НЕРАЗМЫВАЮЩЕЙ СКОРОСТИ ПОТОКА $v_{нр}$ ДЛЯ СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

Удельное сцепление c , 10^3 Па (кгс/см ²)	Значения $v_{нр}$, м/с, при глубине потока h , м							
	0,5		1		3		5	
	при содержании легкорастворимых солей (CaCl ₂ , MgCl ₂ , NaCl, Na ₂ SO ₄ , Na ₂ CO ₃ , NaHCO ₃), % массы плотного остатка абсолютно сухого грунта							
	≤0,2	0,2-3	≤0,2	0,2-3	≤0,2	0,2-3	≤0,2	0,2-3
0,005	0,39	0,36	0,43	0,40	0,49	0,46	0,52	0,49
0,010	0,44	0,39	0,48	0,43	0,55	0,49	0,58	0,52
0,020	0,52	0,41	0,57	0,45	0,65	0,52	0,69	0,55
0,030	0,59	0,43	0,64	0,49	0,74	0,55	0,78	0,59
0,040	0,65	0,46	0,71	0,51	0,81	0,59	0,86	0,62
0,050	0,71	0,48	0,77	0,53	0,89	0,61	0,98	0,65
0,075	0,83	0,51	0,91	0,56	1,04	0,64	1,10	0,69
0,125	1,03	0,60	1,13	0,67	1,30	0,76	1,37	0,81
0,150	1,21	0,65	1,33	0,72	1,52	0,82	1,60	0,88
0,200	1,28	0,75	1,40	0,82	1,60	0,93	1,69	1,00
0,225	1,26	0,80	1,43	0,88	1,70	1,00	1,80	1,07
0,250	1,42	0,82	1,55	0,91	1,78	1,04	1,88	1,10
0,300	1,54	0,98	1,69	0,99	1,94	1,12	2,04	1,20
0,350	1,67	0,97	1,88	1,05	2,09	1,22	2,21	1,30
0,400	1,79	1,03	1,95	1,15	2,25	1,31	2,38	1,40
0,450	1,88	1,09	2,03	1,20	2,35	1,39	2,49	1,46
0,500	1,99	1,26	2,17	1,29	2,50	1,46	2,63	1,56
0,600	2,16	1,27	2,33	1,33	2,72	1,60	2,88	1,70

(3.52) надо подставлять скорость в м/с, глубину в м, диаметр частиц в м.

Если канал проходит в близких к однородным ($d_1/d_{cp} \approx 0,67$) несвязных грунтах, то

$$v_{нр} = 4,7 (hd_{cp})^{0,25} = 1,3v_{нр}. \quad (3.53)$$

Следовательно, для определения $v_{нр}$ данные, приведенные в табл. 3.10, надо умножить на коэффициент 1,3.

Средний диаметр частиц песчаных и крупнообломочных грунтов определяют как средневзвешенный по формуле

$$d_{cp} = \Sigma(d_i p_i) / \Sigma p_i,$$

где d_i и p_i — диаметр и процентное содержание по массе фракций частиц.

Если канал проложен в рыхлых грунтах, то размывающую скорость понижают, умножив на коэффициент 0,85. При наличии в потоке взвешенных наносов размывающую скорость можно повысить, умножив на коэффициент $\sqrt{1+3\rho^{2/3}}$, где ρ — мутность потока, кг/м³ (от русловых наносов).

Неразмывающая средняя скорость потока в каналах, проходящих в связных (глинистых) грунтах, согласно исследованиям, проведенным Ц. Е. Мирцхулаевой и нашедшим отражение в СНиП II-52-74, зависит от глубины потока h , удельного сцепления между частицами грунта c , Па, и содержания легкорастворимых солей (табл. 3.11).

При содержании в связных грунтах более 3% легкорастворимых солей среднюю размывающую скорость следует устанавливать на основании исследований.

Скорость $v_{нр}$ для скальных грунтов, согласно СНиП II-52-74, зависит от глубины

потока h и временного сопротивления грунта сжатию в состоянии полного водонасыщения (табл. 3.12).

ТАБЛИЦА 3.12. ЗНАЧЕНИЯ СРЕДНЕЙ НЕРАЗМЫВАЮЩЕЙ СКОРОСТИ ПОТОКА $v_{нр}$ ДЛЯ СКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ (ОСАДОЧНЫХ И ИЗВЕРЖЕННЫХ)

Временное сопротивление грунта сжатию в состоянии полного водонасыщения, 10^3 Па (кгс/см ²)	Значения $v_{нр}$, м/с, при глубине потока h , м			
	0,5	1	3	5
1000	8,9	10,9	14,1	15,5
500	6,3	7,7	10,0	11,0
250	4,5	5,5	7,1	7,9
200	4,0	4,9	6,3	6,9
100	3,0	3,6	4,8	5,2
50	2,2	2,7	3,6	3,9
25	1,7	2,1	2,7	3,0

Скорость $v_{нр}$ для закрепленных русел определяется, согласно СНиП II-52-74, в зависимости от вида крепления и глубины потока h (табл. 3.13).

Б. Незащищенная скорость. Средняя незащищенная скорость потока может быть определена по формуле

$$v_{нз} = \varepsilon \sqrt{R}. \quad (3.54)$$

Здесь ε — коэффициент, определяемый по формуле И. И. Леви:

$$\varepsilon = 0,1 \frac{w}{V d_{cp}} \sqrt[4]{\frac{p}{0,01} \frac{0,0225}{n}}, \quad (3.55)$$

где w — гидравлическая крупность частиц взвешенных наносов диаметром d_{cp} , мм/с; d_{cp} — средний диаметр преобладающих частиц взвешенных наносов, мм; p — процент (по массе) взвешенных наносов размером более 0,25 мм; n — коэффициент шероховатости русла.

ТАБЛИЦА 3.13. ЗНАЧЕНИЯ СРЕДНЕЙ НЕРАЗМЫВАЮЩЕЙ СКОРОСТИ ПОТОКА v_{np} ДЛЯ ЗАКРЕПЛЕННЫХ РУСЕЛ

Вид крепления	Значения v_{np} , м/с, при глубине потока h , м			
	≤ 0,5	1	3	5
Бетонная облицовка* при проектной марке бетона по прочности на сжатие:				
M100	12,5	13,8	16,0	17,0
M150	14,0	15,6	18,0	19,1
M200	15,6	17,3	20,0	41,2
M300	19,2	21,2	24,6	26,1
Облицовка из каменной кладки* при проектной марке раствора по прочности на сжатие:				
M10	4,3	5,0	6,2	6,7
M25	6,3	7,4	9,1	9,8
M150—M50	7,4	8,7	10,7	11,6
Габрионы (размером 0,5×0,5 м и более)	4,7	5,5	6,8	7,3
Каменная наброска в плетневой клетке	3,0	3,5	4,0	4,4
Мощение одновочное на слое щебня или глина (10—15 см) с покрытием слоем глины, ила, соломой или сена:				
на свеженасыпанном утрамбованном грунте при крупности камней, см:				
15—20	2,4	2,8	3,6	3,8
20—30	2,8	3,3	4,1	4,4
на осевшем или плотноутрамбованном грунте при крупности камней, см:				
15—20	2,6	3,0	3,7	4,0
20—30	3,0	3,6	4,6	4,9
Мощение двойное на слое щебня при крупности камней, см:				
15—20	3,0	3,5	4,3	4,7
20—30	3,1	3,7	4,7	5,1
Дерновка плашмя	1,0	1,25	1,5	1,6

* Поток не содержит песчаных и галечниковых наносов.

Для наиболее часто встречающейся шероховатости русла ($n \approx 0,0225$) значения коэффициента e приведены в табл. 3.14.

ТАБЛИЦА 3.14. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА e (при $p < 0,01\%$)

d_{cp} , мм	e , м ^{0,5} /с	d_{cp} , мм	e , м ^{0,5} /с	d_{cp} , мм	e , м ^{0,5} /с
0,1	0,22	0,6	0,82	1,5	1,03
0,2	0,45	0,8	0,90	2,0	1,10
0,4	0,67	1,0	0,95	3,3	1,11

Значение коэффициента e при $R = 1$ м равно $v_{на}$.

При проектировании ирригационных каналов применяют формулу С. Х. Абальянца для определения транспортирующей способности потока:

$$R_{cp} = 18,4 \frac{v^2}{Rw_{cp}}, \quad (3.56)$$

где ρ_{cp} — средняя мутность потока, кг/м³; v — средняя скорость потока, м/с; R — гидравлический радиус, м; w_{cp} — средняя гидравлическая крупность наносов, мм/с.

По этой формуле можно найти незапляющую скорость, считая, что $v = v_{на}$.

3.4. Удельная энергия сечения потока

3.4.1. Основные понятия

Удельная энергия в данном живом сечении потока относительно горизонтальной плоскости, проходящей через самую низшую точку этого сечения, без учета удельной энергии, соответствующей давлению на свободной поверхности жидкости, называется удельной энергией сечения потока. Она равна

$$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}, \quad (3.57)$$

где h — наибольшая глубина воды в живом сечении; α — коэффициент Корзиолеса (см. табл. 3.1); Q — расход воды; ω — площадь живого сечения.

График функции (3.57) при различных расходах воды ($Q_1 < Q_2 < Q_3$ и т. д.) показан на рис. 3.10.

Кривые удельной энергии сечения имеют экстремум, соответствующий минимальному значению $\mathcal{E} = \mathcal{E}_{min}$. Глубину потока, при которой заданный расход Q проходит с минимальным значением удельной энергии сечения, называют критической. Состояние потока, при котором его глубина равна критической глубине, называют критическим. При этом число Фруда $Fr_{кр} = \alpha v_{кр}^2 / (gh_{кр}) = 1$. Точки \mathcal{E}_{min} кривых $\mathcal{E} = \mathcal{E}(h)$ при различных расходах Q лежат на прямой, наклоненной к оси \mathcal{E} под углом (зависящим от формы сечения [7]) около 33°. При $h < h_{кр}$ ($Fr > 1$) поток находится в бурном состоянии, при $h > h_{кр}$ ($Fr < 1$) — в спокойном.

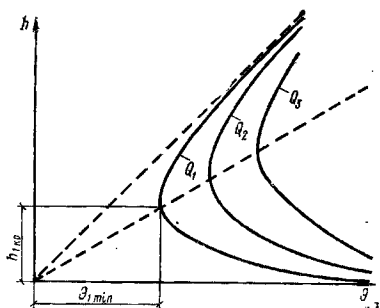


Рис. 3.10. График функции $\mathcal{E} = \mathcal{E}(h)$ при различных расходах воды

3.4.2. Расчет критической глубины потока

Общее выражение для расчета критической глубины имеет вид:

$$\alpha Q^2/g = \omega_{кр}^3/B_{кр}, \quad (3.58)$$

где $\omega_{кр}$ и $B_{кр}$ — соответственно площадь живого сечения и ширина потока поверху при критической глубине.

Это выражение справедливо для любой формы поперечного сечения.

В общем случае критическую глубину находят графоаналитическим способом, для чего строят график функции $\omega^2/B = f(h)$. Искомую глубину $h_{кр}$ находят как ординату точки, имеющей абсциссу $\alpha Q^2/g$ (рис. 3.11).

Для построения этой кривой вычисления сводят в таблицу следующей формы:

h, м	B, м	ω , м ²	ω^2/B , м ³

Если обе части уравнения (3.58) разделить на $2\omega_{кр}^2$, то получим

$$\frac{\omega_{кр}}{2B_{кр}} = \frac{h_{кр}}{2} = \frac{\alpha\omega_{кр}^2}{2g},$$

т.е. при критическом состоянии потока скоростной напор равен половине средней глубины потока.

В связи с этим величину $h_{кр}$ можно найти по способу А. М. Латышевича [12] путем построения по трем точкам кривых зависимости $\alpha v^2/g$ и $h_{кр} = \omega/B$ от h . Точка их пересечения дает $h_{кр}$. Кривая средних глубин имеет вид почти прямой линии (рис. 3.12). Для построения кривых вычисления сводят в таблицу следующей формы, принимая α по табл. 3.1:

h, м	ω , м ²	B, м	$v = Q/\omega$, м/с	$\alpha v^2/g$, м	$h_{кр} = \omega/B$, м

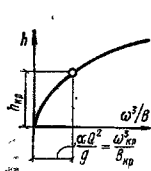


Рис. 3.11. График к расчету критической глубины потока

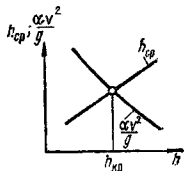


Рис. 3.12. График к расчету критической глубины потока в трапециевидном русле

Эти два способа применимы для русел любой формы. Для русел прямоугольной, треугольной и параболической форм $h_{кр}$ находят аналитически.

Прямоугольное русло. Критическую глубину подсчитывают по формуле

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{b^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}, \quad (3.59)$$

где $q=Q/b$ — удельный расход (расход на единицу ширины сечения), м³/с. м).

При $\alpha = 1,2$ значение $h_{кр} = 0,496 q^{2/3}$.

Треугольное русло. Критическую глубину подсчитывают по формуле

$$h_{кр} = \sqrt[5]{\frac{2\alpha Q^2}{g \operatorname{tg}^2(\theta/2)}}, \quad (3.60)$$

где θ — угол при вершине.

При $\theta = 90^\circ$ и $\alpha = 1,2$ значение $h_{кр} = 0,755 Q^{2/5}$.

Параболическое русло. Критическую глубину подсчитывают по формуле

$$h_{кр} = \sqrt[4]{\frac{27\alpha Q^2}{64\rho g}}, \quad (3.61)$$

где ρ — параметр параболы (в уравнении $x=2\rho y$).

При $\alpha = 1,2$ значение $h_{кр} = 0,476 \sqrt[4]{Q^2/\rho}$.

Трапециевидное русло. Критическую глубину можно найти по способу И. И. Агроскина [2], согласно которому

$$h_{кр.т} = k h_{кр.п}, \quad (3.62)$$

где k — параметр, зависящий от $m h_{кр.п}/b$ (табл. 3.15) (здесь m — коэффициент откоса); $h_{кр.п}$ — критическая глубина прямоугольного русла с тем же расходом Q и шириной канала по дну b .

ТАБЛИЦА 3.15. ЗНАЧЕНИЯ ПАРАМЕТРА k В ФОРМУЛЕ (3.62)

$\frac{mh_{кр.п}}{b}$	k	$\frac{mh_{кр.п}}{b}$	k	$\frac{mh_{кр.п}}{b}$	k
0,02	0,99	0,32	0,90	0,74	0,81
0,05	0,98	0,36	0,89	0,80	0,80
0,08	0,97	0,40	0,88	0,86	0,79
0,11	0,96	0,44	0,87	0,92	0,78
0,15	0,95	0,49	0,86	0,99	0,77
0,18	0,94	0,54	0,85	1,10	0,76
0,21	0,93	0,59	0,84	1,20	0,74
0,25	0,92	0,64	0,83	1,30	0,73
0,28	0,91	0,68	0,82	1,40	0,72

Русло круглого сечения. Критическую глубину находят по способу А. М. Латышевича. На рис. 3.13 дана кривая зависимости $h_{кр}/d$ от $Q/d^{2,5}$ при $\alpha = 1$. При заданном диаметре d и расходе Q находят $Q/d^{2,5}$, а затем по графику определяют относительную критическую глубину $h_{кр}/d$. Умножив ее на заданный диаметр d , получают $h_{кр}$ для русла круглого се-

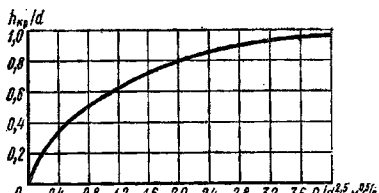


Рис. 3.13. График к расчету критической глубины потока в русле круглого сечения

чения. Чтобы учесть $\alpha \neq 1$, необходимо $Q/d^{2.5}$ умножить на $\sqrt{\alpha}$, а затем использовать график.

3.4.3. Критический уклон русла

Критическим уклоном $I_{кр}$ называют уклон русла, при котором нормальная глубина h_0 равна критической глубине $h_{кр}$. Общая формула для определения критического уклона:

$$I_{кр} = \frac{g}{\alpha C_{кр}^2} \frac{\chi_{кр}}{B_{кр}}, \quad (3.63)$$

где $C_{кр}$, $\chi_{кр}$ и $B_{кр}$ — соответственно коэффициент Шези, смоченный периметр и ширина поверху при критическом состоянии потока.

Для широких русел $\chi_{кр} \approx B_{кр}$ и, следовательно:

$$I_{кр} = \frac{g}{\alpha C_{кр}^2}. \quad (3.64)$$

При $I_0 < I_{кр}$ ($h_0 > h_{кр}$) поток находится в спокойном состоянии, при $I_0 > I_{кр}$ ($h_0 < h_{кр}$) — в бурном (см. п. 3.4.1).

3.5. Установившееся неравномерное и неустановившееся движение воды в открытых руслах

3.5.1. Дифференциальные уравнения установившегося неравномерного плавновзмещающегося движения

Уравнение установившегося неравномерного плавновзмещающегося движения в не-

призматических руслах имеет вид:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{I_0 - \frac{Q^2}{K^3} \left(1 - \frac{\alpha C^2 R}{g \omega} \frac{\partial \omega}{\partial l} \right)}{1 - Fr}, \quad (3.65)$$

где I_0 — уклон дна потока; $Fr = \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} \frac{B}{\omega^2}$ — число Фруда.

Для призматического русла $\partial \omega / \partial l = 0$ и уравнение (3.65) принимает вид:

$$\begin{aligned} \frac{dh}{dl} &= \frac{I_0 - \frac{Q^2}{K^3}}{1 - Fr} = I_0 \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^3}}{1 - Fr} = \\ &= I_0 \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^3}}{1 - j \frac{K_0^2}{K^3}}, \end{aligned} \quad (3.65)$$

где K_0 и K — расходная характеристика соответственно при равномерном и неравномерном движении;

$$j = \frac{\alpha I_0 C^3}{g} \frac{B}{\chi}. \quad (3.67)$$

3.5.2. Типы кривых свободной поверхности потока в призматических руслах

Нормальная глубина больше критической ($h_0 > h_{кр}$). Здесь возможны три зоны (рис. 3.14, а).

Зона А ($h > h_0$). Имеем кривую подпора a_1 , которая в нижней части асимптотически приближается к горизонтальной прямой, а в верхней части асимптотически приближается к линии нормальных глубин. Эта вогнутая кривая подпора a_1 имеет наиболее широкое распространение на практике (перед плотинами, мостами и т. п.).

Зона В ($h_0 > h > h_{кр}$). Имеем выпуклую кривую спада b_1 . В верхней части кривая асимптотически приближается к линии нормальных глубин. При приближении h к $h_{кр}$ кривая спада кончается водопадом.

Зона С ($h < h_{кр}$). Имеем вогнутую кривую подпора c_1 , встречающуюся при истечении

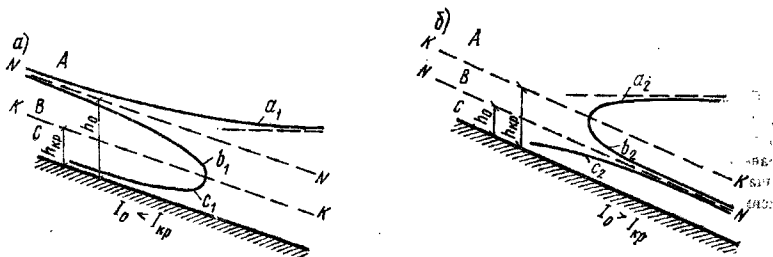


Рис. 3.14. Кривые свободной поверхности потока при $h_0 > h_{кр}$ (а) и $h_0 < h_{кр}$ (б) (NN — линии нормальных глубин; KK — линии критических глубин)

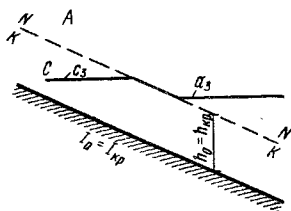


Рис. 3.15. Кривые свободной поверхности потока при $h_0 = h_{кр}$

из-под затвора, при сопряжении с нижним бьефом падающей с водослива струи и т. п.

Нормальная глубина меньше критической ($h_0 < h_{кр}$) (рис. 3.14, б).

Зона А. Имеем выпуклую кривую подпора a_2 , встречающуюся перед преградой в бурном потоке. Кривая a_2 начинается прыжком и имеет асимптоту в виде горизонтальной прямой.

Зона В ($h_0 < h < h_{кр}$). Имеем вогнутую кривую спада b_2 , встречающуюся на быстротоках или при истечении из-под затвора в водоток с большим уклоном. Вниз по течению кривая спада асимптотически приближается к линии нормальных глубин.

Зона С ($h < h_0 < h_{кр}$). Имеем выпуклую кривую подпора a_3 . В нижней части кривая подпора асимптотически приближается к линии нормальных глубин.

Нормальная глубина равна критической ($h_0 = h_{кр}$) (рис. 3.15).

Зона А ($h > h_0$). Имеем кривую подпора a_3 , близкую к горизонтальной прямой. Кривая подпора a_3 встречается при сопряжении водоемов с каналом при $I_0 = I_{кр}$.

Зона В отсутствует, так как $h_0 = h_{кр}$.

Зона С ($h < h_0$). Имеем кривую подпора c_3 , также близкую к горизонтальной прямой. Кривая c_3 встречается при сопряжении каналов с $I_0 > I_{кр}$ и $I_0 = I_{кр}$.

3.5.3. Уравнение для построения кривых свободной поверхности потока в призматических руслах

Рассмотрим решение этой задачи по способу Б. А. Бахметева при прямом уклоне дна потока ($I_0 > 0$). В этом случае основное уравнение неравномерного движения (3.66) решают с использованием показательной зависимости:

$$\frac{K^2}{K_0^2} = \left(\frac{h}{h_0}\right)^x = \eta^x, \quad (3.68)$$

где $\eta = h/h_0$ — относительная глубина; x — гидравлический показатель русла.

При замене $h_0/h = 1/\eta$ получают из уравнения (3.66)

$$\frac{dh}{dl} = I_0 \frac{\eta^x - 1}{\eta^x - j}. \quad (3.69)$$

Интегрирование этого уравнения выполняю в предположении, что j постоянно и равно его среднему значению \bar{j} на участке водотока. В результате получают:

$$\frac{I_0 l}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - \bar{j}) [B(\eta_2) - B(\eta_1)], \quad (3.70)$$

где $\eta_2 = h_2/h_0$, $\eta_1 = h_1/h_0$, $B(\eta_2)$ и $B(\eta_1)$ — функции относительной глубины η и гидравлического показателя x ; эти функции в табличной форме даны в [3, 12, 24, 25, 28, 29 и др.].

Гидравлический показатель на участке русла вычисляют по формуле

$$x = 2 \frac{\lg \bar{K} - \lg K_0}{\lg \bar{h} - \lg h_0}, \quad (3.71)$$

где \bar{K} — расходящая характеристика, вычисленная при глубине \bar{h} ($\bar{h} = 0,5(h_1 + h_2)$) — средняя глубина потока на участке (рис. 3.16) или как $\bar{K} = 0,5(K_1 + K_2)$ (здесь K_1 и K_2 — расходящие характеристики в живых сечениях соответственно при глубине h_1 и h_2).

Параметр \bar{j} вычисляют при глубине \bar{h} или как $\bar{j} = 0,5(j_1 + j_2)$.

Гидравлический показатель x может быть подсчитан приближенно в зависимости от характеристик живого сечения и показателя y в формуле (3.45а).

Для трапециевидных сечений имеется формула Р. Р. Чугаева при переменном y [29]:

$$x = (3 + 2y) \left(1 + \frac{m}{\beta + m}\right) - (1 + 2y) \frac{m'}{\beta + m'}, \quad (3.72)$$

где $\beta = b/h$; $m' = 2\sqrt{1+m}$; y — показатель степени в формуле (3.45а).

По формуле (3.72) А. М. Латышенковым составлена номограмма [13] (рис. 3.17).

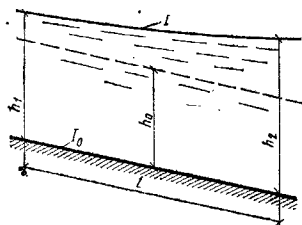


Рис. 3.16. Схема к расчету гидравлического показателя x на участке русла и параметра \bar{j}

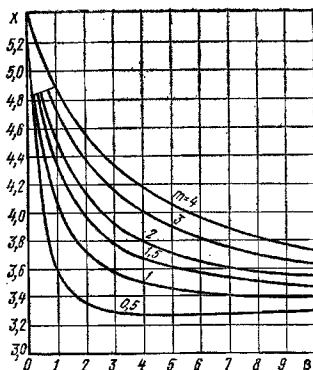


Рис. 3.17. Номограмма для определения гидравлического показателя x трапециевидного русла при $\mu = 0,2$

3.5.4. Основные типы задач на построение кривых подпора

1. Заданы: $Q, b, I_0, m, n, h_1, h_2$. Требуется определить расстояние l между сечениями с глубинами h_1 и h_2 (см. рис. 3.16).

Составляют таблицу значений $\omega, \chi, R, C\sqrt{R}$ и K ; находят нормальную глубину h_0 , соответствующую $K_0 = Q/\sqrt{I_0}$. Далее вычисляют x по формуле (3.71) или (3.72), найдя предварительно \bar{h} и \bar{K} . По h_1, h_2 и h_0 находят $\eta_1 = h_1/h_0$ и $\eta_2 = h_2/h_0$, затем $\bar{x}, \bar{B}, \bar{C}$ и $\bar{j} = \frac{\alpha I_0 C^2 \bar{B}}{g \bar{\chi}}$ и по уравнению (3.70) находят l , определив предварительно $B(\eta_1)$ и $B(\eta_2)$ по гидравлическим справочникам. Когда \bar{j} изменяется в пределах 0,04—0,08, в приближенных расчетах при построении кривых подпора можно принять $1 - \bar{j} \approx 1$. Тогда

$$l = \frac{h_0}{I_0} [\eta_2 - \eta_1 - B(\eta_2) + B(\eta_1)]. \quad (3.73)$$

При построении кривых спада величиной \bar{j} пренебрегать нельзя и надо пользоваться уравнением (3.70).

2. Исходные данные те же, кроме глубины h_1 . Требуется определить глубину h_1 на заданном расстоянии l от створа (сооружения) с глубиной h_2 .

Находят нормальную глубину h_0 и гидравлический показатель русла x . Вычисляют $\eta_2 = h_2/h_0$ и находят $B(\eta_2)$. Вычисляют χ_2, B_2, C_2 и j_2 . Из уравнения (3.70) подбором находят значение η_1 и вычисляют искомую глубину h_1 , по которой уточняют значения $\bar{\chi}, \bar{B}, \bar{C}$

и \bar{j} , средние для участка, затем еще раз подбором окончательно уточняют η_1 и h_1 .

Если принято значение $\bar{j} \approx 0$, то уравнение (3.70) упрощается:

$$\eta_2 - B(\eta_2) - \frac{I_0 l}{h_0} = \eta_1 - B(\eta_1) = \Phi(\eta_1). \quad (3.74)$$

Существует таблица [12, 13] значений $\Phi(\eta_1)$ (при разных значениях x), при использовании которой решение задачи второго типа упрощается и сводится к нахождению h_1 по заданному значению $\Phi(\eta_1)$ без подбора.

3.5.5. Построение кривых свободной поверхности естественных водотоков

Водоток предварительно разбивают на участки таким образом, чтобы каждый участок имел однообразный уклон свободной поверхности и живые сечения, близкие по площади и форме. Падение свободной поверхности на участке должно составлять 0,25—1 м.

Если естественный водоток (река) имеет притоки, то разбивку его на участки делают так, чтобы расход в пределах каждого участка был примерно постоянным.

Наиболее точные результаты при построении кривых свободной поверхности в реках получают, используя постулат инвариантности (неизменности) модуля сопротивления. Уравнение неравномерного движения воды принимают в виде (при пренебрежении изменением скоростного напора):

$$\Delta z = lQ^2/R^3, \quad (3.75)$$

где Δz — падение свободной поверхности на участке водотока; $R = 0,5(K_1 + K_2)$ (здесь K_1 и K_2 — расходные характеристики в верхнем и нижнем сечениях).

Отношение $\Delta z/Q^2 = F$ называют модулем сопротивления. Тогда

$$\Delta z = FQ^2.$$

При сравнительно однообразном живом сечении потока на длине данного участка водотока и небольших падениях свободной поверхности на участке как в естественном, так и подпорном состоянии водотока (что обычно соблюдается в равнинных реках) модуль сопротивления практически не зависит от уклона свободной поверхности воды и может быть выражен через среднюю отметку \bar{z} уровня воды на участке, т. е. $F = F(\bar{z})$, где $\bar{z} = 0,5(z_1 + z_2)$. В этом и заключается постулат неизменности модуля сопротивления.

Пусть на данном участке водотока (рис. 3.18) при расходе Q_1 кривая свободной поверхности занимает положение $\alpha_1 b_1$ и имеет падение Δz_1 , а при расходе Q_2 — положение

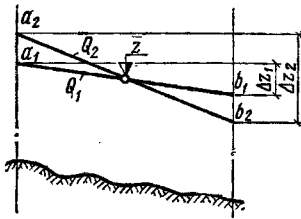


Рис. 3.18. Схема к пояснению сущности постулата инвариантности модуля сопротивления

$a_2 b_2$ при падении Δz_2 , причем в обоих случаях средняя отметка \bar{z} уровня воды на участке остается неизменной. В этом случае, согласно постулату инвариантности, $\Delta z_1/Q_1^2 \approx \Delta z_2/Q_2^2$.

Для построения кривых свободной поверхности естественных водотоков (рек) необходимо предварительно построить графики функции $F = F(\bar{z})$ для каждого из участков по длине водотока, непосредственно используя гидрометрические данные (кривые расходов воды) или, если их нет либо недостаточно, при помощи расчетов величины l/K^2 .

Для пояснения способа представим себе, что на основе гидрометрических данных в створах 1, 2, 3 и 4 (рис. 3.19) построены продольные профили потока, соответствующие различным расходам (в данном случае четырем).

В том случае, когда модуль сопротивления определяют по выражению $F = l/K^2$, важно по возможности точнее установить расчетное значение коэффициента шероховатости русла для рассматриваемого участка.

Более совершенным является способ, основанный на использовании гидрометрических данных. При этом в качестве исходных гидрометрических данных необходимо иметь кривые расходов воды $Q = Q(z)$, построенные в совмещенном виде (рис. 3.20). Методику расчета координат \bar{z} и F проиллюстрируем на примере построения зависимости $F = F(\bar{z})$ на участке 3—4 (см. рис. 3.19), т. е. между створами 3 и 4. Задаваясь расходом Q , найдем уровни z_3 и z_4 , а затем $\bar{z}_{3-4} = 0,5(z_3 + z_4)$, $\Delta z_{3-4} = z_3 - z_4$ и $F_{3-4} = \Delta z_{3-4}/Q^2$. Прделав такие же вычисления при других Q , получим координаты для построения графика модуля сопротивления на участке 3—4. По такой же методике строят и графики $F = F(\bar{z})$ для участков 2—3 и 1—2, показанные на рис. 3.21. Взаимосвязь продольного профиля водотока с кривыми $F = F(\bar{z})$ проиллюстрирована для участка 3—4 (см. рис. 3.19). Отметки по-

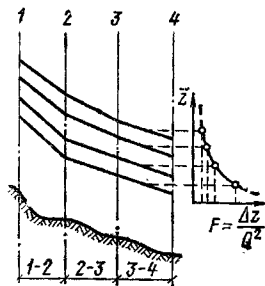


Рис. 3.19. Схема к пояснению построения функции модуля сопротивления $F = F(\bar{z})$ на участке 3—4

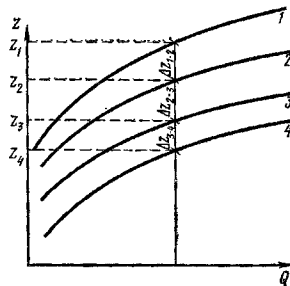


Рис. 3.20. Кривые расходов воды в створах 1, 2, 3, 4 в совмещенном виде

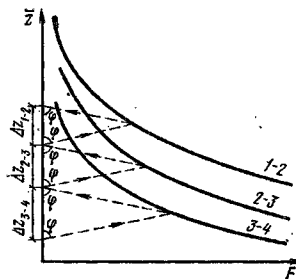


Рис. 3.21. Кривые $F = F(\bar{z})$ и определение отметок поверхности воды выше сооружения, расположенного в створе 4

верхности воды выше сооружения (предположим, что подпорное сооружение расположено в створе 4) находят графически, как показано на рис. 3.21. Проведя прямую от вертикальной оси (при заданной отметке z_4 в створе 4) под углом φ до кривой 3—4 и обратно к оси \bar{z} , получим отметку в третьем створе z_3 (изменение уровня Δz_{3-4}) и т. д. Угол φ вы-

числяют по формуле $tg \varphi = 2/Q^2$ с учетом масштабов на осях F и z . В этом способе косвенно учитываются и местные гидравлические сопротивления.

3.5.6. Гидравлический прыжок

Гидравлический прыжок (рис. 3.22, а) представляет собой скачкообразное возрастание глубины потока при переходе из бурного состояния ($h_1 < h_{кр}$) в спокойное ($h_2 > h_{кр}$), сопровождаемое интенсивными макротурбулентными пульсациями давлений и скоростей. Глубины h_1 и h_2 до и после прыжка носят название сопряженных, а разность $h_2 - h_1$ есть высота прыжка.

Существует несколько разновидностей гидравлического прыжка. Сведения, приведенные далее, касаются совершенного прыжка, возникающего в призматическом русле с прямоугольным горизонтальным дном при $F_{r1} \geq 3$, где $F_{r1} = \alpha v_1^2 / (g h_1)$ — число Фруда в сечении перед прыжком.

Основное уравнение гидравлического прыжка имеет вид:

$$\frac{\alpha'_1 Q^2}{g \omega_1} + \omega_1 h_{C1} = \frac{\alpha'_2 Q^2}{g \omega_2} + \omega_2 h_{C2}, \quad (3.76)$$

где α' — коэффициент количества движения (коэффициент Буссинеска); h_{C1} и h_{C2} — глубины погружения центров тяжести живых сечений ω_1 и ω_2 .

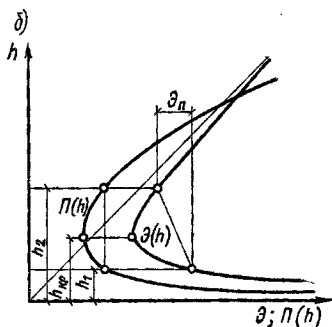
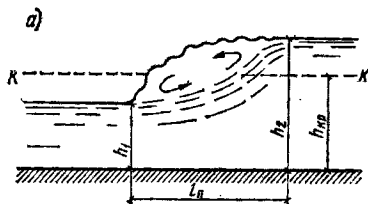


Рис. 3.22. Схема гидравлического прыжка (а) и графики прыжковой функции $\Pi(h)$ и удельной энергии сечения потока $\mathcal{E}(h)$ (б)

Функция глубины потока (при $Q = \text{const}$), выражаемая равенством

$$\Pi(h) = \frac{\alpha' Q^2}{g \omega} + \omega h_C,$$

называется прыжковой. Уравнение (3.76) показывает, что для сопряженных глубин h_1 и h_2 значения прыжковой функции одинаковы: $\Pi(h_1) = \Pi(h_2)$.

На графике прыжковой функции (рис. 3.22, б) минимум соответствует критической глубине $h_{кр}$ (при $\alpha \approx \alpha'$). На этом же рисунке изображен график удельной энергии сечения потока $\mathcal{E} = \mathcal{E}(h)$ и показано, как графическим способом определить потери удельной энергии $\mathcal{E}_п$ в прыжке. График прыжковой функции дает возможность легко находить сопряженные глубины.

Правильное определение параметров гидравлического прыжка имеет важное значение для расчета водобойных частей сооружений. В призматическом русле прямоугольного сечения сопряженные глубины определяют по формулам:

$$h_1 = \frac{h_2}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{кр}}{h_2} \right)^3} - 1 \right]; \quad (3.77)$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{кр}}{h_1} \right)^3} - 1 \right]. \quad (3.78)$$

Для определения длины совершенного прыжка в прямоугольном призматическом русле предложен ряд формул [2, 28, 29]. Приводим формулу О. М. Айвазяна:

$$l_{п} = \frac{8(10 + \sqrt{F_{r1}})(h_2 - h_1)^3}{F_{r1} 4 h_1 h_2}, \quad (3.79)$$

где $F_{r1} = \alpha v_1^2 / (g h_1)$ — число Фруда в сечении перед прыжком [здесь $v_1 = Q / (b h_1)$, где b — ширина прямоугольного русла].

3.5.7. Дифференциальные уравнения неустойчившегося движения

Неустановившееся движение воды в каналах и реках проявляется в форме волн, перемещающихся в продольном направлении. Эти волны, в отличие от волн, возникающих на поверхности воды под влиянием ветра (ветровые волны), переносят большие массы воды, поэтому их называют волнами перемещения. Нарушение первоначально установившегося движения воды в открытых руслах происходит под влиянием как изменения расхода воды в каком-нибудь створе, например в створе ГЭС, так и из-за непостоянства притока или оттока воды по длине русла. Волна перемещения, распространяющаяся по течению потока, называется прямой, а против течения — обратной.

Неустановившееся движение воды в открытых руслах описывают следующими дифференциальными уравнениями:

а) уравнением неразрывности

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial l} = 0. \quad (3.80)$$

Учитывая, что $Q = v\omega$, запишем это уравнение в виде

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + v \frac{\partial \omega}{\partial l} + \omega \frac{\partial v}{\partial l} = 0. \quad (3.81)$$

Уравнение неразрывности выражает связь изменения площади живого сечения ω по времени t и по длине l с изменением средней скорости v по длине потока, а следовательно, и с изменением расхода воды Q . Уравнение (3.80) в более общей форме для речных потоков записывают в виде

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial l} = q, \quad (3.82)$$

где q — объем воды, поступающей в русло реки, на единицу его длины в единицу времени за счет бокового притока с водосбора;

б) динамическим уравнением

$$I = -\frac{\partial z}{\partial l} = \frac{\alpha' \partial v}{g \partial t} + \frac{\alpha \partial v}{g \partial l} + \frac{Q^3}{K^3}, \quad (3.83)$$

где I — уклон поверхности воды; z — отметка поверхности воды; α' — коэффициент Буссинеска; $\partial v / \partial t$ — локальная производная скорости; α — коэффициент Корiolиса; $\partial v / \partial l$ — конвективная производная скорости; K — расходная характеристика (см. п. 3.3.2).

При наличии бокового притока уравнение (3.83) записывают в виде [5]:

$$I = -\frac{\partial z}{\partial l} = \frac{\alpha' \partial v}{g \partial t} + \frac{\alpha \partial v}{g \partial l} + \frac{Q^3}{K^3} + \frac{qv}{g\omega} \quad (3.84)$$

В результате решения системы уравнений (3.80) и (3.83) получают $Q=Q(t, l)$ и $z=z(t, l)$. Зная Q и z , находят v , $h_{ср}$ и v . При фиксированной длине l получают хронологические графики:

$z=z(t)$ — график колебания уровней воды;
 $Q=Q(t)$ — гидрограф.

При фиксированном времени t получают график $Q=Q(l)$ и график $z=z(l)$, описывающий продольный профиль волны.

Методы расчета неустановившегося движения разделяют на две группы: строгие (условный термин) и упрощенные.

Строгие методы основаны на решении дифференциальных уравнений (3.80) и (3.83). В настоящее время строгие методы реализуются на цифровых электронно-вычислительных машинах. Существует программа счета по этому методу, разработанная под руководством О. Ф. Васильева в Институте гидродина-

мики Сибирского отделения АН СССР, и другие программы.

В упрощенных методах динамическое уравнение заменяется каким-нибудь приближенным выражением, например связью между расходом и объемом воды на расчетном (характерном) участке [5]. В практике расчетов неустановившегося движения наряду с использованием скорости добегания гребня волны C_n широко используется понятие скорости добегания данного расхода в русле C_n . В удалении от створов возмущения считается возможным принимать $C_n \approx C_n$ [5]. Эта скорость равна [7]:

$$C_n = v + \frac{\partial v}{\partial \omega} \omega. \quad (3.85)$$

Если русло имеет близкую к прямоугольной форму, то

$$\frac{C_n}{v} \approx 1,5 + y, \quad (3.86)$$

а для параболического русла

$$\frac{C_n}{v} \approx \frac{2}{3} (2 + y), \quad (3.87)$$

где y — показатель степени в формуле (3.46а).

При вычислении отношения C_n/v скорость v определяют как $v=0,5(v_i+v_{i+1})$, где v_i и v_{i+1} — средние скорости потока соответственно в верхнем и нижнем створах при уровнях z_i и z_{i+1} . На соотношение скоростей C_n и v влияют взаимодействие руслового и пойменного потоков, аккумулирующая способность поймы и пр. При выходе потока на пойму скорость C_n может быть меньше скорости v [8].

3.6. Движение жидкости через водосливы

3.6.1. Классификация водосливов

Водослив — это преграда в открытом потоке (порог, плотина), через которую переливается вода.

По форме стейки (порога) различают водосливы: а) с тонкой стенкой (рис. 3.23, а); б) практического профиля (рис. 3.23, б); в) с широким порогом (рис. 3.23, в).

Водослив с тонкой стенкой имеет заостренную кромку, через которую или через вырез в которой переливается вода; при этом струя соприкасается только с входной кромкой. Толщина стейки, равная или меньшая $0,67H$, не влияет на характер течения [здесь H — напор над водосливом в створе выше его на расстоянии $(2-3)H_{max}$].

Водослив практического профиля имеет плавное криволинейное или ломаное (полнго-

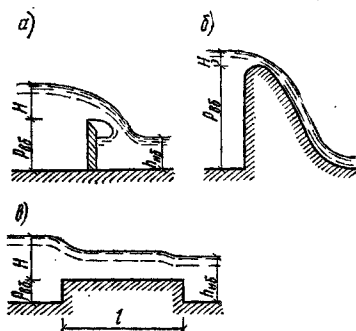


Рис. 3.23. Схемы водосливов, различающихся формой стенок

а — с тонкой стенкой; б — практического профиля; в — с широким порогом

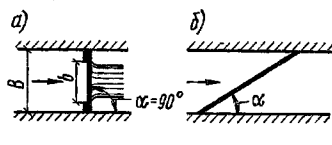


Рис. 3.24. Схемы водосливов, различающихся расположением порога в плане
а — прямой; б — косой; в — боковой; г — криволинейный

нальный) очертание. Криволинейные водосливы практического профиля подразделяют на безвакуумные, очерченные по контуру нижней поверхности падающей струи, и вакуумные, очерченные в верхней части по эллипсу, а в нижней части по прямой, с давлением на водосливной грани, меньшим атмосферного.

У водослива с широким порогом (обычно прямоугольной формы) длина l должна быть достаточной, чтобы на нем происходило илавноизменяющееся движение, что наблюдается, если $l \geq 2H$. К водосливам с широким порогом относят такие, для которых выполняется условие: $2-3 < l/H < 8-10$.

По характеру сопряжения струи с нижним бьефом различают водосливы: а) неподтопленный — уровень нижнего бьефа не влияет на расход и условия перелива воды через порог ($h_{нб} < p_{вб}$); б) подтопленный — уровень нижнего бьефа влияет на расход и условия перелива воды ($h_{нб} > p_{вб}$) (здесь $h_{нб}$ — глубина воды в нижнем бьефе; $p_{вб}$ — высота порога водослива со стороны нижнего бьефа). Более точно критерии подтопления сформулированы далее применительно к конкретным типам водосливов.

По условиям подхода потока к порогу различают водосливы: а) без боко-

вого сжатия ($b=B$); б) с боковым сжатием ($b < B$) (рис. 3.24, а). При $b=B$ подходящий к водосливу поток на прилегающем к водосливу участке движется без искривления линий токов в плане. При $b < B$ движение через водослив происходит с боковым сжатием.

По расположению порога в плане различают водосливы: а) нормальный (прямой) ($\alpha=90^\circ$) (рис. 3.24, а); б) косой ($\alpha < 90^\circ$) (рис. 3.24, б); в) боковой ($\alpha=0^\circ$) (рис. 3.24, в); г) криволинейный (рис. 3.24, г).

3.6.2. Водосливы с тонкой стенкой

А. Прямоугольный водослив. Этот водослив применяют как достаточно точный измеритель расхода воды и как конструктивный элемент гидротехнических сооружений (плоские затворы, донные порог и пр.).

Расход воды через неподтопленный водослив (рис. 3.25, а) определяют по формуле

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (3.88)$$

где m_0 — коэффициент расхода водослива; b — ширина водослива (длина гребня), м; H — напор над водосливом, м.

Коэффициент расхода m_0 прямоугольного водослива с вертикальной стенкой в прямоугольном русле (неподтопленного, без бокового сжатия) может быть определен по формуле

$$m_0 = 0,402 + 0,054H/p_{вб}. \quad (3.89)$$

Коэффициент m_0 при наличии бокового сжатия потока ($b < B$) определяют в соот-

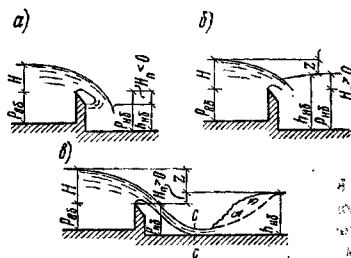


Рис. 3.25. Схемы прямоугольных водосливов с тонкой стенкой
а — неподтопленный; б — подтопленный; в — неподтопленный с образованием отогнанного прыжка

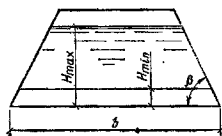


Рис. 3.26. Трапецидальный водослив с тонкой стенкой (суживающийся кверху)

ветствии с рекомендациями, приведенными в [14, 16].

Если уровень воды в нижнем бьефе расположен выше гребня водослива, т. е. $h_{нб} > p_{нб}$, $H_{пб} > 0$ и $z/p_{нб} < (z/p_{нб})_{кр}$ (здесь $H_{пб}$ — подтопление; z — перепад), то в нижнем бьефе будет затопленный прыжок и водослив будет подтопленным (рис. 3.25, б).

Если $h_{нб} > p_{нб}$, $H_{пб} > 0$, но $z/p_{нб} > (z/p_{нб})_{кр}$, то ниже водослива образуется отогнанный прыжок и водослив будет работать как неподтопленный (рис. 3.25, в). Отношение $(z/p_{нб})_{кр}$ зависит от отношения $H/p_{нб}$ (табл. 3.16).

ТАБЛИЦА 3.16. ЗНАЧЕНИЯ ОТНОШЕНИЯ $(z/p_{нб})_{кр}$

$H/p_{нб}$	$(z/p_{нб})_{кр}$	$H/p_{нб}$	$(z/p_{нб})_{кр}$
0,0	1,00	1,0	0,66
0,2	0,82	1,5	0,67
0,4	0,74	2,0	0,70
0,6	0,70	2,5	0,76
0,8	0,68	3,0	0,85

Расход через подтопленный водослив определяют по формуле:

$$Q = \sigma_{пб} m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (3.90)$$

где $\sigma_{пб}$ — коэффициент подтопления, вычисляемый по формуле

$$\sigma_{пб} = 1,05 (1 + 0,2 H_{пб}/p_{нб}) \sqrt{z/H}. \quad (3.91)$$

Б. Трапецидальный водослив. Общей формулой расхода этого водослива является [8]:

$$Q = m \sqrt{2g} b H^{3/2} (1 - 0,8\theta), \quad (3.92)$$

где

$$m = 0,42 + 0,1\theta - 0,34\theta; \quad (3.93)$$

$\theta = nH/b$ (здесь $n = \text{ctg } \beta$; угол β показан на рис. 3.26).

Кривая расхода трапецидального суживающегося кверху водослива близка к прямой линии. В диапазоне напоров $H_{\text{max}} - H_{\text{min}}$ (см. рис. 3.26) зависимость между расходом и напором может быть принята линейной. Такие водосливы часто используют в ирригации и называют пропорциональными.

Расход и коэффициент расхода определяют по формулам Г. В. Железняка:

$$Q = m \sqrt{2g} \frac{b^{5/2}}{n^{3/2}} (0,5\theta - 0,025); \quad (3.94)$$

$$m = 0,55 - 0,24 \sqrt{\theta}. \quad (3.95)$$

Предельные напоры вычисляют по формулам:

$$H_{\text{min}} = 0,15b/n; \quad (3.96)$$

$$H_{\text{max}} = 0,45b/n. \quad (3.97)$$

Из трапецидальных суживающихся кверху водосликов заслуживает внимания водослив с $\alpha = 14^\circ$ (рис. 3.27). В этом случае получается постоянное значение $m = 0,42$. Формула расхода имеет вид:

$$Q = m \sqrt{2g} b H^{3/2}, \quad (3.98)$$

где $m \sqrt{2g} = 1,86 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$.

В. Треугольный водослив. Формула расхода (рис. 3.28)

$$Q = 0,8m \sqrt{2g} \text{tg} \frac{\alpha}{2} H^{5/2}. \quad (3.99)$$

В [16] приведены значения коэффициента расхода, а в [14] — значения расхода, рассчитанные по этой формуле. При $\alpha = 90^\circ$ и $m = 0,4$ получаем

$$Q = 1,4H^{5/2}. \quad (3.100)$$

3.6.3. Безвакуумные водосливы практического профиля

А. Очертание водосливной грани водослизов с вертикальной напорной гранью ($\alpha = 90^\circ$) (рис. 3.29). Профиль водосливной грани строят по координатам Кригера—Оффенберга (табл. 3.17). Координаты профиля проектируемого водослива получают умножением табличных значений на расчетный напор H_0 . Высоту плотины определяют доводохозяйственными и гидротехническими расчетами. Высоту порога с низовой стороны и радиус закругления носка плотины определяют из условий гашения энергии потока и пропуска льда.

Б. Пропускная способность водослизов. Расход через водослив выражается формулой

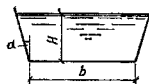


Рис. 3.27. Трапецидальный водослив с тонкой стенкой (суживающийся книзу)



Рис. 3.28. Треугольный водослив с тонкой стенкой

ТАБЛИЦА 3.17. ЗНАЧЕНИЯ КООРДИНАТ x И y КРИВОЛИНЕЙНОГО БЕЗВАКУУМНОГО ПРОФИЛЯ ПЛОТИНЫ (ПО КРИТЕРИУ — ОФИЦЕРОВУ) ПРИ $H_0=1$ м

x	y	x	y	x	y	x	y
0,0	0,126	1,1	0,321	2,2	1,508	3,3	3,405
0,1	0,036	1,2	0,394	2,3	1,653	3,4	3,609
0,2	0,007	1,3	0,475	2,4	1,804	3,5	3,818
0,3	0,000	1,4	0,564	2,5	1,960	3,6	4,031
0,4	0,006	1,5	0,661	2,6	2,122	3,7	4,249
0,5	0,025	1,6	0,764	2,7	2,289	3,8	4,471
0,6	0,060	1,7	0,873	2,8	2,462	3,9	4,698
0,7	0,100	1,8	0,987	2,9	2,640	4,0	4,930
0,8	0,146	1,9	1,108	3,0	2,824	4,5	6,220
0,9	0,198	2,0	1,235	3,1	3,013	—	—
1,0	0,256	2,1	1,396	3,2	3,207	—	—

$$Q = \sigma_n \sigma_c \sigma_n m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (3.101)$$

где σ_n — коэффициент полноты напора; σ_c — коэффициент сжатия потока; σ_n — коэффициент подпопленая; m — коэффициент расхода неподогретого водослива в условиях плоской задачи при $H=H_{пр}$ (вдоль $H_{пр}$ — проектный напор, при котором построена профиль водослива); b — ширина водослива; H_0 — полный напор;

$$H_0 = H + \frac{\alpha \omega_0^2}{2g}. \quad (3.102)$$

Здесь H — напор над гребнем водослива; α — коэффициент Корiolиса; ω_0 — подходная скорость; $\omega_0 = Q/\Omega_{вб}$, где $\Omega_{вб}$ — площадь живого сечения перед водосливом.

Коэффициент расхода m водослива, профиль которого построен по координатам Кригера—Офицера, равен 0,49.

В. Коэффициент полноты напора. Для водосливов с вертикальной напорной гранью коэффициент полноты напора определяют по формуле Н. П. Розанова:

$$\sigma_n = 0,62 + 0,38 \sqrt{H/H_{пр}}. \quad (3.103)$$

Согласно исследованиям А. С. Офицера, значение σ_n при $H/H_{пр} = 0,2 \dots 1,5$ может быть определено по зависимости

$$\sigma_n = 0,805 + 0,245 H/H_{пр} - 0,05 (H/H_{пр})^3. \quad (3.104)$$

Г. Учет ширины гребня. Ширина гребня водослива C влияет на коэффициент расхода. По опытам А. Р. Беззисского, для водослива практического профиля с вертикальной напорной гранью при $r_{вб}/H \geq 2$

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - C/H}{1 + 2C/H}, \quad (3.105)$$

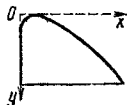


Рис. 3.29. Профиль криволинейного безвакуумного водослива

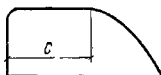


Рис. 3.30. Водослив практического профиля с вертикальной напорной гранью и гребнем шириной C

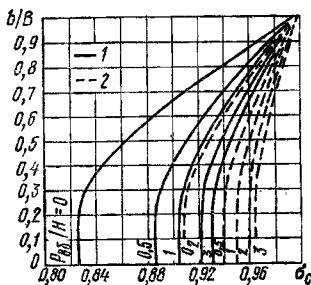


Рис. 3.31. График для определения коэффициента σ_c 1 — при прямоугольном водосливе с прямоугольными устоями; 2 — при прямоугольном и закругленном водосливе с закругленными устоями

где C — ширина гребня от вертикальной напорной грани до начала криволинейной поверхности (рис. 3.30).

Это уравнение действительно в пределах $a \leq C/H < 2,5$, где $a=0,3$ для закругленного входного ребра и $a=0,6$ для прямоугольного.

При $C/H > 2,5$ значение $m=0,36$. При $C/H < 0,3$ (при закругленном входном ребре) и при $C/H < 0,67$ (при прямоугольном входном ребре) течение можно рассматривать как течение через водослив с тонкой стенкой.

Д. Учет бокового сжатия. Основными факторами, влияющими на уменьшение коэффициента расхода водослива при переходе от плоской задачи к пространственной, являются относительные величины планового b/B и вертикального $r_{вб}/H$ сжатия потока и очертаие быков или устоев.

Коэффициент сжатия потока σ_c определяют в зависимости от $r_{вб}/H$ и b/B (рис. 3.31). При наличии в устоях или быках пазов для затворов значения σ_c , полученные по графику, уменьшают на 1% при $C/H=0,3$ и на 0,5% при $C/H=1$.

При работе ряда неподогретых водосливных отверстий одинаковых размеров среднее значение $\sigma_{ср}$ для всего водосливного фронта приближенно определяют по формуле

$$\sigma_{ср} = \frac{\sigma_{с1}(n-2) + 2\sigma_{с2}}{n}, \quad (3.106)$$

где $\sigma_{с1}$ и $\sigma_{с2}$ — значения σ_c соответственно для промежуточных и крайних отверстий; n — число отверстий.

Значения $\sigma_{с1}$ и $\sigma_{с2}$ определяют в соответс...

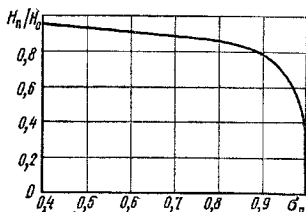


Рис. 3.32. Графики для определения коэффициента подтопления σ_{II} водослива практического профиля

стви с величиной b/B (см. рис. 3.31) с учетом поправки на пазы.

Для промежуточных отверстий

$$\frac{b}{B} = \frac{b}{b + B\sigma}$$

где $B\sigma$ — толщина быка.

Для крайних отверстий

$$B = b + b_y + l_d,$$

где b — пролет крайнего отверстия; b_y — толщина устоя; l_d — длина сопрягающей дамбы от устоя до берега.

т. е. B равно расстоянию от крайнего быка до ближайшего к нему уреза верхнего бьефа перед сооружением.

Е. Учет подтопления. Если уровень нижнего бьефа влияет на пропускную способность водослива (подтопленный водослив), то это приводит к уменьшению его пропускной способности, учитываемому коэффициентом подтопления σ_{II} , который определяют в зависимости от отношения H_n/H_0 (рис. 3.32). Кривая, приведенная на рис. 3.32, построена по опытным данным, полученным А. С. Офицеровым и А. Р. Березинским.

Практически подтопление начинает влиять на расход воды при $H_n/H_0 > 0,35$, где H_n — подтопление (отсчитываемое от отметки гребня водослива до уровня в нижнем бьефе).

3.6.4. Вакуумные водосливы практического профиля

Вакуумные профили имеют больший коэффициент расхода и меньшую площадь поперечного сечения, чем безвакуумные. Области их применения указаны в монографии Н. П. Розанова [18].

А. Очертания водосливной грани водослизов. Вакуумные водосливы могут иметь различное очертание обтекаемой потоком поверхности, причем безвакуумное до определенного напора H над гребнем очертание становится вакуумным при увеличении H .

В табл. 3.18 приведены значения координат вакуумных эллиптических профилей при раз-

ТАБЛИЦА 3.18. ЗНАЧЕНИЯ КООРДИНАТ x И y КРИВОЛИНЕЙНЫХ ВАКУУМНЫХ ЭЛЛИПТИЧЕСКИХ ПРОФИЛЕЙ ПРИ $r_{\phi} = 1$

Значения x и y при α					
1		2		3	
x	y	x	y	x	y
-1,000	1,000	-0,700	0,606	-0,472	0,629
-0,960	0,720	-0,684	0,672	-0,462	0,462
-0,860	0,525	-0,670	0,519	-0,432	0,327
-0,740	0,327	-0,624	0,371	-0,370	0,193
-0,530	0,152	-0,553	0,241	-0,253	0,072
-0,300	0,046	-0,488	0,162	-0,131	0,018
0,000	0,000	-0,402	0,091	0,000	0,000
0,200	0,020	-0,312	0,046	0,194	0,030
0,400	0,083	-0,216	0,012	0,381	0,095
0,600	0,200	-0,117	0,003	0,541	0,173
0,720	0,306	0,000	0,000	0,707	0,271
0,832	0,445	0,173	0,025	0,866	0,381
1,377	1,282	0,334	0,076	1,022	0,503
2,434	2,858	0,490	0,147	1,168	0,623
3,610	4,722	0,631	0,223	1,318	0,760
5,462	7,410	0,799	0,338	1,456	0,890
—	—	0,957	0,461	1,584	1,021
—	—	1,107	0,595	1,714	1,163
—	—	1,243	0,731	1,855	1,320
—	—	1,405	0,913	1,979	1,467
—	—	1,561	1,098	2,104	1,628
—	—	1,688	1,282	2,240	1,792
—	—	2,327	2,346	2,346	1,943
—	—	2,956	3,189	2,462	2,106
—	—	4,450	5,430	2,575	2,272
—	—	5,299	6,704	3,193	3,214
—	—	—	—	4,685	5,452
—	—	—	—	5,561	6,766

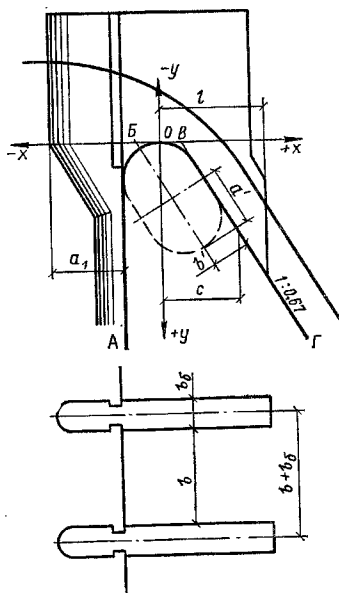


Рис. 3.33. Профиль криволинейного вакуумного водослива

личном отношении полуосей эллипса $a=a'/b'$ (рис. 3.33), причем a' — полуось эллипса, параллельная низовой грани. Эта таблица составлена для фактивного радиуса оголовка $r_\phi=1$ (в тех же линейных единицах, что и напор), представляющего собой радиус окружности, вписанной между сторонами AB , BB' , $B'G$. При $a=a'/b'=1$ фактивный радиус r_ϕ равен действительному радиусу кривизны оголовка. Для получения значений координат при $r_\phi \neq 1$ необходимо приведенные в табл. 3.18 значения x и y умножить на r_ϕ .

Б. Коэффициент расхода. Значения коэффициента расхода m вакуумных неподогретых водосливов, работающих в условиях плоской задачи, приведены в табл. 3.19.

ТАБЛИЦА 3.19. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА РАСХОДА m ВАКУУМНЫХ ВОДОСЛИВОВ

H_0/r_ϕ	Значения m при α		
	1	2	3
1,0	0,486	0,487	0,485
1,2	0,497	0,500	0,509
1,4	0,506	0,512	0,520
1,6	0,513	0,521	0,530
1,8	0,521	0,531	0,537
2,0	0,526	0,540	0,544
2,2	0,533	0,548	0,551
2,4	0,538	0,564	0,567
2,6	0,543	0,560	0,562
2,8	0,549	0,565	0,566
3,0	0,553	0,569	0,570
3,2	0,557	0,573	0,575
3,4	0,560	0,577	0,577

При наличии бычков (без пазов для рабочих затворов) с полуциркулярным или криволинейно-заостренным очертанием передней части, выдвинутой в верхний быск на величину $a_1 \approx 1,14r_\phi$ (см. рис. 3.33) при $b/(b+b_0) = -0,8...0,92$, значения m , приведенные в табл. 3.19, следует уменьшать примерно на 3%, т. е. принимать коэффициент сжатия $\sigma_0 = 0,97$. Наличие пазов для ремонтных затворов существенного влияния на коэффициент расхода не оказывает. Практически можно принимать $a_1 = (1-1,5)r_\phi$.

Остальные параметры вакуумных водосливов (коэффициент подтопления, коэффициент вакуумности) определяют так, как изложено в монографии Н. П. Розанова.

3.6.5. Водосливы с широким порогом

А. Пропускная способность водосливов. Расход через водослив с широким порогом (рис. 3.34) определяют по формуле:

$$Q = \sigma_c \sigma_n m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (3.107)$$

где σ_c — коэффициент бокового сжатия потока

Коэффициент расхода m изменяется в пределах 0,32...0,385.

По А. Р. Березинскому, при прямоугольном входном ребре

$$m = 0,32 + 0,01 \frac{3 - p_{вб}/H}{0,46 + 0,75 p_{вб}/H}; \quad (3.108)$$

при закругленном входном ребре, если $r/H \geq 0,2$, где r — радиус закругления (см. рис. 3.34),

$$m = 0,36 + 0,01 \frac{3 - p_{вб}/H}{1,2 + 1,5 p_{вб}/H}. \quad (3.109)$$

Значения m , подсчитанные по формулам (3.108) и (3.109), приведены в табл. 3.20.

ТАБЛИЦА 3.20. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА РАСХОДА m ВОДОСЛИВА С ШИРОКИМ ПОРОГОМ

$r_{вб}/H$	Значения m при входном ребре	
	прямоугольным	закругленным
0,00	0,385	0,385
0,25	0,363	0,375
0,50	0,350	0,373
0,75	0,342	0,370
1,00	0,337	0,367
1,50	0,330	0,364
2,00	0,325	0,362
2,50	0,323	0,361
3,00	0,320	0,360

Для водослива со скошенной верхней гранью (см. рис. 3.34) значения m приведены в табл. 3.21.

ТАБЛИЦА 3.21. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА РАСХОДА m ВОДОСЛИВА С ШИРОКИМ ПОРОГОМ СО СКОШЕННОЙ ВЕРХОВОЙ ГРАНЬЮ

$p_{вб}/H$	Значения m при $\text{ctg } \theta$				
	1 при a/H				
	0,025	0,05	0,1	>0,2	>2,5
0,0	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385
0,2	0,371	0,374	0,376	0,377	0,382
0,4	0,364	0,367	0,370	0,373	0,381
0,6	0,359	0,363	0,367	0,370	0,380
1,0	0,353	0,358	0,363	0,367	0,378
2,0	0,347	0,353	0,358	0,363	0,377
6,0	0,341	0,348	0,354	0,360	0,376

Водослив работает как неподогретый ($\sigma_n=1$), если $H_0/H_0 \leq 0,8$ или $H_0/h_{кр} \leq 1,25$, где $h_{кр}$ — критическая глубина.

Существуют и другие предложения по определению значений коэффициента расхода

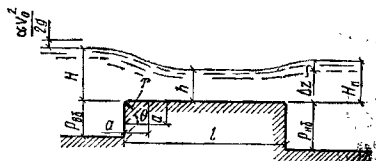


Рис. 3.34. Водослив с широким порогом

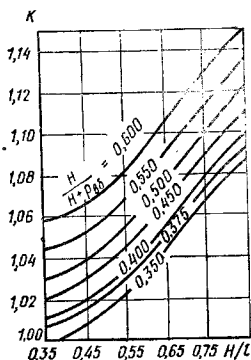


Рис. 3.35. График для определения поправочного множителя K коэффициента расхода m в диапазоне его переменных значений

водослива с широким порогом [16]. Н. Н. Федоров обобщил многочисленные данные о коэффициенте m для водосливов с прямоугольным входным ребром и предложил разделить m на два диапазона [14]: 1) диапазон постоянного значения $m=0,326$ (основной коэффициент m), когда выполняются условия: $0,08 < H/l \leq 0,33$ и $0,18 < H/(H+\rho_{в}) < 0,36$; 2) диапазон переменных значений m при условиях: $H/l > 0,33$ и $H/(H+\rho_{в}) > 0,36$. Для определения m во втором диапазоне основной коэффициент умножают на поправочный множитель K (рис. 3.35), т. е. $m=0,326K$. Аналогичная методика определения пропускной способности водослива с широким порогом изложена в [16].

Б. Учет бокового сжатия и подтопления. Боковое сжатие на водосливе с широким порогом учитывают, как и на водосливе трапециoidalного профиля, введением в формулу для Q коэффициента σ .

Пазы в быках и устоях не оказывают заметного влияния на пропускную способность водослива с широким порогом.

Уровень нижнего бьефа влияет на расход водослива ($\sigma_{п} < 1$) при относительном подтоплении $H_{п}/H_0 > 0,8$ или $H_{п}/h_{кр} > 1,25$, где $H_{п}$ — возвышение уровня нижнего бьефа над порогом водослива (подтопление).

Расход через подтопленный водослив с широким порогом можно определять по формуле

$$Q = \sigma_{п} \Phi_{п} b h \sqrt{2g(H_0 - h)}, \quad (3.110)$$

где $\Phi_{п}$ — коэффициент скорости подтопленного водослива; h — глубина на пороге подтопленного водослива; $h = H_{п} - \Delta z$ [здесь Δz — перепад восстановления, т. е. превышение уровня нижнего бьефа над уровнем воды на пороге (см. рис. 3.34)].

Пренебрежение перепадом восстановления,

т. е. допущение $h = H_{п}$, несколько занижает расход подтопленного водослива.

Коэффициент скорости подтопленного водослива

$$\Phi_{п} = \varphi - \frac{0,013}{m^2} \sqrt{\frac{H_{п}}{H_0} - 0,8}, \quad (3.111)$$

где φ и m — коэффициенты скорости и расхода неподтопленного водослива (табл. 3.22).

ТАБЛИЦА 3.22. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА СКОРОСТИ φ

m	φ	m	φ
0,320	0,951	0,360	0,974
0,330	0,954	0,370	0,983
0,340	0,957	0,380	0,994
0,350	0,957	0,385	1,000

Если пренебречь перепадом Δz , получим $\Phi_{п} = \varphi$.

Второй формулой для определения расхода подтопленного водослива с широким порогом служит формула (3.107) при $\sigma_{п} < 1$. Значения коэффициента $\sigma_{п}$ приведены в табл. 3.23.

ТАБЛИЦА 3.23. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА $\sigma_{п}$

$H_{п}/H_0$	$\sigma_{п}$	$H_{п}/H_0$	$\sigma_{п}$	$H_{п}/H_0$	$\sigma_{п}$
0,80	1,00	0,87	0,93	0,94	0,70
0,81	0,995	0,88	0,90	0,95	0,65
0,82	0,99	0,89	0,87	0,96	0,59
0,83	0,98	0,90	0,84	0,97	0,50
0,84	0,97	0,91	0,82	0,98	0,40
0,85	0,96	0,92	0,78		
0,86	0,95	0,93	0,74		

3.6.6. Водосливы прямоугольного и трапециoidalного профилей

Для водосливов прямоугольного профиля (рис. 3.36) неподтопленных и без бокового сжатия коэффициент расхода

$$m = 0,42(0,7 + 0,183H/l), \quad (3.112)$$

где H — напор над водосливом; l — ширина гребня водослива.

Формула (3.112) применима при условии $H/l = 2...0,5$.

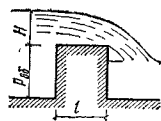


Рис. 3.36. Водослив с прямоугольным профилем

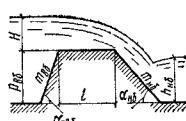


Рис. 3.37. Водослив с трапециoidalным профилем

При $H/l > 2$ влияние толщины стенки мало отражается на расходе воды; при $H/l < 0,5$ водослив можно рассматривать как водослив с широким порогом. При закруглении входного ребра коэффициент расхода m повышается примерно на 5%.

Для водосливов трапецидального профиля коэффициент расхода зависит от отношения H/l и наклона верхней и нижней граней, т. е. от $m_{вб} = \text{ctg } \alpha_{вб}$ и $m_{нб} = \text{ctg } \alpha_{нб}$ (рис. 3.37).

Для неподтопленного водослива такого профиля значение коэффициента расхода m может быть принято по табл. 3.24 согласно Н. Н. Павловскому.

ТАБЛИЦА 3.24. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА РАСХОДА m ДЛЯ НЕПОДТОПЛЕННОГО ВОДОСЛИВА ТРАПЕЦИДАЛЬНОГО ПРОФИЛЯ

$P_{вб}/H$	$m_{вб}$	$m_{нб}$	Значения m при H/l		
			>2	$2-1$	$1-0,5$
3-5	0,5 1 2	0,5 0 0	0,43	0,40	0,35
			0,44	0,42	0,40
			0,43	0,41	0,39
2-3	0 3 4 5	1 2 0 0 0	0,42	0,40	0,38
			0,40	0,38	0,36
			0,42	0,40	0,38
			0,41	0,39	0,37
			0,40	0,38	0,36
1-2	10 0 5 0	0 3 5 10	0,38	0,36	0,35
			0,39	0,37	0,35
			0,37	0,35	0,34
			0,35	0,34	0,33

3.6.7. Водосливы сложной формы

А. Косой водослив. Расход через косой водослив без бокового сжатия (см. рис. 3.24, б) определяют по формуле

$$Q = \sigma_{\alpha} m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}. \quad (3.113)$$

Приближенные значения коэффициента σ_{α} , согласно данным опытов В. С. Истоминой, приведены в табл. 3.25.

ТАБЛИЦА 3.25. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА σ_{α} В ФОРМУЛЕ (3.113)

α , град	σ_{α}
15	0,86
30	0,91
45	0,94
60	0,96
90	1,00

Б. Боковой водослив. Боковой водослив (см. рис. 3.24, в) устраивают для выпуска воды в боковые каналы. Расход через такой водослив приближенно может быть определен по формуле С. С. Руднева:

$$Q = m b \sqrt{2g} (h_{ср} - P_{вб})^{3/2}, \quad (3.114)$$

где m — коэффициент расхода, принимаемый в соответствии с типом порога бокового водослива; b — длина водослива по гребню; $h_{ср} = (h_1 + h_2)/2$ (здесь h_1 и h_2 — глубины в канале в начале и в конце водослива); $P_{вб}$ — высота порога водослива над дном основного канала.

Более точно расход Q через косой водослив определяют в соответствии с [17].

В. Криволинейный водослив. Расход через криволинейный водослив (см. рис. 3.24, г) может быть определен приближенно по формуле

$$Q = \sigma_{кр} m b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (3.115)$$

где $\sigma_{кр}$ — поправочный коэффициент: $\sigma_{кр} = 1 - nH/P_{вб}$ (здесь n — коэффициент, зависящий от угла α и формы русла (табл. 3.26); H и $P_{вб}$ — напор на водосливе и высота водослива); m — коэффициент расхода прямого водослива; b — длина порога водослива в плане (по дуге).

Более детальное рассмотрение методики расчета криволинейного водослива дано в [17].

ТАБЛИЦА 3.26. ПРИБЛИЖЕННЫЕ ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА n (ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ $\sigma_{кр}$)

α , град	Значения n при русле	
	широком	узком
15	0,71	0,83
30	0,35	0,48
45	0,20	0,28
60	0,11	0,13
75	0,04	0,04
90	0,00	0,00

3.7. Сопряжение бьефов и гашение энергии потока

3.7.1. Формы сопряжения бьефов; движение воды через водослив

Основными формам сопряжений бьефов являются движение воды через водослив (рис. 3.38, а) и истечение из-под затвора (рис. 3.38, б).

Согласно принятым обозначениям гидравлических элементов потока на рис. 3.38, имеем для водослива $E_0 = P_{вб} + H_0$ и при истечении из-под затвора $E_0 = e/2 + H_0$, где e — высота открытия затвора.

Сопряжения бьефов подразделяют на две основные группы:

1) сопряжения, при которых в нижнем бьефе сооружения наблюдается донный режим — наибольшие скорости у дна (рис. 3.39, а);

2) сопряжения, при которых в нижнем бьефе наблюдается поверхностный режим — наибольшие скорости у поверхности (рис. 3.39, б).

Для расчета сопряжения бьефов необходимо знать полный напор перед сооружением H_0 , сжатую глубину в нижнем бьефе $h_{сж}$, сопряженные глубины гидравлического прыжка

h_1 и h_2 и глубину воды в нижнем бьефе $h_{нб}$. Уравнения для расчета всех элементов потока, кроме h_c , приведены ранее.

Сжатую глубину в нижнем бьефе h_c определяют из уравнения

$$E_0 = h_c + \frac{Q^2}{2g\varphi^3\omega_c^2} \quad (3.116)$$

или

$$Q = \varphi\omega_c \sqrt{2g(H_0 + P_{нб} - h_c)},$$

где φ — коэффициент скорости (табл. 3.27); ω_c — площадь сжатого сечения.

Для прямоугольного сечения уравнения (3.116) имеют вид:

$$E_0 = h_c + \frac{q^2}{2g\varphi^3 h_c^2} \quad (3.117)$$

или

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(H_0 + P_{нб} - h_c)},$$

где q — расход на единицу ширины сооружения.

ТАБЛИЦА 3.27. ПРИБЛИЖЕННЫЕ ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА СКОРОСТИ φ ПО И. Н. ПАВЛОВСКОМУ

Сооружения	φ
Донные отверстия	0,95—1
Перепады:	
без затворов	1
с затворами	0,97—1
Водосливы плавной формы:	
без затворов при длине гладкой сливной поверхности:	
малой	1
средней	0,90
большой	0,90
с затворами	0,85—0,96

Эти уравнения решают относительно h_c подбором или при помощи вспомогательных графиков, приведенных в различных литературных источниках.

3.7.2. Истечение из-под затвора

При выпуске потока из-под затвора (см. рис. 3.38, б) глубину в сжатом сечении h_c в условиях плоской задачи определяют по зависимости

$$h_c = \varepsilon e, \quad (3.118)$$

где ε — коэффициент вертикального сжатия струи, зависящий от относительного открытия затвора e/E (рис. 3.40); величина E показана на рис. 3.38, б.

Удельный расход через неподтопленное отверстие прямоугольной формы под затвором определяют по формуле

$$q = \mu \varepsilon \sqrt{2g(E_0 - \varepsilon e)}, \quad (3.119)$$

где $\mu = \varepsilon \varphi$.

При глубине воды в нижнем бьефе $h_{нб} > h_2$ отверстие под затвором подтопливается (h_2 — вторая сопряженная глубина прыжка, определяемая в предположении, что $h_1 = h_c$).

У подтопленного отверстия непосредственно за затвором устанавливается глубина h_a , меньшая бытовой глубины в нижнем бьефе $h_{нб}$, и поэтому расход через такое отверстие определяется по формуле

$$q = \mu \varepsilon \sqrt{2g(E_0 - h_a)}. \quad (3.120)$$

Глубина за затвором

$$h_a = \sqrt{h_{нб}^2 - L(E_0 - L/4)} + L/2,$$

$$\text{где } L = 4\mu^2 \varepsilon^2 \frac{h_{нб} - h_c}{h_{нб} h_c}.$$

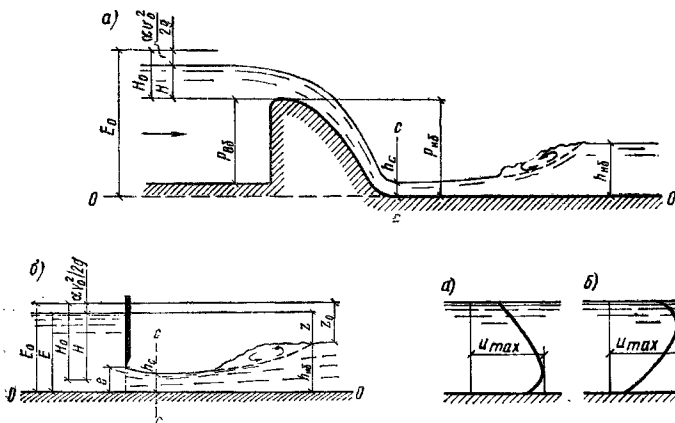


Рис. 3.38. Движение через водослив (а) и истечение из-под затвора (б)

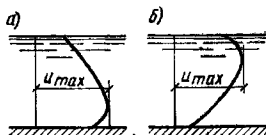


Рис. 3.39. Формы сопряжения бьефов а — донный режим; б — поверхностный режим

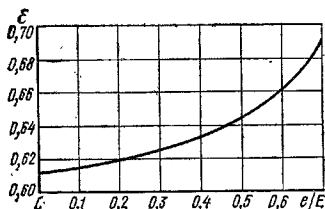


Рис. 3.40. График для определения коэффициента сжатия ε при истечении из-под затвора, построенный на основе теоретических исследований Н. Е. Жуковского

3.7.3. Расчет водобойного колодца и водобойной стенки

Обозначим через h_c'' глубину спокойного потока, являющуюся второй сопряженной для глубины h_c бурного потока. В случаях когда $h_c > h_{nb}$, переход бурного потока в спокойное состояние произойдет в нижнем бьефе в виде отогнанного гидравлического прыжка, что, как правило, недопустимо. В этих случаях для предотвращения отгона прыжка и для обеспечения сопряжения в виде затопленного (надвинутого) прыжка устраивают водобойный колодец или стенку.

Расчет водобойного колодца (рис. 3.41, а) сводится к определению его глубины $d_{кол}$ и длины $l_{кол}$. Так как назначением колодца является создание условий для сопряжения в виде надвинутого гидравлического прыжка, то должно быть обеспечено условие

$$h_{кол} > h_c'' \text{ или } h_{кол} = \sigma h_c'',$$

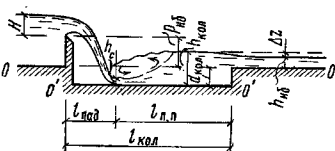
где $h_{кол}$ — глубина потока в колодце; σ — коэффициент запаса, больший единицы

Из рис. 3.41, а следует

$$d_{кол} = \sigma h_c'' - (h_{nb} + \Delta z). \quad (3.121)$$

Перепад Δz определяется исходя из предположения, что выходящая часть водобойного колодца работает как затопленный водослив с широким порогом. Для условий плоской задачи

а)



$$\Delta z = \frac{q^2}{2g\varphi^3 h_{nb}^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh_{кол}^2}. \quad (3.122)$$

Глубину водобойного колодца определяют путем последовательного приближения. Это вызвано тем, что после первого определения $d_{кол}$ по формуле (3.121) необходимо уточнить значения h_c и h_c'' , с учетом дополнительного падения струн на величину $d_{кол}$, и вторично определить $d_{кол}$ по формуле (3.121). Расчет обычно завершают на третьем приближении, если оно оказывается близким ко второму. Имеются предложения и по графическому решению этой задачи. Значение коэффициента запаса σ , по Г. В. Железнякову и В. Б. Данилевичу, зависит от точности определения расчетного расхода ΔQ (табл. 3.28) [9].

ТАБЛИЦА 3.28. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ЗАПАСА σ

$\Delta Q, \%$	σ
5	1,07
10	1,1
20	1,13

Длина водобойного колодца

$$l_{кол} = l_{пад} + l_{п.п.}, \quad (3.123)$$

где $l_{пад}$ — длина падения струн (см. рис. 3.41, а); $l_{п.п.}$ — длина подпорного прыжка при наличии водобойного колодца или стенки.

Длина $l_{п.п.}$ может быть определена по формуле О. М. Айвазяна и В. А. Питулова:

$$l_{п.п.} = \left(1 - \frac{d_{кол}}{h_2 - h_1}\right) l_{п.}, \quad (3.124)$$

где $l_{п.}$ — длина совершенного прыжка, вычисляемая по формуле (3.79).

При определении $l_{п.}$ и $h_2 - h_1$ за первую сопряженную глубину h_1 следует принять сжатую глубину на дне водобойного колодца h_c , а за вторую $h_2 = h_c''$.

Если подошва водослива криволинейной очертания или порог отверстия под затвором расположены на той же отметке, что и дно водобойного колодца, то дальность падения

б)

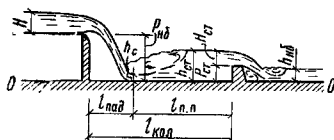


Рис. 3.41. Схемы к расчету водобойного колодца (а) и водобойной стенки (б)

струй $l_{\text{над}} = 0$ и тогда $h_{\text{кол}} = l_{\text{п.п.}}$. Если же бурный поток вступает в пределы колодца, стекая с горизонтального носка водослива или порога отверстия под затвором, возвышающихся над дном водобойного колодца, то

$$l_{\text{над}} = v_c \sqrt{2p/g}. \quad (3.125)$$

где v_c — скорость в сжатом сечении на подошве водослива или на пороге отверстия; p — возвышение последних над дном водобойного колодца.

Расчет водобойной стенки (рис. 3.41, б) сводится к определению высоты стенки $p_{\text{ст}}$ и длины колодца $l_{\text{кол}}$, образованного стенкой. Так как водобойная стенка должна создать условия для сопряжения в виде надвинутого прыжка, то должно быть обеспечено условие $h_{\text{ст}} > h_c^*$ или $h_{\text{ст}} = \sigma h_c^*$, где $h_{\text{ст}}$ — глубина потока перед водобойной стенкой; σ — коэффициент запаса (см. табл. 3.28).

Из рис. 3.41, б следует

$$p_{\text{ст}} = \sigma h_c^* - H_{\text{ст}}, \quad (3.126)$$

где $H_{\text{ст}}$ — напор над водобойной стенкой.

Рассматривая стенку как неподтопленный водослив практического профиля, можно для условий плоской задачи определять $H_{\text{ст}}$ по формуле

$$H_{\text{ст}} = \left(\frac{q}{m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} - \frac{\alpha q^2}{2gh_{\text{ст}}^2}. \quad (3.127)$$

После определения указанным способом высоты стенки следует проверить условия сопряжения за самой стенкой. Может оказаться, что за водобойной стенкой наблюдается отгон прыжка. В этом случае для предотвращения стога назначается и рассчитывается вторая стенка.

В некоторых случаях для уменьшения глубины колодца или высоты водобойной стенки оказывается целесообразным комбинирование колодца и стенки. Расчет такого комбинированного устройства производится на основе равенства

$$\sigma h_c^* = d_{\text{кол}} + p_{\text{ст}} + H_{\text{ст}}, \quad (3.128)$$

из которого определяют $d_{\text{кол}}$, предварительно задавшись значением $p_{\text{ст}}$, или наоборот.

Длину водобойного колодца, образованного стенкой, как и длину комбинированного колодца, определяют согласно выражению 3.123).

3.7.4. Расчет размывов и креплений русел за водосборам с затопленным гидравлическим прыжком

А. Исходные положения. Создание подпора в реке перед плотиной способствует осветлению потока от наносов и значительно уве-

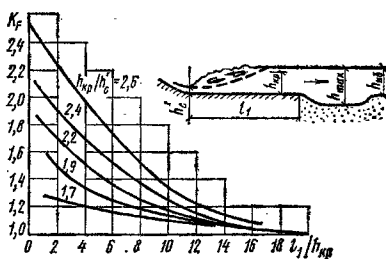


Рис. 3.42. График для определения коэффициента размывающей способности потока K_p

личению турбулентности потока, поступающего в нижний бьеф. Кроме того, при устройстве водосборных сооружений стремятся для сокращения длины водосливного фронта площади увеличивать удельные расходы на ней по сравнению с бытовыми расходами в русле реки. В результате сформированные речным потоком глубины в нижних бьефах водосборных сооружений оказываются значительно большими, чем бытовые глубины в русле, и могут достигать 20—30 м. Большие глубины воронок размыва в нижних бьефах ограничивают возможности сокращения длины водосборного фронта плотины, обуславливают размеры укреплений нижних бьефов гидротруллов и в значительной мере влияют на конструкцию и компоновку водосбора и гидротрулла в целом.

Б. Водосборы с затопленным гидравлическим прыжком на водобое. В этом случае наибольшая глубина потока в зоне (воронке) размыва h_{max} , м (рис. 3.42), в несвязном грунте может быть определена по формуле Б. И. Студеничкинова [26]:

$$h_{\text{max}} = K_p \sqrt[1,25]{\frac{\beta q_{\text{вод}}}{1,15 \sqrt{g} d_{\text{ср}}^2}}, \quad (3.129)$$

где $K_p = (\alpha/1,1)^{0,4}$ — коэффициент размывающей способности потока (здесь α — коэффициент кинетической энергии); β — коэффициент неравномерности распределения расхода; $q_{\text{вод}}$ — удельный расход на водосборе, м³(с·м); $\beta q_{\text{вод}} - q$ — местный наибольший удельный расход в воронке местного размыва, м³(м·с); g — ускорение свободного падения, м/с²; $d_{\text{ср}}$ — средний диаметр частиц грунта, м, принимаемый равным d_{90} (отмостка учитывается принятием в расчет $d_{\text{ср}} = d_{90}$).

При хорошем растекании потока в нижнем бьефе $\beta = 1,2$.

Если грунт легкоразмываемый, принимают нормальную (развитую) длину крепления l_1 (рис. 3.42), равную

$$l_1 = (2,8 h_{\text{но}}/h_c^* + 7,6) h_{\text{но}}. \quad (3.130)$$

При такой длине крепления избыточная кинетическая энергия потока почти полностью гасится, и значение коэффициента размывающей способности потока K_F может быть принято равным 1,1.

При любой длине крепления значение K_F определяют по графику на рис. 3.42.

Глубину ковша, устраиваемого в конце рисбермы, назначают в зависимости от глубины ожидаемой воронки местного размыва.

Необходимую крупность камня, м, в креплении из наброски определяют по формуле

$$d_k = 0,006 \left[(K_F K_B / h_n)^{1,25} q \right]^4, \quad (3.131)$$

где $K_F = 1,1$; $K_B = 1,2$ (коэффициент запаса); h_n — глубина заложения крепления под уровень воды [26].

Если в нижнем бьефе залегают достаточно прочные грунты, длину крепления можно сократить [принимая ее меньше подсчитанной по формуле (3.130)]. При этом значение K_F определяют по рис. 3.42.

В. Местные размывы дна в нижнем и верхнем бьефах подпорных сооружений, расположенных на размываемом основании*. Задача определения глубин местных размывов обычно возникает применительно к затопленному гидравлическому прыжку в нижнем бьефе при нормальном (равномерном) распределении скоростей течения в конце рисбермы.

Расчеты местных размывов выполняют при назначении расчетных удельных расходов воды (ширины водосбросного фронта), проектировании креплений в конце рисбермы и установлении режима маневрирования затворами.

При равномерном сбросе воды по фронту сооружений и отсутствии боковых расширений размыв продолжается, пока не будут достигнуты неразмывающие скорости течения:

$$v_{нр} = v_{нр}' h_n^{0,2}, \quad (3.132)$$

где $v_{нр}'$ — допускаемая (неразмывающая) скорость, м/с, при глубине $h = 1$ м; принимают по нормативам или по результатам исследований.

Наибольшую глубину потока в яме (воронке) размыва вычисляют по формуле

$$h_{max} = K \left(\frac{q}{v_{нр}} \right)^{1/1,2}, \quad (3.133)$$

где $K = 1,05...1,15$ — коэффициент, учитывающий поышенную пульсацию скоростей; q — расчетный удельный расход воды, м³/(с·м).

Соотношение (3.133) справедливо при поступлении в нижний бьеф полностью осветленной воды, т. е. в начальный период заления крупных водохранилищ. При частичном или полном транзите ипосов в нижний бьеф до-

пускаемую неразмывающую скорость течения $v_{нр}$ следует определять по соотношению

$$v_{нр}' = v_{нр} / h_n^{0,2},$$

где $v_{нр}$ и h_n — соответственно скорость течения и глубина потока в верхнем бьефе перед водосбросным фронтом.

При неравномерном по фронту сбросе воды в нижний бьеф или при наличии боковых расширений задачу уже нельзя рассматривать как плоскую, так как по границам транзитного потока образуются водоворотные зоны. В процессе формирования транзитным потоком местных размывов происходит сосредоточение (сжатие) потока с увеличением удельных расходов воды в нем по сравнению с имеющимися на рисберме. Для этого случая К. И. Россинским [20] получено

$$\frac{q}{q_0} = \frac{\eta}{2} + \frac{\beta}{4} (1 - \eta) + \sqrt{\frac{\eta^2}{4} + \frac{\beta}{2} (1 - \eta) \left[\frac{\beta}{8} (1 - \eta) + \frac{\eta}{2} + 1 \right]}, \quad (3.134)$$

где q — тот же удельный расход, что и в формуле (3.133); $q_0 = Q/B_0$ — удельный расход воды на рисберме;

$$\eta = \frac{\alpha_0}{\alpha} \frac{h_{max}}{h_0}$$

(здесь α_0 и α — коэффициент Корзиона соответственно для потока на рисберме и для потока в яме размыва — можно принимать $\alpha_0/\alpha \approx 0,9$; h_{max} и h_0 — соответственно наибольшая глубина потока в воронке размыва и глубина потока в конце горизонтального участка рисбермы); $\beta = B_0/B$ (здесь B_0 и B — ширина соответственно водосбросного фронта и нижнего бьефа);

$$B_0 = B_{max} + \frac{1}{q_{max}} \Sigma B_i q_i.$$

(здесь B_{max} — ширина участка с наибольшим удельным расходом воды на рисберме q_{max} ; B_i — ширина участка рисбермы, в пределах которого удельные расходы воды q_i могут приниматься постоянными).

Совместное решение уравнений (3.133) и (3.134) позволяет определить наибольшую глубину потока в воронке размыва. При наличии базальных горизонтов размыв может не достигнуть найденной величины и остановиться с образованием слоя отмоксти из крупных частиц (примерно 0,1 м). При наличии таких горизонтов значение $v_{нр}$ следует определять по размерам частиц наиболее крупной фракции базального горизонта.

Для предохранения рисбермы от разрушения в результате местного размыва в конце ее обычно отсыпает призму из каменной наброски (рис. 3.43). При формировании ямы размыва откос ее со стороны рисбермы прикрывается осылающимися камнями. Объем камней назначают таким, чтобы откос после завершения размывов был защищен слоем камня тол-

* Написано Д. Я. Ратковичем.

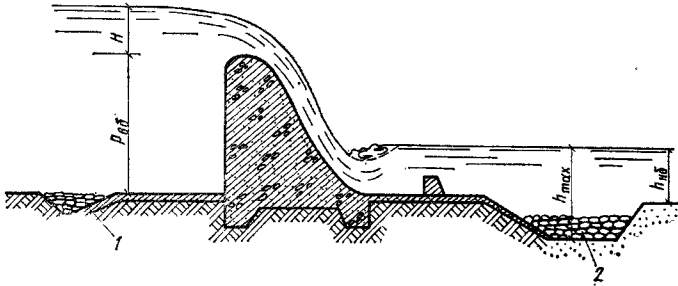


Рис. 3.43. Продольный разрез по водосборному фронту
1 и 2 — приемы из каменной наброски соответственно перед понуром и за рибсермой

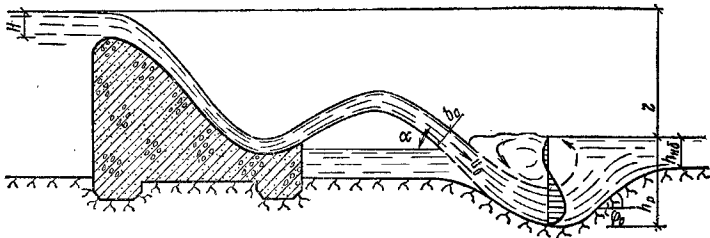


Рис. 3.44. Расчетная схема для определения наибольшей глубины местного размыва в скальном русле

шиной 1,5—2 м, но не менее утроенного линейного размера отдельных, из которых состоит наброска; коэффициент откоса, который должен быть защищен, обычно принимают равным 3—3,5.

При значительных удельных расходах воды по фронту сооружений местные размывы могут возникать также и в верхнем бьефе перед понуром. Для предотвращения подмыва понура перед ним также отсыпают каменную призму (см. рис. 3.43), объем которой назначают в зависимости от наибольшей возможной глубины местных размывов, определяемой по формуле (3.133).

Г. Расчет глубин в зоне размывов в скальном русле. Для определения глубины в зоне размыва h_p в нижнем бьефе водосливных плотин, построенных на скальном основании (рис. 3.44), Т. Х. Ахмедовым [1] предложена зависимость:

$$h_p = \frac{b_0 \left[\frac{10}{\left(\frac{u_{нп}}{0,7u_0} \right)^{1,8}} + 2,2 + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{\sin \alpha} + \frac{1}{\sin \varphi_0} \right) - 1 \right] + \frac{h_{нп}}{2 \sin \varphi_0}}{\left(1 - \frac{c}{2} \right) \left(\frac{1}{\sin \alpha} + \frac{1}{\sin \varphi_0} \right) + c} \quad (3.135)$$

где b_0 , u_0 и α — толщина, скорость и угол наклона свободно отброшенной струи при входе под уровень нижнего бьефа; $b_нп = a/u_0$; $u_0 = \varphi \sqrt{2gz}$ (здесь a — удельный расход; φ — коэффициент скорости ($\varphi \approx 0,9$); z — перепад (см. рис. 3.44)); $u_{нп}$ — допустимая (неразрывающаяся) скорость для скального основания при глубине воды в нижнем бьефе $h_{нп}$, определяемая по нормативным данным или по зависимостям, предложенным Ц. Е. Мирзехудовой, Т. Х. Ахмедовым и др.; φ_0 — угол внутреннего трения для скальных пород основания; c — параметр турбулентности ($c \approx 0,22$).

Пример 3.1. Высота плотины 90 м, перепад $z = 100$ м, удельный расход $q = 60$ м³/(с·м), угол входа струй под уровень нижнего бьефа $\alpha = 45^\circ$, глубина воды в нижнем бьефе $h_{нп} = 18$ м, $u_{нп} = 10$ м/с. Русло в нижнем бьефе представляет собой сильноотрицоватую, местами раздробленную скалу с размерами отдельных 1 м, $u_0 = 0,9 \sqrt{2gz} = 0,9 \cdot 10 \sqrt{2g} = 40$ м/с; $b_0 = q/u_0 = 60/40 = 1,5$ м. Угол внутреннего трения для трещиноватой скалы $\varphi_0 = 20^\circ$.

Глубина в зоне размыва по формуле (3.135)

$$h_p = \frac{1,5 \left[\frac{10}{\left(\frac{10}{0,7 \cdot 40} \right)^{1,8}} + 2,2 + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{\sin 45^\circ} + \frac{1}{\sin 20^\circ} \right) - 1 \right] + \frac{18}{2 \sin 20^\circ}}{\left(1 - \frac{0,22}{2} \right) \left(\frac{1}{\sin 45^\circ} + \frac{1}{\sin 20^\circ} \right) + 0,22}$$

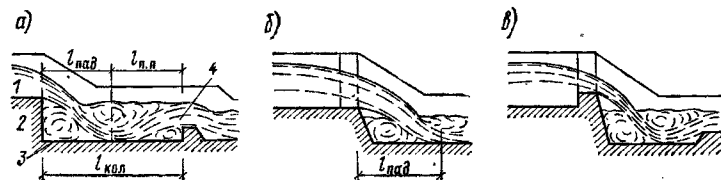
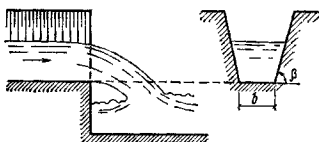


Рис. 3.45. Перепады

а — с вертикальной стенкой; б и в — с наклонными стенками; 1 — входная часть; 2 — стенка падения; 3 — водобойная часть; 4 — выходная часть



◀ Рис. 3.46. Перепад со щелевым водосливом трапециевидальной формы

работает как водослив с широким порогом или как водослив практического профиля (рис. 3.47). При этом порог входного водослива может располагаться выше дна подводящего канала ($p' > 0$) либо на одной отметке с ним ($p' = 0$). В последнем случае движение, аналогичное наблюдаемому на водосливе, вызывается боковым стеснением потока (см. рис. 3.47, б).

Гидравлический расчет входной части производится на основе формулы расхода водослива и сводится либо к определению ее ширины b при заданных p' и H (где H — напор над входным порогом), либо к определению p' и H при заданной ширине b .

При расчете входной части перепада для сохранения условий равномерного движения в подводящем канале следует исходить из равенства (см. рис. 3.47, в):

$$H = h_2 - p',$$

где h_2 — глубина потока при равномерном движении воды в подводящем канале.

Если расход в подводящем канале переменный, то для сохранения в нем условий равномерного движения устраивают входную часть перепада в виде щелевого водослива (см. рис. 3.46) либо снабжают ее регулирующим затвором. Ширина щели понизу b и угол β определяются гидравлическим расчетом [28].

Гидравлический расчет водобойной части

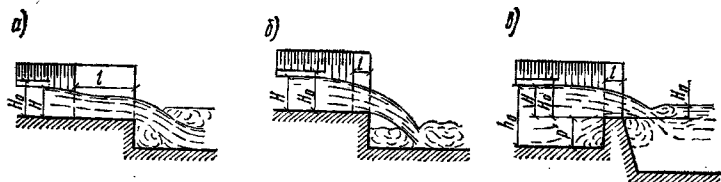


Рис. 3.47. Перепады

а — по типу водослива с широким порогом (при боковом сжатии потока); б — по типу водослива практического профиля; в — то же, с приподнятым порогом

3.8. Движение воды на перепадах и быстротоках

На участках, где трасса канала (водовода) претерпевает резкое понижение отметок, приводящее к большим уклонам $I_0 > I_{кр}$, устраивают перепады (рис. 3.45 и 3.46) или быстротоки — сооружения, сопрягающие участки канала до и после резкого понижения отметок местности. В зависимости от разности отметок верхнего и нижнего бьефов перепады проектируют одно- или многоступенчатыми. Быстротоки могут иметь постоянный либо переменный уклон, могут быть призматическими и непризматическими.

3.8.1. Одноступенчатый перепад

В состав гидравлического расчета одноступенчатого перепада входят расчеты его входной и водобойной частей. Входная часть перепада в зависимости от соотношения величин l и H

$$\frac{+\frac{1}{\sin 20^\circ} - 1}{+\frac{1}{\sin 20^\circ}} + \frac{18}{2 \sin 20^\circ} = 31 \text{ м.}$$

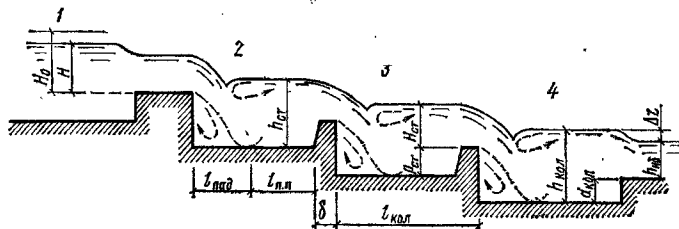


Рис. 3.48. Схема многоступенчатого перепада
1 — входная часть; 2 — 1-я ступень; 3 — 2-я ступень; 4 — водобойная часть

перепада сводится к установлению характера сопряжения струи, падающей с перепада, с нижним бьефом n , если $h_c > h_{кв}$, к расчету водобойного колодца или водобойной стенки для обеспечения сопряжения в виде затопленного (надвигнутого) прыжка. Эти расчеты проводят, как уже было пояснено, по формулам (3.121) — (3.126). При расчете глубины h_c применяют формулу (3.117). При определении дальности падения струи следует исходить из типа входной части перепада. Согласно М. Д. Чертоусову, если входная часть работает как водослив практического профиля,

$$l_{пад} = 1,33 \sqrt{H_0 (\rho + 0,3H_0)}; \quad (3.136)$$

если входная часть работает как водослив с широким порогом,

$$l_{пад} = 1,64 \sqrt{H_0 (\rho + 0,24H_0)}; \quad (3.137)$$

где H_0 — полный напор над входным порогом перепада; ρ — высота стенки падения перепада, т. е. превышение входного порога над дном водобойной части.

Формулы (3.136) и (3.137) определяют величину $l_{пад}$, отсчитанную от низовой кромки порога, с которого стекает поток.

3.8.2. Многоступенчатый перепад колодезного типа

Гидравлический расчет многоступенчатого перепада (рис. 3.48) состоит из расчета его входной части, ступеней, водобойной части, расположенной ниже последней ступени, и выходной части. Входную часть многоступенчатого перепада рассчитывают так же, как и у одноступенчатого. Расчет ступеней перепада колодезного типа состоит в определении высоты водобойной стенки $\rho_{ст}$ и длины колодца $l_{кол}$. Высоту водобойной стенки назначают из условия образования на ступени надвигнутого гидравлического прыжка, т. е. исходя из равенства (3.126). Длину колодца определяют по формуле

$$l_{кол} = l_{пад} + l_{п.в} + \delta,$$

где $l_{пад}$ — дальность падения струи, определяемая для первой ступени в зависимости от конструкции

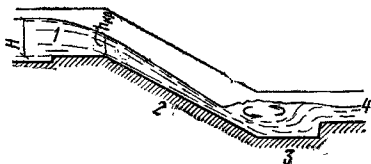


Рис. 3.49. Схема быстротока
1 — входная часть; 2 — водоскат (лоток); 3 — водобойная часть; 4 — выходная часть

входной части либо по формуле (3.136) или (3.137), а для остальных ступеней по формуле (3.125); $l_{п.в}$ — длина подпорожного прыжка, определяемая согласно выражению (3.124); δ — толщина водобойной стенки.

Водобойную часть многоступенчатого перепада рассчитывают так же, как и у одноступенчатого. При числе ступеней две и более перепад считают многоступенчатым (на рис. 3.48 показаны две ступени).

3.8.3. Быстротоки

А. Расчет быстротока (рис. 3.49) состоит из входной части, водоската (собственно быстротока), водобойной и выходной частей. Водоскат представляет собой лоток с уклоном дна, большим критического. Поток на водоскате бурный ($h < h_{кр}$).

Рассмотрим гидравлический расчет призматического быстротока [2, 28]. Входную часть рассчитывают из тех же соображений и на основе тех же зависимостей, что и входную часть перепада. На водоскате в зависимости от типа входной части устанавливается кривая спада b_2 (в большинстве случаев) или кривая подпора c_2 (рис. 3.50, 3.51). Гидравлический расчет водоската заключается в расчете глубины потока при равномерном движении, глубины в начале водоската и кривой свободной поверхности на водоскате. Важным элементом последнего расчета является определение глубины в конце водоската. В тех случаях, когда поток вступает на водоскат, свободно сливаясь с порога (см. рис. 3.49), глубина в начале

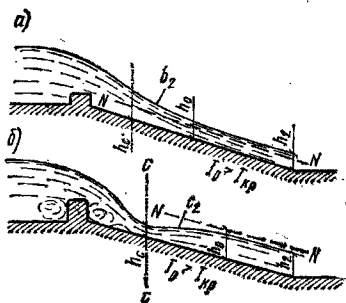


Рис. 3.50. Быстроток с порогом на входной части
а — с образованием кривой спада на водоскате; б —
с образованием кривой подпора на водоскате

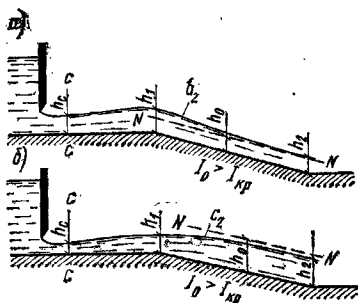


Рис. 3.51. Быстроток с затвором на входной части
а — с образованием кривой спада на водоскате
($h_1 > h_c$); б — с образованием кривой подпора на водо-
скате ($h_1 < h_c$)

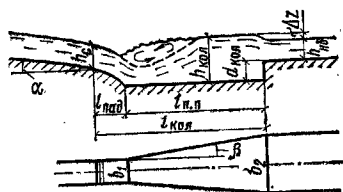


Рис. 3.52. Быстроток с переменной шириной по дну
в отводящем канале

водоската может быть принята равной критической $h_{кр}$.

Так как поток вступает на водобойную часть быстротока в бурном состоянии, расчет ее сводится прежде всего к установлению характера сопряжения потока, сходящего с водоската, с нижним бьефом. Для этого на основании известной глубины h_c в конце водоската определяют глубину h_c'' и, если выясняется, что $h_c'' > h_{н.с.}$, то рассчитывают либо водобойный колодец, либо водобойную стенку для обеспечения сопряжения в виде надвинутого прыжка. Если водобойная и выходная части быстротока призматические и имеют ту же ширину, что и водоскат, то их расчеты выполняют так же, как для перепадов. В тех случаях, когда водобойная часть устраивается линейно-расширяющейся (рис. 3.52), следует во избежание сильной поперечной неравномерности потока назначать угол роспуска боковых стенок не более 7° ($\text{tg } \beta < 0,125$). Вторая сопряженная глубина прыжка в условиях расширяющегося колодца с вертикальными стенками может быть определена, согласно Ф. И. Пикалову, из равенства

$$\frac{6Q}{g} v_2 + (h_c'')^2 (b_2 + 2b_1) - h_c'' h_c (b_2 - b_1) =$$

$$= \frac{6Q}{g} v_c + h_c^2 (b_1 + 2b_2), \quad (3.136)$$

где $v_2 = Q/[b_2(h_{н.с.} + \Delta z)]$ — скорость потока на выходе из колодца [здесь Δz — перепад свободной поверхности на выходе из колодца, определяемый по формуле (3.122)]; h_c' — глубина спокойного потока, сопряженная с глубиной бурного потока в начале колодца h_c ; b_1 и b_2 — ширина в начале и конце колодца; v_c — скорость при глубине h_c .

Глубину $d_{кол}$ и длину $l_{вод}$ расширяющегося колодца определяют, как и в случае призматических колодцев, по зависимостям (3.121) и (3.123). Дальность падения струи, сходящей с водоската быстротока, можно определить по выражению (3.125) с умножением результата на $\cos \alpha$, где α — угол наклона дна быстротока.

Б. Аэрация на быстротоках. В открытых потоках с большими скоростями движения наблюдается насыщение воды воздухом, называемое аэрацией. Отношение объема воздуха в аэрированном потоке к сумме объемов воды и воздуха называется коэффициентом аэрации a . Критическая скорость, при которой на быстротоках начинает развиваться процесс аэрации, может быть определена по формуле Т. Г. Войничца-Сяноженского:

$$v_{кр} = \frac{6,63 [g \cos \varphi (R^2 + 0,0011)]^{1/2}}{R^{1/3} (R^{1/6} + 8,7n)}, \quad (3.139)$$

где g — ускорение свободного падения, m/c^2 ; $\cos \varphi = \sqrt{1 - i_0^2}$ (здесь i_0 — уклон дна быстротока); R — гидравлический радиус неаэрированного потока; n — коэффициент шероховатости.

Коэффициент аэрации может быть определен по зависимости О. М. Айвазяна:

$$a = I_0, \quad (3.140)$$

которая определяет коэффициент аэрации в условиях стабилизации процесса аэрации, т. е.

когда аэрация достигает предельного для данного быстротока развития. Это происходит при достаточно больших значениях относительной длины быстротока l/h_0 (h_0 см. п. 3.3.2).

Глубина аэрированного потока в условиях равномерного движения может быть найдена подбором из формулы

$$Q_{\text{ф}} = \omega C \sqrt{R l_0}.$$

Фиктивный расход $Q_{\text{ф}}$ можно определить по О. М. Айвазяну, по расходу жидкости и коэффициенту аэрации:

$$Q_{\text{ф}} = \frac{Q}{(1-a)^{1,5+\nu}}. \quad (3.141)$$

Показатель степени ν берется по табл. 3.3. В первом приближении $\nu \approx 0,2$.

После нахождения глубины аэрированного потока скорость жидкой фазы может быть определена как

$$v_{\text{ж}} = \frac{Q}{\omega(1-a)},$$

где ω — площадь живого сечения аэрированного потока.

В. Усиленная шероховатость на быстротоках.

В целях уменьшения скорости движения на быстротоках применяют усиленную шероховатость различных типов, чаще всего в виде поперечных донных ребер.

Для расчета ребристой донной шероховатости квадратного сечения $\Delta \times \Delta$, следовательно, высотой Δ , с расстоянием между осями ребер $\delta = 8\Delta$ и при $I_{\text{уп}} < I_0 < 0,6$ можно воспользоваться методикой О. М. Айвазяна.

Расчет ведется для условий равномерного движения на основе равенств:

$$1 - \frac{Q}{v_{\text{ж}} \omega} = I_0; \quad (3.142)$$

$$\frac{8g R I_0 \omega^3}{Q^2} = 0,04 + 2,29 I_0^2 + k I_0^{0,1} \frac{\Delta}{R} \left(\frac{b}{x} \right)^2, \quad (3.143)$$

правые части которых представляют собой экспериментальные выражения соответственно для коэффициента аэрации a , определяемого согласно зависимости (3.140), и для коэффициента Дарси λ , определяемого по расходу жидкой фазы и геометрическим параметрам живого сечения аэрированного потока.

В зависимостях (3.142) и (3.143) Q , $v_{\text{ж}}$, I_0 , b , Δ , k — соответственно расход и скорость жидкой фазы, уклон и ширина по дну быстротока, высота выступов усиленной шероховатости, опытный коэффициент, зависящий от типа шероховатости (рис. 3.53); ω , x , R — соответственно площадь живого сечения, длина смоченного периметра и гидравлический радиус

аэрированного потока, определяемые по глубине, отсчитываемой от верха ребер шероховатости.

При решении задач типа «Дано: I_0 ; b , коэффициент откоса m , Q , $v_{\text{ж}}$. Найти h и Δ » из равенства (3.143) определяют ω , затем h и из равенства (3.142) Δ .

При решении задач типа «Дано: I_0 , b , коэффициент откоса m , Q , Δ . Найти h и $v_{\text{ж}}$ » из равенства (3.143) определяют h , выразив предварительно через него ω , R и x , а затем из равенства (3.142) находят $v_{\text{ж}}$.

Результаты расчетов справедливы, если $h/\Delta > 3$. При решении задач первого типа результат $h/\Delta < 3$ означает, что назначенный тип шероховатости при заданных условиях не может обеспечить требуемого снижения скорости. Тот же результат при решении задач второго типа означает, что заданный расход настолько мал, что на быстротоке будет устанавливаться движение в виде переллюв через ребра. Результат $\Delta < 0$ в задачах первого типа означает, что при назначенном типе шероховатости и заданных условиях скорость жидкой фазы заведомо ниже, чем заданное значение $v_{\text{ж}}$.

После расчета высоты Δ следует указать длину участка, на котором водоскат должен

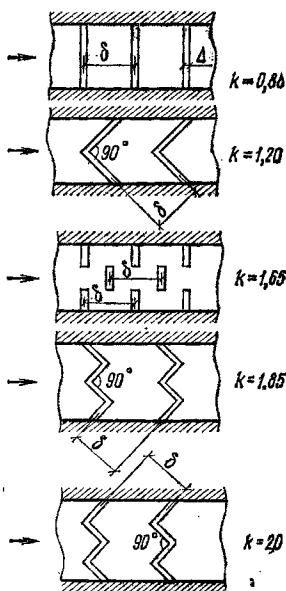


Рис. 3.53. Типы усиленной шероховатости на быстротоках

быть снабжен усиленной шероховатостью. Если ребра применяют для создания определенной скорости на самом водоскате, то их следует устанавливать, начиная с того сечения, после которого, согласно расчету, скорости без усиленной шероховатости становятся больше допускаемых значений. Если же усиленная шероховатость предназначена для создания определенного режима лишь на выходе (режима, назначаемого для уменьшения размеров водобойной части), то в этом случае ребрами снабжают лишь копцевой участок длиной $l_A \approx 20 h$, где h — расчетное значение глубины потока при равномерном движении на участке усиленной шероховатости.

Пример 3.2. Бетонный призматический быстроток имеет следующие показатели: $l_A=0,3$; $b=2$ м; $m=0,2$; $l=0,017$; $Q=9,77$ м³/с; $h=0,36$ м. Расчет кривой спада показывает, что скорости на значительном протяже-

нии превышают допускаемую, достигая в конце водоската значения $v_{ж}=13$ м/с. Требуется рассчитать усиленную шероховатость исходя из значения скорости $v_{ж}=8$ м/с.

Принимаем шероховатость в виде поперечных ребер ($k=0,8$). С учетом исходных значений $l, b, m, Q, v_{ж}$, равенство (3,142) примет вид:

$$1 - \frac{9,77}{8 \cdot 2h} = 0,3,$$

откуда находим глубину аэрированного потока $h=0,872$ м. Этому значению глубины соответствуют $\omega=1,744$ м³; $\chi=3,744$ м; $R=0,466$ м, при которых λ равенства (3,143) имеем $\Delta\lambda=0,22$ м. Результат расчета свравелили, так как $h/\Delta\lambda=3,96>3$. Назначаем расстояние между ребрами $\delta=8\Delta\lambda=1,76$ м. Коэффициент аэрации на водоскате $\alpha=0,3$.

Вследствие ограниченного объема данной главы многие специальные гидравлические расчеты не могли быть изложены. Их можно найти в литературных источниках [4, 6, 7, 15, 19, 21, 22, 31 и др.].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ахмедов Т. Х. Разрыв скального русла, Алматы, АН КазССР, 1982.
2. Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов Ф. И. Гидравлика. М., Энергия, 1964.
3. Богомолов А. И., Михайлов К. А. Гидравлика. М., Стройиздат, 1972.
4. Вильнер Я. М., Ковалев Я. Т., Некрасов Б. Б. Справочное пособие по гидравлике, гидромашинам и гидроприводам. Минск, Высш. школа, 1976.
5. Грушевский М. С. Боныи полусов и паводков в реках. Л., Гидрометеоиздат, 1969.
6. Емцев Б. Т. Двухмерные бурные потоки. М., Энергия, 1967.
7. Железняков Г. В. Пропускная способность русел каналов в рек. Л., Гидрометеоиздат, 1981.
8. Железняков Г. В. Теория гидрометрии. Л., Гидрометеоиздат, 1976.
9. Железняков Г. В., Данилович Б. Б. Точность гидродинамических измерений и расчетов. Л., Гидрометеоиздат, 1966.
10. Знаменская Н. С. Донные наносы и русловые процессы. Л., Гидрометеоиздат, 1976.
11. Ибид-Заде Ю. А. Водопроводные каналы. М., Стройиздат, 1976.
12. Каналы систем водоснабжения и ирригации. М., Стройиздат, 1972.
13. Латышевков А. М. Основы гидравлики. Л., Гидрометеоиздат, 1971.
14. Наставление гидротехническим станциям и постам. Вып. 6, ч. 2. Л., Гидрометеоиздат, 1972.
15. Первозинов Б. Ф. Водопропускные сооружения лоткового типа. М., Транспорт, 1978.
16. Правила измерения расхода жидкости при помощи стандартных водослива и лотка, РДП 99-77. М., Изд-во стандартов, 1977.
17. Рекомендации по гидравлическому расчету водосливов. Ч. 1, 1974, ч. 2, 1976, Л., ВНИИГ им. Б. Е. Велесова.
18. Розанов Н. П. Вакуумные водосливные плотины. М., Стройиздат, 1968.
19. Розанов Н. П. Гидравлические расчеты водопропускных труб. М., МГМИ, 1979.
20. Ресинский К. И., Дебольский В. К. Речные наносы. М., Наука, 1980.
21. Руководство по гидравлическим расчетам малых искусственных сооружений. М., Транспорт, 1974.
22. Савский С. М. Гидравлика зданий гидроэлектростанций. М., Энергия, 1970.
23. СНиП II-62-74. Сооружения меллоративных систем. М., Стройиздат, 1975.
24. Справочник по гидравлике/Под ред. В. А. Большакова. Киев. Вища школа, 1977.
25. Справочник по гидравлическим расчетам/Под ред. П. Г. Киселева. М., Энергия, 1975.
26. Студенчинов Б. И. Защита от размыва руса и нижних бьефов водосборов (рекомендации по проектированию). М., ВНИИ ВОДГЭС, 1974.
27. Угичвус А. А. Гидравлические и технико-экономические расчеты каналов. М., Стройиздат, 1965.
28. Чертусов М. Д. Гидравлика. Спец. курс. М.; Л., Энергия, 1962.
29. Чугаев Р. Р. Гидравлика. Л., Энергия, 1982.
30. Шевелев Ф. А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб. — 6-е изд., доп. — М., Стройиздат, 1973.
31. Шерешков И. А. Прикладные плановые задачи гидравлики сплывных потоков. М., Энергия, 1978.

ГЛАВА 4. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАСЧЕТЫ

4.1. Общие сведения

4.1.1. Задача фильтрационных расчетов

Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений производят с целью определения:

- а) фильтрационного давления на подошву гидротехнических сооружений;
- б) положения депрессионной поверхности фильтрационного потока в земляных водопод-

порных сооружениях и на участках примыкания плотины к берегам;

в) фильтрационного расхода;

г) градиентов и скоростей фильтрационного потока в основании бетонных сооружений, в теле и основании земляных сооружений и в зонах обходной фильтрации.

Определяемые расчетами фильтрационное давление на бетонные сооружения и положение депрессионной поверхности в земляных соору-

жениях наряду с другими факторами позволяют установить устойчивость этих сооружений, а также наметить мероприятия по снижению их влияния на устойчивость. Данные о фильтрационном расходе характеризуют возможные потери воды из водохранилища и необходимость выполнения тех или иных мероприятий для их снижения. Сведения о градиентах и скоростях фильтрационного потока при выходе его в нижний бьеф или в дренажные сооружения требуются для определения фильтрационной прочности грунта (выпор, суффозия, контактные размывы).

При фильтрационных расчетах гидротехнических сооружений важное значение имеют правильное отображение в расчетных схемах гидрогеологических условий основания сооружения и береговых склонов, к которым примыкает это сооружение (строение грунтов основания, водопроницаемость грунтов, режим грунтовых вод в естественных условиях), а также характер и условия работы противофильтрационных устройств (проницаемость шпунтовых стенок, завес, понуров, экранов, диафрагм, бетона, возможность образования щелей и пр.).

Расчетные гидрогеологические схемы фильтрации разрабатывают на основе данных инженерно-гидрогеологических изысканий.

Далее изложены аналитические методы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений, основанные на гидромеханических и гидравлических решениях различных авторов, а также приведена методика моделирования напорной и безнапорной фильтрации в гидротехнических сооружениях на приборе ЭГДА. Аналитические методы расчета фильтрации даны только для простейших схем геологического строения основания и очертания подземного контура сооружения.

Для сложных схем гидротехнических сооружений фильтрационные расчеты рекомендуются выполнять методом ЭГДА.

4.1.2. Основные положения теории фильтрации

Фильтрация воды в порах грунта происходит под влиянием силы тяжести при наличии разности напоров воды в отдельных точках потока.

Движение фильтрационных вод подчиняется закону Дарси:

$$Q = k_{\Phi} \omega I, \quad (4.1)$$

где Q — расход воды; k_{Φ} — коэффициент фильтрации грунта; ω — полная площадь сечения потока (включая частицы грунта); I — гидравлический уклон (градиент) фильтрационного потока, равный H/l (здесь H — перепад напора на длине пути фильтрации l).

Из формулы (4.1) следует, что расход грунтового потока линейно зависит от градиента, что в большинстве случаев наблюдается при ламинарном движении воды в пористой среде.

Закон Дарси (4.1) выражается также зависимостью

$$v = k_{\Phi} I. \quad (4.2)$$

Скорость фильтрации можно выразить, кроме того, в виде

$$v = Q/\omega, \quad (4.3)$$

где v — фактивная скорость фильтрации, отнесенная к полной площади сечения потока ω .

Действительная скорость течения воды в порах грунта:

$$v' = v/m, \quad (4.4)$$

где m — активная пористость грунта.

Основные дифференциальные уравнения движения грунтовых вод выводятся на основе закона Дарси без учета сил инерции. Для установившегося плоского движения эти уравнения имеют следующий вид:

$$v_x = \partial\varphi/\partial x = -k_{\Phi} \partial h/\partial x; \quad (4.5)$$

$$v_y = \partial\varphi/\partial y = -k_{\Phi} \partial h/\partial y; \quad (4.6)$$

$$\partial v_x/\partial x + \partial v_y/\partial y = 0, \quad (4.7)$$

где v_x и v_y — составляющие скорости фильтрации по осям x и y ; h — напор; φ — потенциальная функция, связанная с напором зависимостью

$$\varphi = -k_{\Phi} h. \quad (4.8)$$

Уравнение (4.7) выведено из условия неразрывности потока несжимаемой жидкости. Если подставить в это уравнение вместо v_x и v_y их значения по зависимостям (4.5) и (4.6), получим:

$$\partial^2 \varphi/\partial x^2 + \partial^2 \varphi/\partial y^2 = 0; \quad (4.9)$$

$$\partial^2 h/\partial x^2 + \partial^2 h/\partial y^2 = 0. \quad (4.10)$$

Эти уравнения показывают, что функции φ и h являются гармоническими.

Основанные на законе Дарси решения задач фильтрации используют в практических расчетах для условий движения воды в песчаных, глинистых, песчано-гравелистых грунтах и в скальных породах с мелкой изотропной трещиноватостью.

Режим движения воды в указанных грунтах при расчетах гидротехнических сооружений принимают ламинарным, хотя здесь возможны зоны с большими или весьма малыми скоростями течения, в которых движение фильтрационных вод отклоняется от закона Дарси. Однако эти ограниченные по размерам зоны фильтрационного потока не оказывают заметного влияния на движение воды во всей области фильтрации.

4.2. Гидромеханические методы расчета напорной фильтрации в основании гидротехнических сооружений

4.2.1. Исходные положения

Ниже приведены гидромеханические методы расчета фильтрации в однородном основании гидротехнических сооружений для простейших схем очертания их подземного контура.

В расчетных формулах приняты следующие обозначения для эллиптических функций:

K и K' — полный эллиптический интеграл 1-го рода соответственно при модуле λ и дополнительном модуле $\lambda' = \sqrt{1-\lambda^2}$;

$F(\varphi, \lambda)$ — эллиптический интеграл 1-го рода при амплитуде φ и модуле λ .

4.2.2. Одиночный водопроницаемый шпунт при неограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.1, а) (расчет по Н. Н. Павловскому)

Напор по низовой грани шпунта:

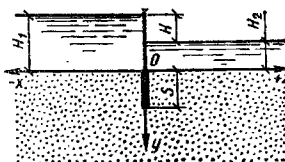
$$h = H \frac{1}{\pi} \arcsin \frac{y}{S}. \quad (4.11)$$

Напор по верхней грани шпунта:

$$h = H \left(1 - \frac{1}{\pi} \arcsin \frac{y}{S} \right) \text{ при } 0 < y < S. \quad (4.12)$$

Фильтрационный расход через дно верхнего бьефа:

а)



б)

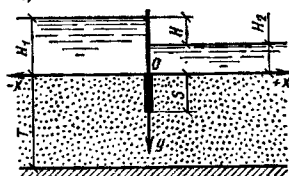


Рис. 4.1. Схемы к расчету фильтрации под шпунтом при неограниченной (а) и ограниченной (б) мощности проницаемого основания

$$Q = k_{\Phi} H \frac{1}{\pi} \operatorname{ar ch} \left(-\frac{x}{S} \right) \text{ при } -\infty < x < 0. \quad (4.13)$$

Выходная скорость фильтрации по дну нижнего бьефа:

$$v_y = k_{\Phi} H \frac{1}{\pi} \frac{1}{\sqrt{S^2 + x^2}} \text{ при } 0 < x < \infty. \quad (4.14)$$

4.2.3. Одиночный водопроницаемый шпунт при ограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.1, б) (расчет по Н. Н. Павловскому)

Напор по граням шпунта:

$$h = \frac{H}{2} \left\{ 1 \pm \frac{1}{K} F \left[\arcsin \lambda \times \right. \right. \\ \left. \left. \times \frac{\sqrt{\cos^2 \left(\frac{\pi}{2} \frac{y}{T} \right) - \cos^2 \left(\frac{\pi}{2} \frac{S}{T} \right)}}{\sin \left(\frac{\pi}{2} \frac{S}{T} \right) \cos \left(\frac{\pi}{2} \frac{y}{T} \right)} \right], \lambda \right\} \\ \text{при } 0 < y < S, \quad (4.15) \\ \text{где } \lambda = \sin \left(\frac{\pi}{2} \frac{S}{T} \right).$$

Знак плюс перед вторым членом правой части относится к верхней грани шпунта, минус — к низовой грани.

Полный фильтрационный расход в основании плотины:

$$Q = k_{\Phi} H \frac{K'}{2K}. \quad (4.16)$$

Выходная скорость фильтрации по дну нижнего бьефа:

$$v_y = k_{\Phi} \frac{H}{T} P, \quad (4.17)$$

где P — функция, значения которой зависят от S/T и x/T (табл. 4.1).

4.2.4. Плоский флютбет без шпунтов при неограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.2, а) (расчет по Н. Н. Павловскому)

Напор и скорость по подошве флютбета:

$$h = H \frac{1}{\pi} \operatorname{arccos} \frac{x}{l}; \quad (4.18)$$

$$v_x = k_{\Phi} H \frac{1}{\pi} \frac{1}{\sqrt{l^2 - x^2}} \text{ при } -l < x < +l. \quad (4.19)$$

Фильтрационный расход через дно верхнего бьефа:

ТАБЛИЦА 4.1. ЗНАЧЕНИЯ ФУНКЦИИ P

S/T	Значения P при x/T							
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	2	3
0,1	3,200	1,390	0,724	0,455	0,308	0,216	0,043	0,008
0,2	1,600	1,047	0,652	0,431	0,298	0,210	0,042	0,008
0,3	1,076	0,860	0,586	0,403	0,283	0,203	0,040	0,008
0,4	0,810	0,687	0,511	0,377	0,263	0,192	0,039	0,008
0,5	0,640	0,554	0,432	0,334	0,237	0,180	0,037	0,008
0,6	0,498	0,450	0,330	0,250	0,210	0,165	0,035	0,008
0,7	0,394	0,355	0,280	0,230	0,188	0,144	0,031	0,007
0,8	0,316	0,290	0,245	0,200	0,164	0,125	0,027	0,006
0,9	0,243	0,240	0,228	0,190	0,144	0,100	0,020	0,004

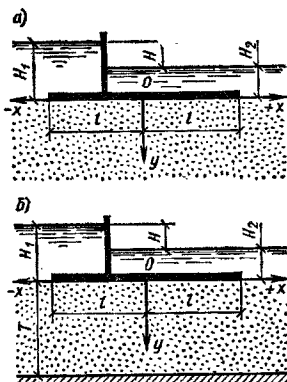


Рис. 4.2. Схемы к расчету фильтрации под плоским флютбетом при неограниченной (а) и ограниченной (б) мощности проницаемого основания

$$Q = k_{\Phi} H \frac{1}{\pi} \operatorname{arsh} \left(-\frac{x}{l} \right) \text{ при } -\infty < x < -l, \quad (4.20)$$

Выходная скорость фильтрации по дну нижнего бьефа:

$$v_y = k_{\Phi} H \frac{1}{\pi \sqrt{x^2 - l^2}} \text{ при } l < x < \infty. \quad (4.21)$$

ТАБЛИЦА 4.2. ПРИВЕДЕННЫЕ НАПОРЫ И СКОРОСТИ ВДОЛЬ ПОДШОВЫ ПЛОСКОГО ФЛЮТБЕТА ПРИ НЕОГРАНИЧЕННОЙ МОЩНОСТИ ПРОНИЦАЕМОГО ОСНОВАНИЯ

x/l	h/H	$v_x/(k_{\Phi} H)$	x/l	h/H	$v_x/(k_{\Phi} H)$
-1,00	1,00	∞	+0,20	0,44	0,33
-0,98	0,94	1,60	+0,40	0,37	0,35
-0,95	0,90	1,02	+0,60	0,29	0,40
-0,90	0,86	0,73	+0,80	0,21	0,53
-0,80	0,80	0,53	+0,90	0,14	0,73
-0,60	0,71	0,40	+0,95	0,10	1,02
-0,40	0,63	0,35	+0,98	0,06	1,60
-0,20	0,56	0,33	+1,00	0,00	∞
0,00	0,50	0,32			

Напор, расход и скорость для рассматриваемой схемы могут быть вычислены также по относительным величинам, полученным Е. А. Замарным (табл. 4.2 и 4.3).

ТАБЛИЦА 4.3. ПРИВЕДЕННЫЕ РАСХОДЫ И СКОРОСТИ ПО ДНУ ВЕРХНЕГО И НИЖНЕГО БЬЕФОВ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ПЛОСКОГО ФЛЮТБЕТА НА ПРОНИЦАЕМОМ ОСНОВАНИИ НЕОГРАНИЧЕННОЙ МОЩНОСТИ

x/l	$Q/(k_{\Phi} H)$	$v_y/(k_{\Phi} H)$	x/l	$Q/(k_{\Phi} H)$	$v_y/(k_{\Phi} H)$
$\pm 1,00$	0,60	∞	$\pm 1,67$	0,35	0,24
$\pm 1,05$	0,10	0,99	$\pm 1,90$	0,40	0,20
$\pm 1,11$	0,15	0,65	$\pm 2,18$	0,45	0,17
$\pm 1,20$	0,20	0,48	$\pm 2,51$	0,50	0,14
$\pm 1,32$	0,25	0,37	$\pm 2,90$	0,55	0,12
$\pm 1,48$	0,30	0,29	$\pm 5,00$	0,73	0,07

4.2.5. Плоский флютбет без шпунтов при ограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.2, б) (расчет по Н. Н. Павловскому)

Напор по подошве флютбета:

$$h = \frac{H}{2} \left\{ 1 - \frac{1}{K} F \left[\arcsin \frac{\operatorname{th} \left(\frac{\pi x}{2 T} \right)}{\operatorname{th} \left(\frac{\pi l}{2 T} \right)}, \lambda \right] \right\}$$

при $-l < x < +l$, (4.22)

$$\text{где } \lambda = \operatorname{th} \left(\frac{\pi l}{2 T} \right);$$

Полный фильтрационный расход в основании флютбета:

$$Q = k_{\Phi} H \frac{K'}{2K}, \quad (4.23)$$

Ординаты эпюры напоров по подошве флютбета и фильтрационный расход могут быть определены также по графикам на рис. 4.3 и 4.4.

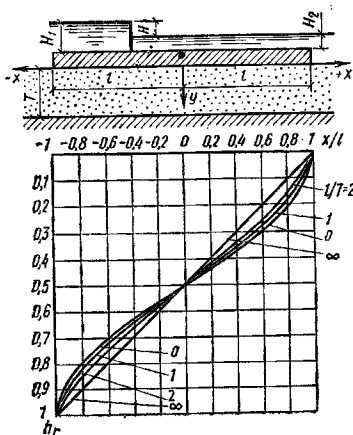


Рис. 4.3. График для определения приведенного напора h_r вдоль подошвы флютбета

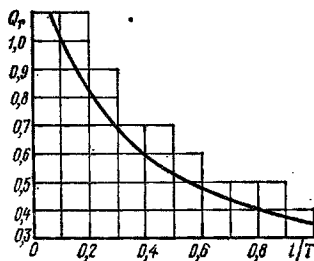


Рис. 4.4. График для определения приведенного фильтрационного расхода Q_r в основании плоского флютбета (см. рис. 4.2, б)

Выходная скорость фильтрации по дну нижнего бьефа:

$$v_y = k_{\phi} H \times \frac{\pi \operatorname{ch}\left(\frac{\pi}{2} \frac{l}{T}\right)}{4KT \sqrt{\operatorname{sh}\left(\frac{\pi}{2} \frac{x+l}{T}\right) \operatorname{sh}\left(\frac{\pi}{2} \frac{x-l}{T}\right)}} \quad \text{при } l < x < \infty. \quad (4.24)$$

ТАБЛИЦА 4.5. ЗНАЧЕНИЯ ФУНКЦИИ $x/l = f(h_r, l/T)$

h_r	Значения x/l при h_r												
	0,859	0,813	0,8	0,786	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,214	0,2	0,187	0,141
0,0	-0,903	-0,833	-0,809	-0,783	-0,588	-0,309	0	0,309	0,588	0,783	0,809	0,833	0,903
0,2	-1,0	-	-0,931	-	-0,600	-0,372	0	0,372	0,696	-	0,931	1	-
0,4	-	-1,0	-0,987	-0,968	-0,769	-0,415	0	0,415	0,769	0,968	0,987	1,0	-
0,6	-	-	-	-1,0	-0,832	-0,453	0	0,453	0,832	1,0	-	-	-

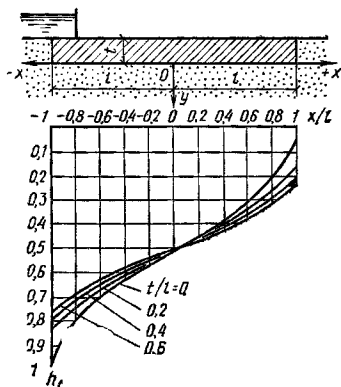


Рис. 4.5. График для определения приведенного напора h_r вдоль подошвы заглубленного флютбета

Формула для определения скорости по дну верхнего и нижнего бьефов может быть представлена также в более простом виде:

$$v_y = k_{\phi} \frac{H}{T} P, \quad (4.25)$$

где P — функция, значения которой зависят от l/T и $(x-l)/T$ (табл. 4.4).

ТАБЛИЦА 4.4. ЗНАЧЕНИЯ ФУНКЦИИ P

l/T	Значения P при $(x-l)/T$				
	0,1	0,2	0,5	1	2
0,2	1,810	1,080	0,468	0,182	0,038
0,4	1,360	0,870	0,395	0,160	0,032
0,6	1,170	0,740	0,345	0,142	0,030
0,8	1,010	0,630	0,305	0,125	0,026
1,0	0,910	0,580	0,275	0,112	0,022
2,0	0,694	0,379	0,180	0,073	0,014
3,0	0,441	0,281	0,133	0,054	0,011
4,0	0,350	0,224	0,105	0,043	0,009
5,0	0,291	0,185	0,088	0,036	0,007

4.2.6. Заглубленный флютбет при неограниченной мощности проницаемого основания

Ординаты эпюры напора по подошве флютбета, заглубленного в грунт основания на величину l , определяют по графику на рис. 4.5 либо с помощью табл. 4.5, составленной Е. А. Замариним.

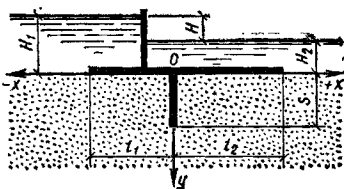


Рис. 4.6. Схема к расчету фильтрации под плоским флютбетом с одним шпунтом

4.2.7. Плоский флютбет с одним водонепроницаемым шпунтом при неограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.6) (расчет по Н. Н. Павловскому)

Напор по подошве верхней части флютбета:

$$h = H \left\langle 1 - \frac{1}{\pi} \arccos \left\{ \frac{1}{a} \left[b + \sqrt{1 + \left(\frac{x}{S} \right)^2} \right] \right\} \right\rangle \text{ при } -l_1 < x < 0, \quad (4.26)$$

$$\text{где } a = 0,5 \left[\sqrt{1 + (l_1/S)^2} + \sqrt{1 + (l_2/S)^2} \right];$$

$$b = 0,5 \left[\sqrt{1 + (l_2/S)^2} - \sqrt{1 + (l_1/S)^2} \right].$$

Напор по подошве нижней части флютбета:

$$h = \pi \frac{1}{\pi} \arccos \left\{ \frac{1}{a} \times \left[\sqrt{1 + \left(\frac{x}{S} \right)^2} - b \right] \right\} \text{ при } 0 < x < l_2. \quad (4.27)$$

Фильтрационный расход через дно верхнего бьефа:

$$Q = k_{\phi} H \frac{1}{\pi} \operatorname{arsh} \left\{ \frac{1}{a} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{x}{S} \right)^2} + b \right] \right\} \text{ при } -\infty < x < -l_1. \quad (4.28)$$

Выходная скорость фильтрации по дну нижнего бьефа:

$$v_y = k_{\phi} H \frac{1}{\pi S} \times \frac{x}{\sqrt{S^2 + x^2} \sqrt{\left[\sqrt{1 + (x/S)^2} - a \right]^2 - b^2}} \text{ при } l_2 < x < \infty. \quad (4.29)$$

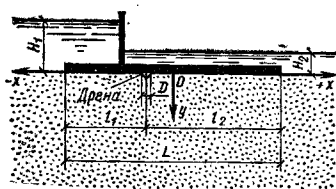


Рис. 4.7. Схема к расчету фильтрации под плоским флютбетом с полукруглой дренажной трубой

4.2.8. Плоский флютбет с полукруглой дренажной трубой при неограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.7) (расчет по Н. Т. Мелешенко — А. В. Романову)

Напор по подошве флютбета:

$$h = \frac{Q_{\pi}}{\pi k_{\phi}} \ln \left| \frac{1 - 4x(l_1 - l_2)/L^2 + \sqrt{1 - [2(l_1 - l_2)/L]^2} \sqrt{1 - (2x/L)^2}}{-L/L} \right| + \frac{1}{\pi} \arccos \frac{Lx}{2} (H_1 - H_2) + H_2, \quad (4.30)$$

где выражение между вертикальными линиями — логарифм модуля (логарифм значения функции, взятой с положительным знаком).

Расход воды, поступающей в дренаж:

$$Q_{\pi} = \frac{\pi k_{\phi} \Delta H}{\ln \left[\frac{2L}{D} - \frac{8(l_1 - l_2)^2}{LD} \right]}, \quad (4.31)$$

$$\text{где } \Delta H = \frac{1}{\pi} \arccos \frac{xL}{2} (H_1 - H_2) + H_2 - H_{\pi}; \quad (4.32)$$

k_{ϕ} — коэффициент фильтрации грунта основания; D — диаметр дренажа; H_{π} — напор в дренаже.

Скорость фильтрации вдоль подошвы флютбета:

$$v_x = \frac{1}{\pi} \left\{ - \frac{Q_{\pi} \sqrt{1 - [2(l_1 - l_2)/L]^2}}{2(x - L)/L} + 1 \right\} \times \frac{1}{\sqrt{1 - (2x/L)^2}} \text{ при } -\frac{L}{2} < x < +\frac{L}{2}. \quad (4.33)$$

4.2.9. Плоский флютбет с плоской дренажной трубой при неограниченной мощности проницаемого основания (рис. 4.8) (расчет по А. В. Романову)

Напор по подошве флютбета определяют по формуле (4.30), в которой Q_{π} находят по следующему уравнению.

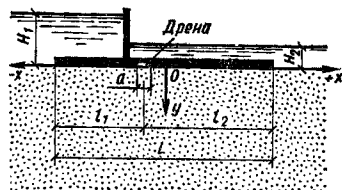


Рис. 4.8. Схема к расчету фильтрации под плоским флютбетом с плоской дренаж

Расход воды, поступающей в дренаж:

$$Q_d = \frac{\pi k_{\phi} \Delta H}{\ln \frac{16 l_1 l_2}{a(l_1 + l_2)}}, \quad (4.34)$$

$$\text{где } \Delta H = \frac{2}{\pi} \arcsin \sqrt{\frac{l_2 + a/2}{L}} (H_1 - H_2) + H_2 - H_d; \quad (4.35)$$

a — ширина дреная.

Скорость фильтрации вдоль подошвы флютбета определяют по формуле (4.33), в которой Q_d находят по формуле (4.34).

4.3. Фрагментный метод расчета напорной фильтрации в основании гидротехнических сооружений

4.3.1. Исходные положения

При расчете фильтрации методом фрагментов рассматриваемую область основания сооружения разбивают на ряд элементарных областей (фрагментов), для которых могут быть сравнительно просто найдены точные решения. Граничные плоскости фрагментов при этом приближенно принимают в качестве поверхностей равных напоров. Общее решение для всей заданной области фильтрации находят путем взаимной увязки частных решений, полученных для составляющих эту область фрагментов.

Далее приведены решения для ряда характерных схем подземного контура плотин, наиболее часто встречающихся на практике как при водонепроницаемых, так и при водопроницаемых шпунтах.

4.3.2. Флютбет с водонепроницаемыми шпунтами при ограниченной мощности проницаемого основания (расчет по Н. Н. Павловскому)

В этом случае область фильтрации разбивают на фрагменты так, как это показано на рис. 4.9, а, т. е. по линиям расположения шпунтов и между шпунтами. Раздельную линию

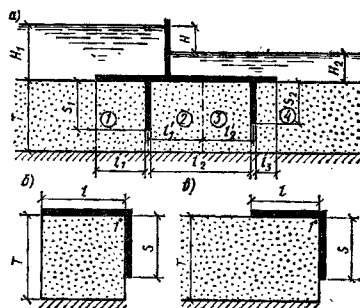


Рис. 4.9. Схемы к расчету фильтрации под флютбетом со шпунтами, не доведенными до водоупора

между шпунтами проводят параллельно шпунтам, на расстоянии от них, пропорциональном их длинам. Так, для фрагментов 2 и 3 схемы, приведенной на рис. 4.9, а, расстояния от раздельной линии до верхового и низового шпунтов принимают равными:

$$\left. \begin{aligned} l_1' &= \frac{l_2}{S_1 + S_2} S_1 \\ l_2' &= \frac{l_2}{S_1 + S_2} S_2 \end{aligned} \right\} \quad (4.36)$$

При такой разбивке области фильтрации все ее фрагменты сводятся к двум типам: внутреннему (рис. 4.9, б) и внешнему (рис. 4.9, в).

Фильтрационный расход, в основании флютбета, разделенном на отдельные фрагменты:

$$Q = k_{\phi} H / \sum_{n=1}^c \Phi_n, \quad (4.37)$$

где k_{ϕ} — коэффициент фильтрации грунта; H — напор на сооружении; $\sum_{n=1}^c \Phi_n$ — сумма коэффициентов сопротивления всех с последовательно соединенных фрагментов.

Коэффициенты сопротивления отдельных фрагментов:

$$\Phi_1 = 1/Q_{r,1}; \quad \Phi_2 = 1/Q_{r,2}; \quad \dots; \quad \Phi_n = 1/Q_{r,n}; \quad \dots, \quad (4.38)$$

где $Q_{r,1}, Q_{r,2}, \dots, Q_{r,n}$ — приведенные расходы соответственно 1, 2, ..., n -го фрагментов, определяемые по графикам В. П. Недриги (рис. 4.10 и 4.11).

Потери напора в пределах m -го фрагмента

$$\Delta H_m = \frac{\Phi_m}{\sum_{n=1}^c \Phi_n} H, \quad (4.39)$$

где Φ_m — коэффициент сопротивления рассматриваемого m -го фрагмента, вычисляемый по зависимости (4.38).

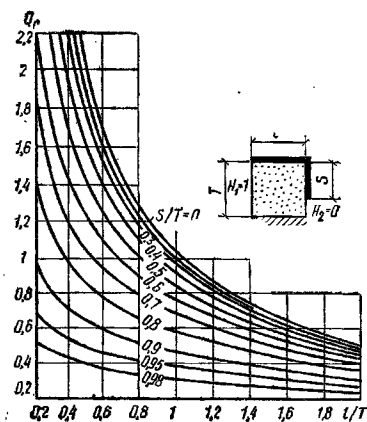


Рис. 4.10. График для определения приведенного расхода Q_r внутреннего фрагмента (H_1 и H_2 — напоры на границах фрагмента)

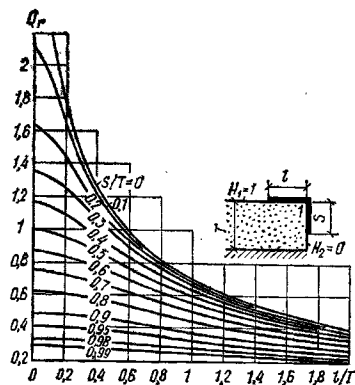


Рис. 4.11. График для определения приведенного расхода Q_r внешнего фрагмента

Напор фильтрационных вод в любой точке s флютбета в пределах каждого фрагмента:

$$H_s = H_n + \Delta H_m h_{r,s} \quad (4.40)$$

где H_n — напор на низовой границе рассматриваемого фрагмента; ΔH_m — потери напора в пределах m -го фрагмента; $h_{r,s}$ — приведенный напор в рассматриваемой точке s фрагмента; для угловой точки l внутреннего и внешнего фрагментов (см. рис. 4.9, б и в) этот напор определяют по графикам В. П. Недрига (рис. 4.12 и 4.13).

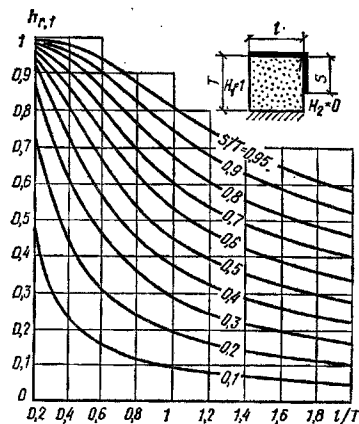


Рис. 4.12. График для определения приведенного напора h_r в точке l внутреннего фрагмента

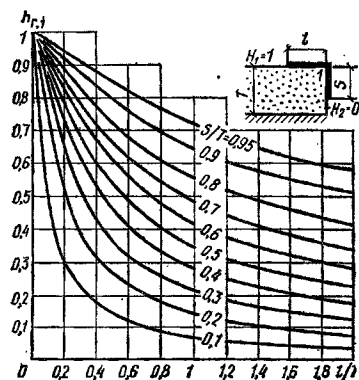


Рис. 4.13. График для определения приведенного напора h_r в точке l внешнего фрагмента

4.3.3. Флютбет с водопроницаемыми шпунтами при ограниченной мощности проницаемого основания (расчет по В. П. Недриге)

А. Исходные положения. Разбивку на фрагменты производят так же, как и при водонепроницаемых шпунтах, т. е. по линиям шпунтов и между шпунтовыми стенками (см. рис. 4.9), но в данном случае водопроницаемые шпунтовые стенки условно заменяют стенками из однородного малопроницаемого грунта шириной 1 м. Степень проницаемости грунтовой стенки при этом характеризуют фиктивным коэффициентом фильтрации:

$$k_{\Phi} = \eta k_r, \quad (4.41)$$

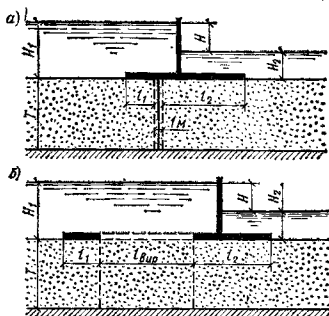


Рис. 4.14. Схемы к расчету фильтрации под флютбетом со шпунтом, доведенным до водоупора

где η — безразмерный коэффициент водопроницаемости шпунтовой стенки, обусловленной наличием щелей в замковых соединениях шпунта; по данным ВНИИ ВОДГЕО, для качественно забитого в песчаный и супесчаный грунт металлического шпунта $\eta = 0,0025 \dots 0,0050$; для деревянного шпунта $\eta = 0,02 \dots 0,03$; k_r — коэффициент фильтрации грунта в зоне расположения шпунта.

Б. Флютбет с водопроницаемым шпунтом, доведенным до водоупора. Фильтрационный расчет такого флютбета производят путем приведения действительной области фильтрации (рис. 4.14, а) к фиктивной, в которой шпунтовый элемент шириной l м заменен виртуальной длиной флютбета $l_{\text{вир}}$ (рис. 4.14, б). Гидродинамические элементы фильтрационного потока для приведенной области определяют по формулам для плоского флютбета при ограниченной мощности проницаемого основания или же фрагментным методом.

Виртуальную длину шпунтового элемента, м, вычисляют по формуле

$$l_{\text{вир}} = l/\eta,$$

где η — тот же коэффициент, что и в формуле (4.41).

В. Флютбет с водопроницаемым шпунтом, не доведенным до водоупора. Расчет фильтрации производят по формулам (4.37) — (4.40), подставляя в них значения приведенного расхода $Q_{r,\eta}$ и приведенного напора в угловых точках $h_{r,1}$, вычисляемые для каждого отдельного фрагмента по зависимостям В. П. Недриги:

а) для внутреннего фрагмента (см. рис. 4.9, б):

$$Q_{r,\eta} = \frac{2T\eta + (1-\eta)Q_{r,0}}{1 + (2l-1)\eta}; \quad (4.42)$$

$$h_{r,1} = \frac{(1-h_{r,1}^0)\eta + h_{r,1}^0}{1 + (2l-1)\eta}, \quad (4.43)$$

где T и l — высота и длина фрагмента, м; $Q_{r,0}$ — приведенный расход фрагмента при водопроницае-

мом шпунте ($\eta=0$), определяемый по графику на рис. 4.10; $h_{r,1}^0$ — приведенный напор в точке 1 при водопроницаемом шпунте ($\eta=0$), определяемый по графику на рис. 4.12;

б) для внешнего фрагмента (см. рис. 4.9, а):

$$Q_{r,\eta} = \frac{[2T\eta + (1-\eta)Q_{r,0}]Q_r^*}{2T\eta + Q_r^*}; \quad (4.44)$$

$$h_{r,1} = \frac{[(1-\eta)h_{r,1}^0 + \eta]Q_r^*}{2T\eta + Q_r^*}, \quad (4.45)$$

где $Q_{r,0}$ — приведенный расход фрагмента при водопроницаемом шпунте ($\eta=0$), определяемый по графику на рис. 4.11; Q_r^* — приведенный расход фрагмента при отсутствии шпунта ($S=0$) и длине водопроницаемого контура $l=0,5$ м, определяемый по графику на рис. 4.11; $h_{r,1}^0$ — приведенный напор в точке 1 при водопроницаемом шпунте ($\eta=0$), определяемый по графику на рис. 4.13.

4.4. Использование гидродинамических сеток для расчета напорной фильтрации в основании гидротехнических сооружений

По гидродинамической сетке определяют основные элементы фильтрационного потока, движущегося в основании сооружения: напоры, градиенты напора и расходы воды.

Гидродинамические сетки могут быть построены по аналитическим зависимостям (для простейших схем подземного контура), методом ЭГДА и приближенно графически. На практике особенно широко применяют метод ЭГДА. Условия его применения и техника моделирования достаточно полно освещены в литературе, поэтому здесь не излагаются. Далее дано краткое описание лишь графического метода построения сеток.

4.4.1. Построение сетки графическим методом

Графически сетку для изотропной среды строят исходя из условия обеспечения ортогональности пересечений линий тока и линий равных напоров (эквипотенциалей), а также неизменности соотношений средних линий в каждой ячейке полосы сетки. Ячейки бывают с равными средними линиями — квадратные и с неравными — прямоугольной формы, причем первым всегда отдают предпочтение.

Пример графического построения сетки фильтрации под гидротехническим сооружением приведен на рис. 4.15. Сетку строят следующим образом. Принимая линию подземного контура за первую линию тока, а линию водоупора — за последнюю, намечают ориентировочно очертание второй линии, следуя изгибам подземного контура. Затем полученную полосу разбивают на криволинейные квадраты. Имея первую полосу ячеек, к ней присоединяют аналогичным путем вторую полосу, ко второй — третью и т. д. Причем при вычерчивании каждой новой полосы приходится несколько корректировать предыдущие полосы. Ячейки последней полосы могут быть явными (прямоугольниками).

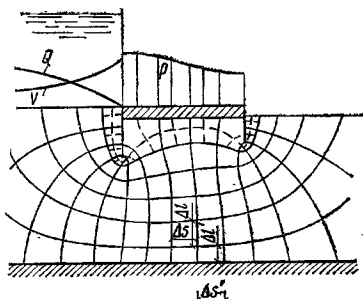


Рис. 4.15. Гидродинамическая сетка фильтрационного потока в основании сооружения

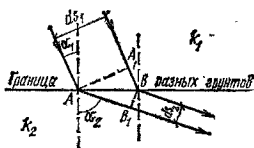


Рис. 4.16. Схема перелома линий токов на границе разных грунтов

При сложной форме ячеек их для контроля правильности построения разбивают на более мелкие части (показано пунктиром).

При наличии в основании пластов различной водопроводимости сетку строят так же, как и в однородных грунтах, но при этом учитывают соотношение коэффициентов фильтрации слоев и имеют в виду, что линии тока и эквипотенциала при пересечении границы слоев отклоняются от своего направления. Угол отклонения определяют на соотношения (рис. 4.16):

$$\operatorname{tg} \alpha_1 / \operatorname{tg} \alpha_2 = k_1 / k_2, \quad (4.46)$$

где k_1 и k_2 — коэффициенты фильтрации соседних слоев грунта.

Сетка, построенная для двухслойного основания, приведена на рис. 4.17.

При анизотропных грунтах с коэффициентами фильтрации по взаимно перпендикулярным осям k_{\max} и k_{\min} расчет фильтрации производят лишь приблизительно путем приведения за-

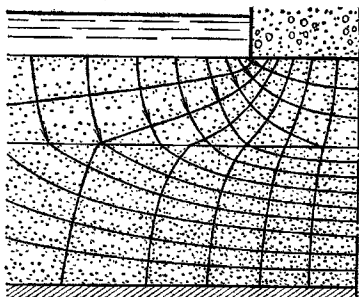


Рис. 4.17. Схема фильтрации в двухслойном основании

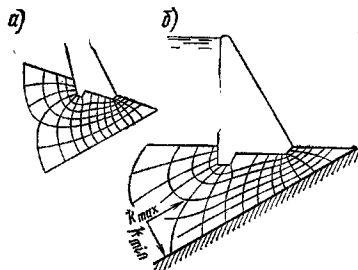


Рис. 4.18. Схема фильтрации в анизотропных грунтах

данной анизотропной области к изотропной, сокращая ее в a раз в направлении максимального коэффициента фильтрации k_{\max} . Коэффициент a при этом определяют по формуле

$$a = \sqrt{k_{\max} / k_{\min}}. \quad (4.47)$$

Коэффициент фильтрации приведенной области принимают равным

$$k_{\text{ср}} = \sqrt{k_{\max} k_{\min}}. \quad (4.48)$$

Для приведенной области фильтрации расчет ведут или аналитическими методами, разработанными для однородных изотропных грунтов, или описанным выше графическим методом. Построенную для приведенной области сетку (рис. 4.18, а) затем растягивают путем удлинения элементов в направлении оси k_{\max} в a раз. Полученная таким образом для анизотропной области сетка будет не ортогональной, а косоугольной (рис. 4.18, б).

4.4.2. Вычисление элементов потока по гидродинамической сетке

Элементы фильтрационного потока определяют по гидродинамической сетке следующим образом.

Средний градиент между соседними эквипотенциалами (см. рис. 4.15):

$$I_{\text{ср}} = \Delta H / \Delta s, \quad (4.49)$$

где ΔH — падение напора в пределах рассматриваемой ячейки; Δs — среднее расстояние между эквипотенциалами в пределах ячейки.

Скорость потока

$$v_{\text{ср}} = k_{\Phi} I_{\text{ср}} = k_{\Phi} \Delta H / \Delta s, \quad (4.50)$$

где k_{Φ} — коэффициент фильтрации.

Фильтрационный расход на 1 м длины сооружения:

$$Q = k_{\Phi} \Delta H \left(\frac{\Delta l}{\Delta s} m + \frac{\Delta l^t}{\Delta s^t} \right), \quad (4.51)$$

где m — число полных лент сетки потока; $\Delta l / \Delta s$ — соотношение сторон полных ячеек сетки; $\Delta l^t / \Delta s^t$ — соотношение сторон неполных ячеек последней ленты.

4.5. Полунапорная фильтрация под сооружениями (расчет по В. И. Аравину и С. Н. Нумерову)

4.5.1. Исходные положения

Если фильтрационный поток в основании сооружения на части своего пути является напорным, а на части — безнапорным, фильтрацию называют полунапорной.

Полунапорная фильтрация обычно возникает при расположении подошвы сооружений на более высокой отметке, чем уровень воды в нижнем бьефе. К таким сооружениям относятся, например, быстротоки, перепады и напорные бассейны гидростанций.

4.5.2. Флютбет при отсутствии водоупора (рис. 4.19, а)

Длина обтекаемой части флютбета:

$$l_1 = 0,44H_1 + \frac{l - 0,733(H+H_1) \lg(1+H/H_1)}{(H/H_1)^2} + \frac{0,733(H-H_1) \lg(H/H_1 - 1)}{(H/H_1)^2} \quad (4.52)$$

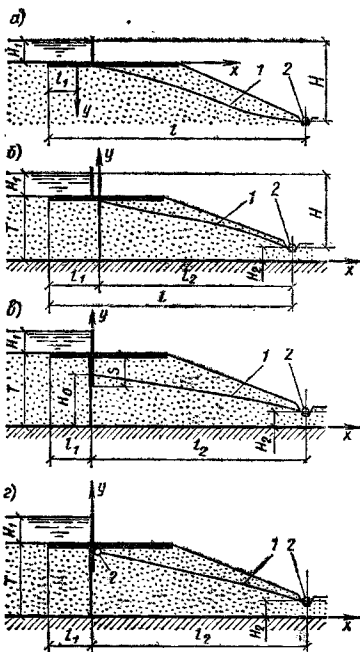


Рис. 4.19. Схемы к расчету полунапорной фильтрации под сооружениями
1 — кривая депрессии; 2 — дрена

Уравнение кривой депрессии:

$$\frac{x}{H_1} = \left(\frac{l_1}{H_1} - 0,44 \right) \left(1 + \frac{y}{H_1} \right)^2 + 0,733 \left(2 + \frac{y}{H_1} \right) \lg \left(2 + \frac{y}{H_1} \right) - 0,733 \frac{y}{H_1} \lg \frac{y}{H_1} \quad \text{при } 0 < y < H - H_1 \quad (4.53)$$

Фильтрационный расход через дно верхнего бьефа находят из зависимости:

$$-\frac{x}{H_1} = \left(\frac{l_1}{H_1} - 0,44 \right) \left(\frac{Q}{k_{\Phi} H_1} \right)^2 + \frac{2}{\pi} \frac{Q}{k_{\Phi} H_1} \operatorname{arctg} \frac{Q}{k_{\Phi} H_1} - 0,733 \lg \left[1 + \left(\frac{Q}{k_{\Phi} H_1} \right)^2 \right] \quad (4.54)$$

Задаваясь в формуле (4.54) значением Q или Q/k_{Φ} , находят абсциссы точек по дну верхнего бьефа, отвечающие заданному расходу.

4.5.3. Флютбет при наличии водоупора (рис. 4.19, б)

Длину обтекаемой части флютбета l_1 находят из уравнения

$$(l - l_1) \frac{K'}{K} = \frac{T^2 - H_2^2}{2H_1} \quad (4.55)$$

где K'/K — отношение полных эллиптических интегралов 1-го рода при основном модуле

$$\lambda = \operatorname{th} \left(\frac{\pi}{2} \frac{l_1}{T} \right)$$

Уравнение (4.55) решают подбором. Фильтрационный расход в основании флютбета:

$$Q = k_{\Phi} \frac{T^2 - H_2^2}{2l_2} \quad (4.56)$$

Уравнение кривой депрессии

$$x = \frac{T^2 - y^2}{2Q/k_{\Phi}} \quad \text{при } H_2 < y < T \quad (4.57)$$

4.5.4. Флютбет со шпунтом при наличии водоупора (рис. 4.19, в)

Глубина фильтрационного потока у нижней грани шпунта:

$$H_0 = \sqrt{H_2^2 2l_2 (H_1 + T) K'/K + (l_2 K'/K)^2 - l_2 K'/K} \quad (4.58)$$

при

$$\lambda = \cos \left(\frac{\pi}{2} \frac{S}{T} \right) \times$$

$$\times \sqrt{\operatorname{th}^2 \left(\frac{\pi}{2} \frac{l_1}{T} \right) + \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{2} \frac{S}{T} \right)}.$$

Фильтрационный расход в основании сооружения:

$$Q = k_{\Phi} \frac{H_0^2 - H^2}{2l_2} \quad (4.59)$$

Уравнение кривой депрессии:

$$x = \frac{H_0^2 - y^2}{2Q/k_{\Phi}} \quad (4.60)$$

4.5.5. Флютбет со шпунтом и дреной при наличии водоупора (рис. 4.19, з)

Полный фильтрационный расход в основании сооружения:

$$Q = k_{\Phi} H_1 K' / K \quad (4.61)$$

при

$$\lambda = \cos \left(\frac{\pi}{2} \frac{S}{T} \right) \times$$

$$\times \sqrt{\operatorname{th}^2 \left(\frac{\pi}{2} \frac{l_1}{T} \right) + \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{2} \frac{S}{T} \right)}.$$

Расход воды, поступающей в дренаж:

$$Q_{\text{д}} = Q - k_{\Phi} \frac{T^2 - H^2}{2l_2} \quad (4.62)$$

При $Q_{\text{д}}=0$ расчет ведут как для схемы флютбета со шпунтом без дрены (см. рис. 4.19, в).

Уравнение кривой депрессии:

$$x = \frac{T^2 - y^2}{2Q/k_{\Phi}} \quad (4.63)$$

4.6. Безнапорная обходная фильтрация на участках сопряжения гидротехнических сооружений с берегами при учете влияния берегового грунтового потока (расчет по В. П. Недриге)

4.6.1. Схема фильтрационного потока

На участке примыкания плотины к берегу характер фильтрационного потока определяется взаимодействием двух потоков: естественного потока грунтовых вод со стороны берега и обходного фильтрационного потока, идущего из верхнего бьефа в нижний. На общую картину фильтрации оказывают влияние следующие факторы: глубины воды в верхнем и нижнем бьефах h_1 и h_2 , глубина воды на контуре питания h_3 , положение контура питания T_1 и T_2 , размеры и форма сопрягающего берегового устья (рис. 4.20).

Далее приведены методы расчета фильтра-

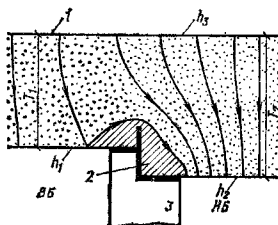


Рис. 4.20. Схема обходной фильтрации
1 — контур питания; 2 — зона обходной фильтрации;
3 — бетонная плотина

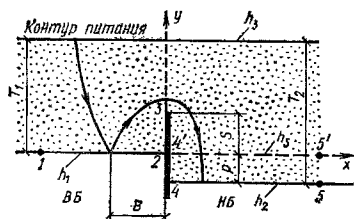


Рис. 4.21. Схема к расчету обходной фильтрации при одиночной водонепроницаемой диафрагме

ции в однородных грунтах при наличии горизонтального водоупора; берега верхнего и нижнего бьефов условно принимают вертикальными.

Глубину грунтового потока h_3 на расстоянии T_1 от водохранилища определяют построением кривой подпора грунтовых вод от водохранилища и принимают при расчетах равной глубине воды на участке выклинивания подпора, где разность отметок подпорного и естественного уровней не превышает амплитуды сезонного колебания уровней потока.

4.6.2. Одиночная водонепроницаемая диафрагма (рис. 4.21)

Расчетная глубина потока по линии 4'-5':

$$h_5 = \sqrt{(h_3^2 - h_2^2) \rho / T_2 + h_2^2} \quad (4.64)$$

Глубина вдоль контура диафрагмы:

$$h = \sqrt{\pm (h_1^2 - h_2^2) \beta_1 + \frac{2h_3^2 - h_1^2 - h_2^2}{2} \frac{y}{T_1} + \frac{h_1^2 + h_2^2}{2}} \quad (4.65)$$

где h_1 и h_2 — глубины потока в верхнем бьефе сооружения и на расчетной границе 4'-5'; β_1 — переменная (табл. 4.6); h_3 — глубина грунтового потока в береговой зоне на расстоянии T_1 от уреза водохранилища; y — текущая ордината.

ТАБЛИЦА 4.6. ЗНАЧЕНИЯ ФУНКЦИИ β_1

u/S	Значения β_1 при S/T_1					
	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
0,0	0,600	0,500	0,500	0,600	0,500	0,600
0,1	0,469	0,468	0,467	0,467	0,465	0,464
0,2	0,436	0,435	0,435	0,434	0,432	0,429
0,3	0,404	0,403	0,402	0,399	0,397	0,393
0,4	0,369	0,368	0,367	0,364	0,362	0,356
0,5	0,334	0,333	0,331	0,328	0,324	0,318
0,6	0,295	0,294	0,292	0,289	0,284	0,278
0,7	0,253	0,252	0,250	0,247	0,242	0,235
0,8	0,205	0,204	0,202	0,199	0,194	0,187
0,9	0,144	0,143	0,141	0,139	0,135	0,129
1,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Знак плюс перед первым членом подкоренной выражения формулы (4.65) берут для стороны, обращенной к верхнему бьефу, знак минус — для стороны, обращенной к нижнему бьефу.

Суммарный фильтрационный расход по линиям урезов воды в верхнем и нижнем бьефах:

$$Q = k_{\Phi} \left[\pm (h_1^2 - h_S^2) \beta_2 + \frac{2h_3^2 - h_1^2 - h_S^2}{4} \right] \frac{x}{T_1} \quad (4.66)$$

где значение β_2 зависит от S/T_1 и x/T_1 (табл. 4.7).

ТАБЛИЦА 4.7. ЗНАЧЕНИЯ ФУНКЦИИ β_2

$\pm x/T_1$	Значения β_2 при S/T_1							
	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,231	0,141	0,100	0,078	0,064	0,055	0,042	0,035
0,2	0,336	0,232	0,173	0,144	0,120	0,102	0,083	0,070
0,4	0,458	0,344	0,283	0,241	0,213	0,188	0,156	0,135
0,6	0,529	0,423	0,357	0,314	0,282	0,256	0,219	0,194
0,8	0,552	0,452	0,419	0,375	0,340	0,315	0,276	0,249
1,0	0,448	0,339	0,475	0,430	0,395	0,370	0,330	0,301
1,2	0,701	0,592	0,527	0,484	0,450	0,422	0,382	0,353
1,6	0,803	0,693	0,629	0,585	0,550	0,523	0,483	0,453
2,0	0,905	0,795	0,730	0,687	0,654	0,625	0,585	0,556

Знак плюс перед первым членом правой части уравнения (4.66) берут для нижнего бьефа, знак минус — для верхнего.

Удельный расход по линиям урезов воды в верхнем и нижнем бьефах:

$$q = \frac{k_{\Phi} (h_1^2 - h_S^2)}{4T_1} \times \left[\pm \frac{\operatorname{ch} \frac{\pi x}{2T_1}}{\sqrt{\operatorname{ch}^2 \frac{\pi x}{2T_1} - \cos^2 \frac{\pi S}{2T_1}}} - D \right] \quad (4.67)$$

где $D = \frac{2h_3^2 - h_1^2 - h_S^2}{h_1^2 - h_S^2} \quad (4.68)$

Знак плюс перед первым членом правой части уравнения (4.67) берут для верхнего бьефа, знак минус — для нижнего.

Ширина зоны обходной фильтрации из водохранилища (см. рис. 4.21):

$$B = \frac{2T_1}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{ch} \frac{D \cos \frac{\pi S}{2T_1}}{\sqrt{D^2 - 1}} \quad (4.69)$$

Минимальная длина диафрагмы, при которой не будет обходной фильтрации из водохранилища (при $D > 1$):

$$S_{\min} = \frac{2T_1}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{c} \cos \sqrt{\frac{D^2 - 1}{D^2}} \quad (4.70)$$

4.6.3. Устой с одной произвольно расположенной водопроницаемой диафрагмой (рис. 4.22)

Эта схема соответствует случаю примыкания к берегу как бетонной плотины, так в земляной, имеющей диафрагму, ядро или экран. Вводим обозначения:

$$A_1 = \frac{h_3^2 - h_1^2}{2\pi}; \quad A_2 = \frac{h_3^2 - h_2^2}{2\pi}; \quad (4.71)$$

$$\omega_1 = \frac{2}{\pi} - 1; \quad \omega_2 = \frac{2}{\pi} + 1; \quad (4.72)$$

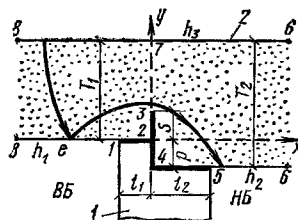
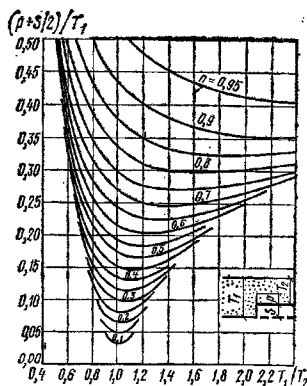


Рис. 4.22. Схема к расчету обходной фильтрации при сложном очертании сопрягающего устоя
1 — плотина; 2 — контур питания

Рис. 4.23. График функции $n = [T_1/T_2] \cdot (p+S/2)/T_1$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{\lambda - \delta - 2\lambda\delta}{\lambda + \delta}; & \alpha_2 &= \frac{2 + \lambda - \delta}{\lambda + \delta}; \\ \alpha_3 &= \frac{\delta - \lambda - 2\lambda\delta}{\lambda + \delta}; & \alpha_4 &= \frac{2 + \delta - \lambda}{\lambda + \delta} \end{aligned} \right\} \quad (4.73)$$

где λ и δ — постоянные, определяемые приближенно по графикам по заданным величинам A_1 , A_2 , S , p , T_1 и T_2 (рис. 4.23–4.25) или же точно методом подбора из следующих уравнений:

$$m = \frac{T_1}{T_2} - \sqrt{\frac{1-n}{1+n}}; \quad (4.74)$$

$$S \pm \frac{p}{2} = -\frac{T_2}{\pi} \arcsin \frac{2m - n - mn}{(1-m)n} - \frac{T_1}{\pi} \arcsin \frac{n - 2m - mn}{(1+m)n}, \quad (4.75)$$

где перед вторым членом левой части берется знак плюс при $T_1 < T_2$ и знак минус при $T_1 > T_2$:

$$l_1 = \frac{T_2}{\pi} \operatorname{ar ch} \frac{1 - \omega_1 \lambda}{1 - \lambda} - \frac{T_1}{\pi} \operatorname{ar ch} \frac{1 - \omega_2 \lambda}{1 + \lambda}; \quad (4.76)$$

$$l_2 = \frac{T_2}{\pi} \operatorname{ar ch} \frac{\omega_1 \delta - 1}{1 - \delta} - \frac{T_1}{\pi} \operatorname{ar ch} \frac{\omega_2 \delta - 1}{1 + \delta}. \quad (4.77)$$

В последних уравнениях λ и δ задаются в пределах $-1 < \lambda < 0$ и $0 < \delta < +1$.

Глубина фильтрационного потока вдоль обтекаемого контура устоя (контур 1–2–3–4–5 на рис. 4.22):

$$h = \sqrt{\frac{h_1^2 + h_2^2}{2} - 2A_2 \arcsin \frac{-\alpha_1 - \alpha_2 \xi}{1 - \xi}} +$$

$$+ 2A_1 \arcsin \frac{\alpha_4 \xi - \alpha_3}{1 + \xi} \quad \text{при } \lambda < \xi < 0 \text{ и } 0 < \xi < \delta. \quad (4.78)$$

Суммарный фильтрационный расход по линии уреза воды в верхнем бьефе (граница 1–8 на рис. 4.22).

$$Q = k_{\Phi} A_2 \operatorname{ar ch} \frac{-\alpha_1 - \alpha_2 \xi}{1 - \xi} - k_{\Phi} A_1 \operatorname{ar ch} \frac{\alpha_3 - \alpha_4 \xi}{1 + \xi} \quad \text{при } -1 < \xi < \lambda; \quad (4.79)$$

по линии уреза воды в нижнем бьефе (граница 5–6)

$$Q = k_{\Phi} A_2 \operatorname{ar ch} \frac{\alpha_1 + \alpha_2 \xi}{1 - \xi} - k_{\Phi} A_1 \times \operatorname{ar ch} \frac{\alpha_4 \xi - \alpha_3}{1 + \xi} \quad \text{при } \lambda < \xi < +1; \quad (4.80)$$

по линии контура питания (граница 6–7–8)

$$Q = k_{\Phi} A_1 \operatorname{ar ch} \frac{-\alpha_1 - \alpha_2 \xi}{1 - \xi} - k_{\Phi} A_1 \times \operatorname{ar ch} \frac{\alpha_4 \xi - \alpha_3}{1 + \xi} \quad \text{при } -\infty < \xi < -1 \text{ и } +1 < \xi < +\infty. \quad (4.81)$$

Удельный фильтрационный расход по линиям урезам воды в верхнем и нижнем бьефах (границы 1–8 и 5–6 на рис. 4.22):

$$q = \frac{k_{\Phi} M}{2} \sqrt{\frac{\xi^2 - n\xi}{(\xi - \delta)(\xi + \lambda)}} \times \frac{(h_3^2 - h_2^2)(1 + \xi)P - (h_3^2 - h_1^2)(1 - \xi)}{T_2(1 + \xi) + T_1(1 - \xi)N} \quad (4.82)$$

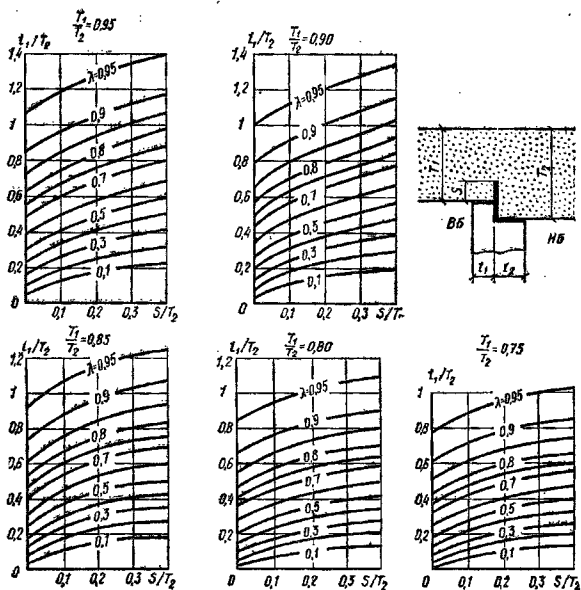
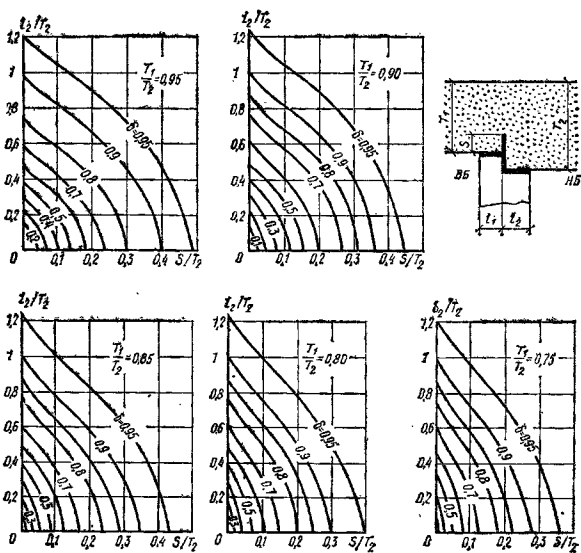
при $-1 < \xi < \lambda$ для границы 1–8 и $\delta < \xi < +1$ для границы 5–6,

$$\left. \begin{aligned} \text{где } M &= \sqrt{\frac{(1-\lambda)(1-\delta)}{1-n}}; \\ P &= \sqrt{\frac{(1+\lambda)(1-\delta)}{(1+\delta)(1-\lambda)}}; \\ N &= \sqrt{\frac{1+n}{1-n}}. \end{aligned} \right\} \quad (4.83)$$

Ординаты и абсциссы точек на основных границах области:

а) на обтекаемом контуре диафрагмы (контур 2–3–4)

$$\mu = \frac{T_2}{\pi} \arcsin \frac{1 - \omega_1 \xi}{1 - \xi} - \frac{T_1}{\pi} \times \operatorname{arcsin} \frac{1 - \omega_2 \xi}{1 + \xi} \pm \frac{P}{2} \quad \text{при } 0 < \xi < n. \quad (4.84)$$

Рис. 4.24. Графики функции $\lambda = f(t_1/T_2, S/T_2)$ Рис. 4.25. Графики функции $\delta = f(t_2/T_2, S/T_2)$

Перед третьим членом правой части берут знак плюс при $T_1 > T_2$ и знак минус при $T_1 < T_2$;

б) на контуре устоя со стороны верхнего бьефа (контур 1—2) и на линии уреза воды в водохранилище (граница 1—8)

$$x = \frac{T_2}{\pi} \operatorname{ar ch} \frac{1 - \omega_1 \xi}{1 - \xi} - \frac{T_1}{\pi} \times$$

$$\times \operatorname{ar ch} \frac{1 - \omega_2 \xi}{1 + \xi} \text{ при } \lambda < \xi < 0 \text{ для контура}$$

$$1-2 \text{ и } -1 < \xi < 0 \text{ для границы } 1-8; \quad (4.85)$$

в) на контуре устоя со стороны нижнего бьефа (контур 4—5) и на линии уреза воды в нижнем бьефе (граница 5—6)

$$x = \frac{T_2}{\pi} \operatorname{ar ch} \frac{\omega_1 \xi - 1}{1 - \xi} - \frac{T_1}{\pi} \times$$

$$\times \operatorname{ar ch} \frac{\omega_2 \xi - 1}{1 + \xi} \text{ при } \lambda < \xi < 0 \text{ для контура}$$

$$4-5 \text{ и } 0 < \xi < +1 \text{ для границы } 5-6; \quad (4.86)$$

г) на контуре питания (граница 6—7—8)

$$x = \frac{T_2}{\pi} \operatorname{ar ch} \frac{1 - \omega_1 \xi}{1 - \xi} - \frac{T_1}{\pi} \times$$

$$\times \operatorname{ar ch} \frac{\omega_2 \xi - 1}{1 + \xi} \text{ при } -\infty < \xi < -1 \text{ и} \\ +1 < \xi < +\infty; \quad (4.87)$$

д) абсцисса разделяющей точки e фильтрационного потока на границе 1—8

$$x_e = \frac{T_2}{\pi} \operatorname{ar ch} \frac{1 - \omega_1 \gamma}{1 - \gamma} - \\ - \frac{T_1}{\pi} \operatorname{ar ch} \frac{1 - \omega_2 \gamma}{1 + \gamma}, \quad (4.88)$$

$$\text{где } \gamma = \frac{(h_3^2 - h_2^2)P - (h_3^2 - h_1^2)}{(h_3^2 - h_2^2)P + (h_3^2 - h_1^2)}. \quad (4.89)$$

Потери воды на фильтрацию из водохранилища в обход сооружения:

$$Q_{\text{в}} = k_{\text{ф}} A_2 \operatorname{ar ch} \frac{-\alpha_1 - \alpha_2 \gamma}{1 - \gamma} - \\ - k_{\text{ф}} A_1 \operatorname{ar ch} \frac{\alpha_2 - \alpha_1 \gamma}{1 + \gamma}. \quad (4.90)$$

Приведенные расчетные зависимости для сложного очертания обтекаемого контура сопрягающего устоя применимы и для более простых его форм (рис. 4.26), которые могут быть получены из основной схемы путем исключения отдельных ее элементов. При этом для схемы на рис. 4.26, а постоянную λ определяют по упрощенной формуле, получаемой из формулы (4.74), если принять в ней $m=0$:

$$\lambda = \pm \frac{1 - (T_1/T_2)^2}{1 + (T_1/T_2)^2}, \quad (4.91)$$

где при $T_1 < T_2$ берут знак плюс, а при $T_1 > T_2$ — знак минус.

Несколько упрощается также определение постоянных λ и δ . В схеме б значение $\lambda=0$; в схеме в значения $\lambda=0$, $\delta=\lambda$; в схеме г значения $\delta=\lambda$.

4.6.4. Устой с одной верхней водопропускаемой диафрагмой при ломаном очертании линии уреза воды в водохранилище (рис. 4.27)

Эта схема соответствует случаю примыкания земляной плотины к берегу.

Постоянные $A_1, A_2, \omega_1, \omega_2, \alpha_1, \alpha_2$ находят по зависимостям (4.71)—(4.73), подставляя в них λ, λ и δ , определяемые по формулам:

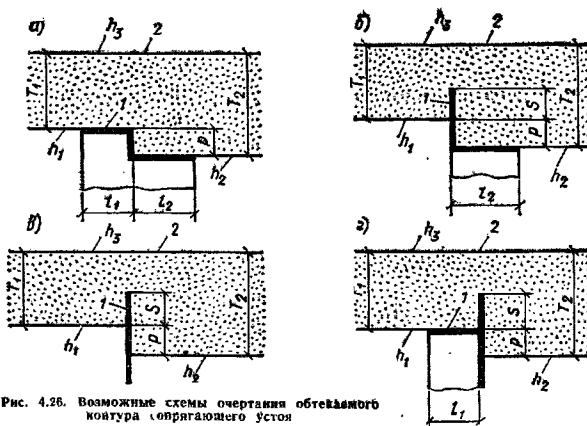


Рис. 4.26. Возможные схемы очертания обтекаемого контура сопрягающего устоя

1 — сопрягающий устой; 2 — контур питания

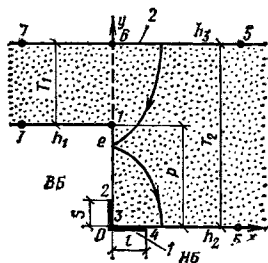


Рис. 4.27. Схема к расчету обходной фильтрации при устье с одной диафрагмой
1 — пластина; 2 — контур питания

$$n = -\frac{1 - (T_1/T_2)^2}{1 + (T_1/T_2)^2}; \quad (4.92)$$

$$S = \frac{T_2}{\pi} \arcsin \frac{\omega_1 \lambda - 1}{1 - \lambda} + \frac{T_1}{\pi} \arcsin \frac{1 - \omega_2 \lambda}{1 + \lambda} + \frac{p}{2}; \quad (4.93)$$

$$l = \frac{T_2}{\pi} \operatorname{ar ch} \frac{1 - \omega_1 \delta}{1 - \delta} - \frac{T_1}{\pi} \operatorname{ar ch} \frac{1 - \omega_2 \delta}{1 + \delta}. \quad (4.94)$$

Из последних уравнений постоянные λ и δ определяют подбором, задавая ими в пределах $n < \lambda < 0$ и $0 < \delta < +1$. Эти величины могут быть найдены также с помощью графиков на рис. 4.28 и 4.29. При $S=0$ и $S=p$ имеем соответственно $\lambda=0$ и $\lambda=n$ при $l=0$ и $\delta=0$.

Глубину потока вдоль непроницаемого контура 2—3—4 (см. рис. 4.27) вычисляют по формуле (4.78). Суммарный фильтрационный расход на границе 2—1—7 вычисляют по формуле (4.79), на границе 4—5—по формуле (4.80) и на границе 5—6—7—по формуле (4.81).

Удельный фильтрационный расход по линии уреза воды в верхнем и нижнем бьефах (границы 2—1—7 и 4—5):

$$q = -\frac{k_{\Phi} M}{2} \sqrt{\frac{\xi^2 - n\xi}{(\delta - \xi)(\lambda - \xi)}} \times \frac{(h_3^2 - h_2^2)(1 + \xi)P - (h_3^2 - P^2)(1 - \xi)}{T_2(1 + \xi) \pm T_1(1 - \xi)N} \quad (4.95)$$

при $n < \xi < \lambda$ для границы 2—1; $-1 < \xi < n$ —для границы 1—7 и $\delta < \xi < \pm 1$ —для границы 4—5.

Перед вторым членом знаменателя берут знак плюс для границы 1—2 и знак минус для границ 1—7 и 4—5; M , P и N находят по выражениям (4.83).

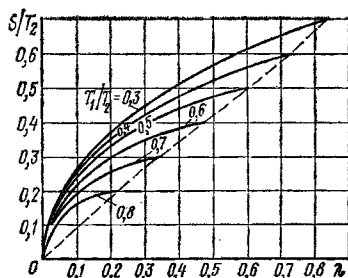


Рис. 4.28. График функции $\lambda = f(T_1/T_2, S/T_2)$

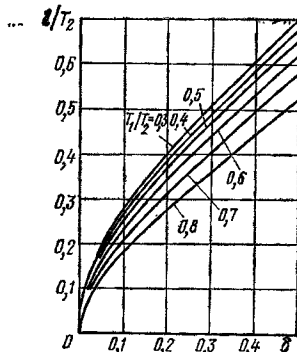


Рис. 4.29. График функции $\delta = f(T_1/T_2, l/T_2)$

Ординаты и абсциссы точек на основных границах области:

а) на контуре диафрагмы и на линии уреза воды в водохранилище (граница 1—2—3)

$$y = \frac{T_2}{\pi} \arcsin \frac{\omega_1 \xi - 1}{1 - \xi} + \frac{T_1}{\pi} \times \arcsin \frac{1 - \omega_2 \xi}{1 + \xi} + \frac{p}{2} \quad \text{при } n < \xi < 0; \quad (4.96)$$

б) на линии уреза воды в водохранилище по границе 1—7

$$x = \frac{T_2}{\pi} \operatorname{ar ch} \frac{\omega_1 \xi - 1}{1 - \xi} - \frac{T_1}{\pi} \times \operatorname{ar ch} \frac{\omega_2 \xi - 1}{1 + \xi} \quad \text{при } -1 < \xi < n; \quad (4.97)$$

в) на контуре устья и на линии уреза воды в нижнем бьефе (граница 3—4—5)

$$x = \frac{T_2}{\pi} \operatorname{ar ch} \frac{1 - \omega_1 \xi}{1 - \xi} - \frac{T_1}{\pi} \times \operatorname{ar ch} \frac{1 - \omega_2 \xi}{1 + \xi} \quad \text{при } 0 < \xi < +1; \quad (4.98)$$

г) на контуре питания (граница 5—6—7)

$$x = \frac{T_2}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{ch} \frac{\omega_1 \xi - 1}{1 - \xi} - \frac{T_1}{\pi} \times$$

$$\times \operatorname{ar} \operatorname{ch} \frac{1 - \omega_2 \xi}{1 + \xi} \quad \text{при } -\infty < \xi < -1 \text{ и}$$

$$+1 < \xi < +\infty. \quad (4.99)$$

Раздельная точка фильтрационного потока на линии уреза воды в верхнем бьефе e может находиться либо на границе 1—2, либо на границе 1—7, в зависимости от значения ψ , определяемого по формуле

$$\psi = - \frac{(h_3^2 - h_2^2)P - (h_3^2 - h_1^2)}{(h_3^2 - h_2^2)P + (h_3^2 - h_1^2)}. \quad (4.100)$$

При $\psi > \bar{h}$ точка e находится на границе 1—2 и ординату ее вычисляют по формуле

$$y_e = \frac{T_2}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{csin} \frac{\omega_1 \psi - 1}{1 - \psi} +$$

$$+ \frac{T_1}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{csin} \frac{1 - \omega_2 \psi}{1 + \psi} + \frac{P}{2}. \quad (4.101)$$

При $\psi < \bar{h}$ точка e находится на границе 1—7 и абсциссу ее вычисляют по формуле

$$x_e = \frac{T_2}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{ch} \frac{\omega_1 \psi - 1}{1 - \psi} -$$

$$- \frac{T_1}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{ch} \frac{\omega_2 \psi - 1}{1 + \psi}. \quad (4.102)$$

Потери воды на фильтрацию в обход сооружения находят по формуле (4.79), полагая $\xi = \psi$.

4.7. Безнапорная обходная фильтрация на участках сопряжения бетонных плотин с земляными, расположенными на горизонтальном водоупоре (расчет по В. П. Недриге)

4.7.1. Метод расчета

Расчет фильтрации в теле земляной плотины за сопрягающими устоями производят методом фрагментов — путем деления сложной области фильтрации на отдельные простые фрагменты. Разбивка области фильтрации на фрагменты показана на рис. 4.30 пунктиром. Раздельные линии проводят через концевые части противофильтрационных диафрагм. Действительные откосы плотины заменяют вертикальными.

Глубину фильтрационного потока на границах фрагментов определяют из условия равенства расходов для отдельных фрагментов.

Далее приведены расчетные зависимости для шести наиболее характерных фрагментов, которые могут встречаться как самостоятель-

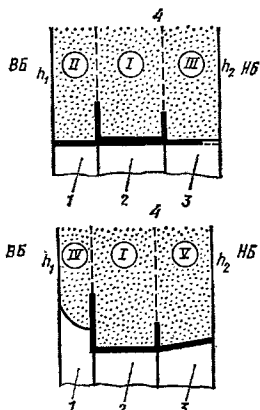


Рис. 4.30. Схемы сопряжения бетонной плотины с земляной
1 — понур; 2 — водобой; 3 — рисберма; 4 — земляная плотины

но, так и в качестве составных элементов сопрягающих устоев.

4.7.2. Фрагмент типа I (рис. 4.31)

Глубину фильтрационного потока вдоль внутреннего контура фрагмента:

а) на участке 3'—1'

$$h = \sqrt{\frac{h_b^2 + h_n^2}{2} - \frac{h_n^2 - h_b^2}{\pi}} \times$$

$$\times \operatorname{ar} \operatorname{csin} \frac{2 \sin(\pi x/l) - n + m}{n + m}; \quad (4.103)$$

б) на участке 3—3'

$$h = \sqrt{\frac{h_b^2 + h_n^2}{2} + \frac{h_b^2 - h_n^2}{\pi}} \times$$

$$\times \operatorname{ar} \operatorname{csin} \frac{2 \operatorname{ch}(\pi y/l) - m + n}{n + m}; \quad (4.104)$$

в) на участке 1—1'

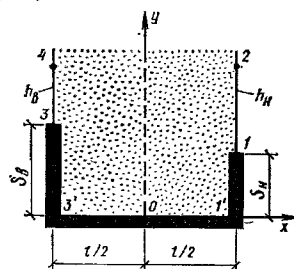


Рис. 4.31. Схема фрагмента сопрягающего устоя типа I

$$h = \sqrt{\frac{h_n^2 + h_n^2}{2} - \frac{h_n^2 - h_n^2}{\pi}} \times \arcsin \frac{2 \operatorname{ch}(\pi y/l) + m - n}{n + m}, \quad (4.105)$$

где

$$\left. \begin{aligned} m &= \operatorname{ch}(\pi S_B/l); \\ n &= \operatorname{ch}(\pi S_n/l). \end{aligned} \right\} \quad (4.106)$$

В формулах (4.103)–(4.106) приняты следующие обозначения: h_n и h_n — глубины потока на верховой и нижней границах фрагмента; x и y — текущие координаты области фрагмента.

Суммарный и удельный фильтрационные расходы по линиям диафрагм (на участках 3–4 и 1–2):

$$Q = k_\Phi \frac{h_n^2 - h_n^2}{2\pi} \operatorname{ar ch} \frac{2 \operatorname{ch}(\pi y/l) \pm (m - n)}{n + m}; \quad (4.107)$$

$$q = \frac{k_\Phi (h_n^2 - h_n^2)}{l(n + m)} \times \frac{\operatorname{sh}(\pi y/l)}{\sqrt{\left[\frac{2 \operatorname{ch}(\pi y/l) \pm (m - n)}{n + m} \right]^2 - 1}}, \quad (4.108)$$

где k_Φ — коэффициент фильтрации грунта.

Перед разностью $m - n$ в формулах (4.107) и (4.108) берут знак минус для границы 3–4 и знак плюс для границы 1–2.

4.7.3. Фрагменты типов II, III и IV

Зависимости (4.103)–(4.108) могут быть использованы также и для фрагментов типов II, III и IV при подстановке соответствующих этим фрагментам значений m и n (табл. 4.8).

Суммарный и удельный фильтрационные расходы на водопронимаемых контурах (на участках 3–3' и 1–1') фрагментов типа III (см. табл. 4.8):

$$Q = k_\Phi \frac{h_n^2 - h_n^2}{2\pi} \operatorname{ar ch} \frac{\pm [2 \sin(\pi x/l) - n + m]}{n + m}; \quad (4.109)$$

$$q = \frac{k_\Phi (h_n^2 - h_n^2)}{n + m} \times \frac{\cos(\pi x/l)}{\sqrt{\left\{ \frac{\pm [2 \sin(\pi x/l) - n + m]}{n + m} \right\}^2 - 1}}. \quad (4.110)$$

В формулах (4.109) и (4.110) перед квадратными скобками принимают знак минус для

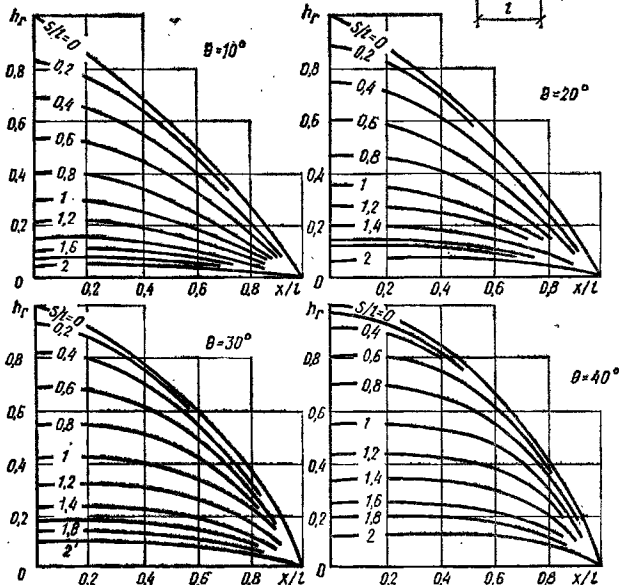
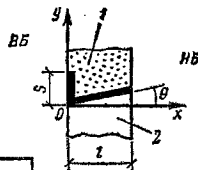


Рис. 4.32. Схема фрагмента сопрягающего уступа типа V и графики для определения приведенного напора h_r вдоль сопрягающей стенки уступа при различных углах θ ее наклона к оси x и различной длине шпора S 1 — земляная плотина; 2 — водоброс

ТАБЛИЦА 4.8. СХЕМЫ ФРАГМЕНТОВ II—IV И РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ НИХ

Тип фрагмента	Схема фрагмента	m	n	Номера формул для вычисления гидродинамических элементов потока
II левый		1	$\text{ch} \frac{\pi S_B}{l}$	(4.103), (4.105), (4.107), (4.108)
II правый		$\text{ch} \frac{\pi S_B}{l}$	1	(4.103), (4.104), (4.107), (4.108)
III левый		$-\sin \frac{\pi a}{l}$	$\text{ch} \frac{\pi S_B}{l}$	(4.103), (4.105), (4.107), (4.109), (4.110)
III правый		$\text{ch} \frac{\pi S_B}{l}$	$\sin \frac{\pi a}{l}$	(4.103), (4.104), (4.107)—(4.110)
IV левый		-1	$\text{ch} \frac{\pi S_B}{l}$	(4.105), (4.107)—(4.110)
IV правый		$\text{ch} \frac{\pi S_B}{l}$	-1	(4.104), (4.107)—(4.110)

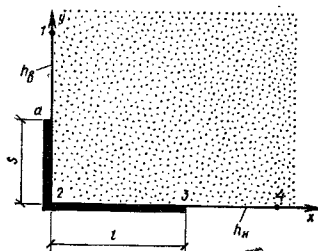


Рис. 4.33. Схема фрагмента сопрягающего устоя типа VI

левого фрагмента и знак плюс для правого фрагмента.

4.7.4. Фрагмент типа V

Для рассматриваемого фрагмента расчет производят при помощи графиков (рис. 4.32), составленных по данным экспериментальных исследований на приборе ЭГДА.

Глубину потока вдоль водонепроницаемого контура фрагмента:

$$h = \sqrt{(h_B^2 - h_N^2) h_r + h_N^2}, \quad (4.111)$$

где h_B и h_N — глубины потока соответственно с верхней и нижней сторон фрагмента; h_r — приведенный напор в заданной точке (рис. 4.32).

4.7.5. Фрагмент типа VI (рис. 4.33)

Глубину фильтрационного потока вдоль обтекаемого контура $a-2-3$ вычисляют по формуле (4.111), где h_r находят по следующим формулам:

а) на контуре $a-2$

$$h_r = \frac{2}{\pi} \arccos \sqrt{\frac{S^2 - y^2}{S^2 + l^2}} \quad \text{при } 0 < y < S; \quad (4.112)$$

б) на контуре $2-3$

$$h_r = \frac{2}{\pi} \arccos \sqrt{\frac{S^2 + x^2}{S^2 + l^2}} \quad \text{при } 0 < x < l. \quad (4.113)$$

Суммарные и удельные фильтрационные расходы вычисляют по зависимостям:

а) на водонепроницаемой границе $I-a$

$$Q = k_{\phi} \frac{h_B^2 - h_N^2}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{ch} \sqrt{\frac{y^2 - S^2}{l^2 + S^2}}; \quad (4.114)$$

$$q = k_{\phi} \frac{h_B^2 - h_N^2}{\pi} \times$$

$$\times \frac{y}{\sqrt{(y^2 + l^2)(y^2 - S^2)}} \quad \text{при } S < y < +\infty; \quad (4.115)$$

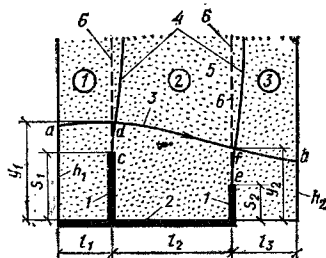


Рис. 4.34. Схема к расчету обходного фильтрационного потока

1 — диафрагма; 2 — устои; 3 — линия тока; 4 — эквипотенциалы; 5 — земляная плотина; 6 — границы фрагментов

б) на водонепроницаемой границе $3-4$

$$Q = k_{\phi} \frac{h_B^2 - h_N^2}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{ch} \sqrt{\frac{S^2 + x^2}{S^2 + l^2}}; \quad (4.116)$$

$$q = k_{\phi} \frac{h_B^2 - h_N^2}{\pi} \times$$

$$\times \frac{x}{\sqrt{(x^2 + S^2)(x^2 - l^2)}} \quad \text{при } l < x < +\infty. \quad (4.117)$$

4.7.6. Глубина потока на границах смежных фрагментов

Задавшись на одной из линий диафрагм (на линии $c-d$ или $e-f$) ординатой граничной линии тока y_1 или y_2 (рис. 4.34) и подставив ее значение в формулу (4.107), полагая в ней

$$k_{\phi} \frac{h_B^2 - h_N^2}{2} = I,$$

получим приведенный расход на участке от конца диафрагмы до рассматриваемой точки:

$$Q_{r,i} = \frac{1}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{ch} \frac{2 \operatorname{ch}(\pi y_i / l) \pm (m-n)}{n+m}, \quad (4.118)$$

где перед разностью $(m-n)$ берут знак минус для левой (верховой) стороны фрагмента и знак плюс для правой (низовой) стороны.

Вторую ординату, соседнюю с заданной, определяют по следующей формуле, подставляя в нее $Q_{r,i}$ из формулы (4.118):

$$y_i = \frac{l}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{ch} \frac{(n+m) \operatorname{ch}(\pi Q_{r,i} / I) \pm (m-n)}{2}, \quad (4.119)$$

где перед разностью $(m-n)$ принимают знак

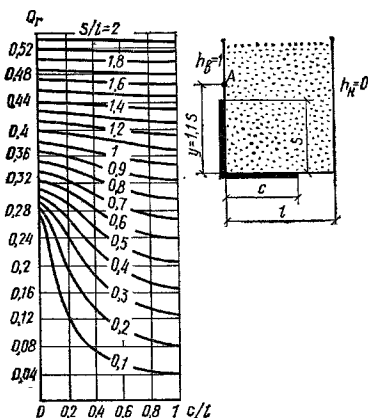


Рис. 4.35. График функции $Q_r = f(S/l, c/l)$; при $S/l > 2$ расход определяют по формуле $Q_r = 0,53 + 0,15 (S/l - 2)$

плюс для левой стороны фрагмента и знак минус для правой стороны.

Определив по формуле (4.119) вторую и следующие (по числу диафрагм) ординаты, находят далее для каждого фрагмента приведенные расходы (только по линиям диафрагм).

По расходам $Q_{r,1}$, $Q_{r,2}$ и т. д. находят коэффициенты сопротивления каждого фрагмента, т. е.:

$$\Phi_1 = 1/Q_{r,1}, \quad \Phi_2 = 1/Q_{r,2}, \quad \dots, \\ \Phi_p = 1/Q_{r,p}. \quad (4.120)$$

Для фрагмента типа V коэффициент сопротивления определяют приблизительно по тем же формулам, что и для фрагмента типа II, полагая в них

$$S_i = S - \frac{2}{3} l \operatorname{tg} \theta. \quad (4.121)$$

Глубину потока на отдельных линиях левой стороны рассматриваемого фрагмента определяют по формуле

$$h_c = \sqrt{1 - \left(\sum_1^c \Phi / \sum_1^p \Phi \right) (h_1^2 - h_2^2) + h_2^2}, \quad (4.122)$$

где $\sum_1^c \Phi$ — сумма коэффициентов сопротивления всех фрагментов, расположенных между верхним бьефом и разделяющей линией, для которой определяется глубина; $\sum_1^p \Phi$ — суммарный коэффициент со-

противления, равный по величине сумме коэффициентов сопротивления всех p фрагментов; h_1 и h_2 — глубины воды над водоупором соответственно в верхнем и нижнем бьефах сооружения.

Определив граничные глубины фильтрационного потока, иструдино затем, рассматривая отдельно каждый фрагмент, вычислить по соответствующим формулам искомые элементы потока.

4.7.7. Сопрягающий усть с одной водонепроницаемой диафрагмой

В табл. 4.9 даны расчетные зависимости для двух наиболее распространенных схем сопряжения бетонной плиты с русловой и пойменной земляными плотинами на горизонтальном водоупоре, включающих одну противофильтрационную завесу. В основу этих зависимостей положены приведенные решения для отдельных фрагментов сопрягающего устья.

4.8. Фильтрация в земляных плотинах в условиях установившегося потока

4.8.1. Общая характеристика потока

На характер фильтрационного потока в земляной плотине оказывают существенное влияние как рельеф местности, так и геологическое строение основания и берегов. В плотинах, возводимых на равнинных реках, имеющих обычно относительно малую высоту и значительную длину, фильтрационный поток на большом их протяжении близок к плоскому, т. е. движущемуся нормально к оси сооружения. В высоких же плотинах, устраиваемых на горных реках, как правило, в узких ущельях, фильтрационный поток носит явно выраженный пространственный характер.

Наряду с природными факторами района расположения сооружения на фильтрационный поток оказывают значительное влияние различные конструктивные элементы плотин, особенно противофильтрационные и дренажные устройства, создаваемые в теле и основании сооружения. В высоких земляных плотинах на фильтрационный поток влияет, кроме того, напряженное состояние тела и основания сооружения, обуславливающее неоднородную водопроницаемость грунта. Различную водопроницаемость имеют также породы в теле плотин, возводимых методом направленного взрыва.

В указанных условиях фильтрационные расчеты земляных плотин представляют собой сложную задачу и с высокой степенью точности могут быть выполнены лишь на базе экспериментальных исследований на пространственных моделях с использованием метода ЭГДА.

Аналитические методы расчета фильтрации в земляных плотинах, разработанные в основ-

ТАБЛИЦА 49. ЗАВИСИМОСТИ ДЛЯ РАСЧЕТА ФИЛЬТРАЦИИ НА УЧАСТКЕ ПРИМЫКАНИЯ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН К БЕТОННЫМ СООРУЖЕНИЯМ

Расчетные схемы сопряжения	Расчетные зависимости
<p>Водосливной плотинам с русловой земляной плотиной</p>	<p>Глубина потока в точке a</p> $H_a = \sqrt{\left(H_1^2 - H_2^2\right) \frac{Q_{r1}}{Q_{r1} + Q_{r2}} + H_2^2}, \quad (4.123)$ <p>где Q_{r1} и Q_{r2} находят по графику на рис. 4.35. Глубина потока вдоль контура $a-4-5$</p> $h = \sqrt{\left(H_a^2 - H_2^2\right) h_p + H_2^2}. \quad (4.124)$ <p>Здесь h_p — приведенный напор, равный:</p> <p>а) на контуре $a-4$</p> $h_p = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \frac{2 \operatorname{ch}(\pi y / l_2) - \lambda + \delta}{\lambda + \delta}$ <p>при $0 < y \leq S_2$; (4.125)</p> <p>б) на контуре $4-5$</p> $h_p = \frac{1}{2} - \frac{1}{\pi} \arcsin \frac{2 \sin\left(\frac{\pi x}{l_2} - \frac{\pi}{2}\right) + \lambda - \delta}{\lambda + \delta}$ <p>при $0 \leq x \leq c_2$; (4.126)</p> <p>В формулах (4.125) и (4.126):</p> $\lambda = \operatorname{ch} \frac{\pi S_2}{l_2}; \quad \delta = \operatorname{sgn} \left(\frac{\pi c_2}{l_2} - \frac{\pi}{2} \right).$ <p>Удельный расход:</p> <p>а) на границе $5-6$</p> $q = k_T \frac{H_a^2 - H_2^2}{l_2 (\lambda + \delta)} \frac{\cos\left(\frac{\pi x}{l_2} - \frac{\pi}{2}\right)}{\sqrt{\left[\frac{2 \sin\left(\frac{\pi x}{l_2} - \frac{\pi}{2}\right) + \lambda - \delta}{\lambda + \delta} \right]^2 - 1}}$ <p>при $c_2 \leq x \leq l_2$; (4.127)</p> <p>б) на границе $6-7$</p> $q = k_T \frac{H_a^2 - H_2^2}{l_2 (\lambda + \delta)} \frac{\operatorname{sh}(\pi y / l_2)}{\sqrt{\left[\frac{2 \operatorname{ch}(\pi y / l_2) + \lambda + \delta}{\lambda + \delta} \right]^2 - 1}}$ <p>при $0 \leq y \leq +\infty$; (4.128)</p>
<p>Водосливной плотинам с поймающей земляной плотиной</p>	<p>Глубину потока в точке a вычисляют по формуле (4.123), где Q_{r1} определяют по графику на рис. 4.35, а Q_{r2} — по формуле</p> $Q_{r2} = \frac{2}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{ch} \sqrt{\frac{y^2 - S_2^2}{l_2^2 - S_2^2}}. \quad (4.129)$ <p>Глубину потока на контуре $a-4-5$ определяют по формуле (4.124) с водостановкой h_p, вычисленной по зависимостям:</p> <p>а) на контуре $a-4$</p> $h_p = \frac{2}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{csc} \sqrt{\frac{S_2^2 - y^2}{S_2^2 + l_2^2}} \quad \text{при } 0 < y < S_2; \quad (4.130)$ <p>б) на контуре $4-5$</p> $h_p = \frac{2}{\pi} \operatorname{ar} \operatorname{csc} \sqrt{\frac{S_2^2 + x^2}{S_2^2 + l_2^2}} \quad \text{при } 0 \leq x < l_2; \quad (4.131)$ <p>Удельный расход на границе $6-6$:</p> $q = k_T \frac{H_a^2 - H_2^2}{\pi} \frac{S_2 x}{\sqrt{(x^2 + S_2^2)(x^2 - l_2^2)}}$ <p>при $l_2 \leq x \leq +\infty$.</p>

ном для плоской задачи и для планового потока в условиях изотропных грунтов при наличии горизонтального водоупора, можно применять только для русловых и пойменных плотин большой протяженности, в которых возможен плоский поток.

Основные расчеты сооружений на фильтрацию выполняют главным образом в условиях установившегося потока при заданных неизменных характерных уровнях воды в верхнем и нижнем бьефах, в том числе и наиболее неблагоприятных в отношении их влияния на фильтрационный расход и положение депрессионной кривой в теле плотины.

4.8.2. Аналитические методы расчета

Здесь изложены способы расчета плоской фильтрации через земляные плотины и плановой фильтрации в зонах их примыканий к бетонным сооружениям, полученные различными авторами на основе как гидромеханического, так и гидравлического метода исследования в условиях водонепроницаемого и проницаемого основания.

Расчетные зависимости даны в конечном виде без выводов и ссылок на авторов. Для большей части рассматриваемых схем плотин в целях удобства использования эти зависимости сведены в табл. 4.10. (Обозначение формул см. на с. 130.)

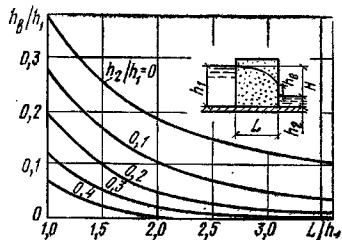


Рис. 4.36. График функции $h_2/h_1 = f(L/h_1, h_2/h_1)$

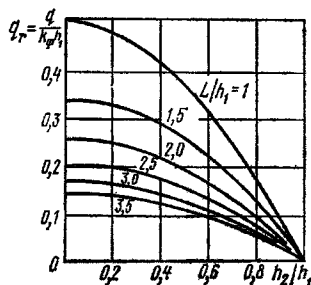


Рис. 4.37. График функции $q_r = f(L/h_1, h_2/h_1)$

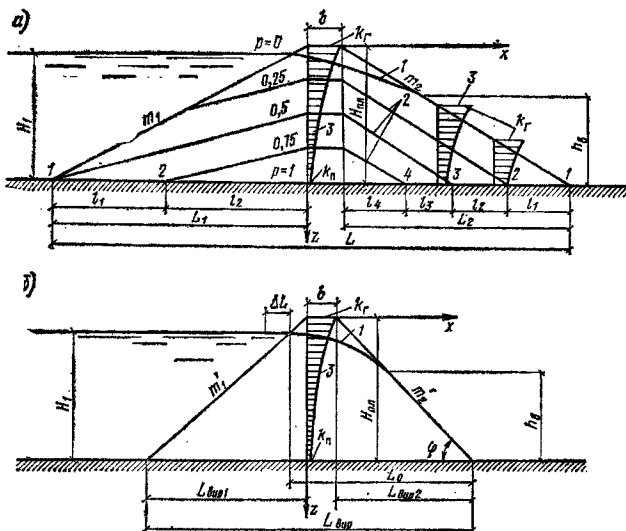
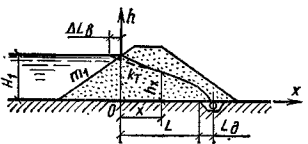
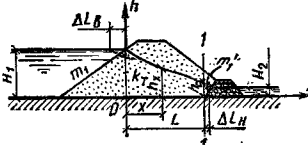
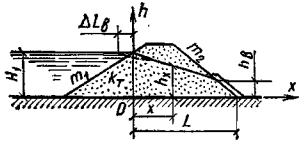
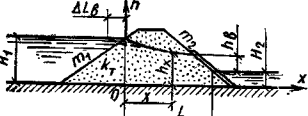
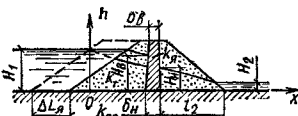
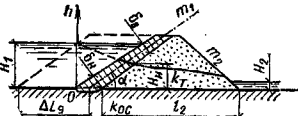
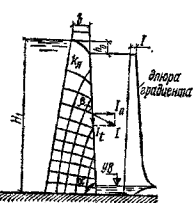
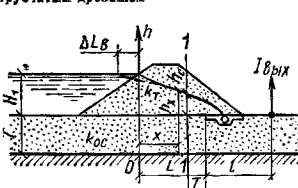


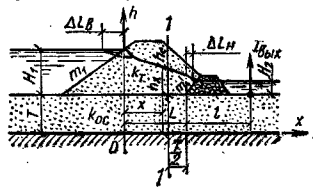
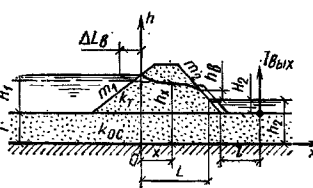
Рис. 4.38. Характер распределения значений коэффициента фильтрации в теле плотины
а — действительный профиль; б — приведенный профиль; 1 — кривая депрессии; 2 — линии равных давлений; 3 — эпюры коэффициентов фильтрации


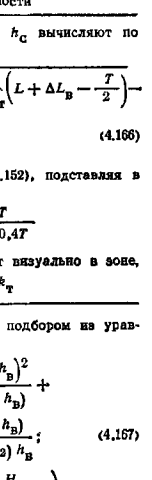
ТАБЛИЦА 4.10. ЗАВИСИМОСТИ ДЛЯ РАСЧЕТА ФИЛЬТРАЦИИ В ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТНАХ

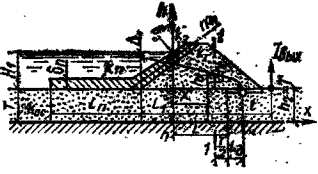
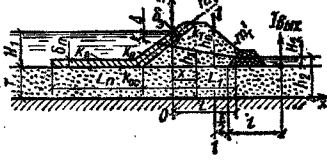
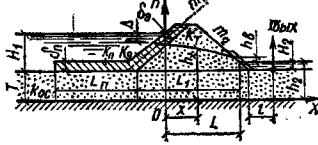
Расчетные схемы плотин	Расчетные зависимости												
<i>Плотины однородные на водонепроницаемом основании</i>													
<p>1. С трубчатым дренажем</p> 	$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2}{2L_p}, \quad (4.133)$ <p>где $L_p = L + \Delta L_B$; $\Delta L_B = \beta_B H_1$; $\beta_B = \frac{m_1}{2m_1 + 1}$ (при $m_1 > 2$ значение $\beta_B \approx 0,4$), $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x + L_{II})}, \quad (4.134)$ <p>где $L_{II} = 0,5q/k_T$. Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x > H_1 - q/k_T$.</p> </p>												
<p>2. С дренажным бакетом</p> 	$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p}, \quad (4.135)$ <p>где $L_p = L + \Delta L_B + \Delta L_{II}$; $\Delta L_B = \beta_B H_1$; $\Delta L_{II} = m_1' H_2 / 3$. $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x) + h_C^2}, \quad (4.136)$ <p>где ордината кривой депрессии h_C в сечении I-I: а) при $H_2 > 0$ $h_C = \sqrt{H_1^2 - 2(L + \Delta L_B) q/k_T - H_2^2}, \quad (4.137)$ б) при $H_2 = 0$ $h_C = f(m_1') q/k_T, \quad (4.138)$ <p>$f(m_1')$ принимают в зависимости от m_1':</p> <table border="1" data-bbox="528 847 932 924"> <tr> <td>m_1'</td> <td>0</td> <td>0,5</td> <td>1,0</td> <td>2,0</td> <td>$> 2,0$</td> </tr> <tr> <td>$f(m_1')$</td> <td>0,74</td> <td>0,86</td> <td>0,94</td> <td>0,98</td> <td>1,0</td> </tr> </table> <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x > H_1 - q/k_T$.</p> </p></p>	m_1'	0	0,5	1,0	2,0	$> 2,0$	$f(m_1')$	0,74	0,86	0,94	0,98	1,0
m_1'	0	0,5	1,0	2,0	$> 2,0$								
$f(m_1')$	0,74	0,86	0,94	0,98	1,0								
<p>3. С наклонным дренажем (вода в нижнем бьефе отсутствует)</p> 	$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2}{L_p + \sqrt{L_p^2 - m_2^2 H_1^2}}, \quad (4.139)$ <p>где $L_p = L + \Delta L_B$; $\Delta L_B = \beta_B H_1$. $h_B = f(m_2) q/k_T, \quad (4.140)$ <p>где при $m_2 > 1$ значение $f(m_2) = 0,5 + m_2$; при $m_2 < 1$ значение $f(m_2) = 0,7 + 0,3m_2$. $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x - m_2 h_B) + h_B^2}. \quad (4.141)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x > H_1 - q/k_T$.</p> </p></p>												
<p>4. С наклонным дренажем (при наличии воды в нижнем бьефе)</p> 	$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p}, \quad (4.142)$ <p>где $L_p = L + \Delta L_B$; $\Delta L_B = \beta_B H_1$. $h_B = a + \sqrt{a^2 + \frac{m_2}{2f(m_2)} H_2 \frac{q}{k_T}}, \quad (4.143)$ <p>где $a = 0,5f(m_2) \frac{q}{k_T} - 0,5 \left\{ 1 + \frac{m_2}{2[f(m_2)]^2} \right\} H_2$.</p> </p>												

Продолжение табл. 4.10

Расчетные схемы плотин	Расчетные зависимости
<p>5. С ядром</p> 	<p>$f(m_2)$ принимают как и в формуле (4.140).</p> $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_{\text{г}}} (L - x - m_2 h_2) + (H_2 + h_2)^2} \quad (4.144)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x > H_1 - q/h_{\text{г}}$</p> <p><i>Плотины неоднородные на малопроницаемом основании</i></p> <p>По способу виртуальных длин плотину приводят к однородной, причем</p> $\Delta L_{\text{я}} = \frac{k_{\text{г}}}{k_{\text{я}}^*} \delta_{\text{ср.я}} \quad (4.145)$ <p>где $k_{\text{я}}^* = k_{\text{я}} + \frac{2k_{\text{ос}} \delta_{\text{ср.я}}}{\pi (H_{\text{В}} + H_{\text{Н}})} \operatorname{ar} \operatorname{ch} \left(\frac{2l_1}{\delta_{\text{Н}}} \right)$;</p> $\delta_{\text{ср.я}} = \frac{\delta_{\text{В}} + \delta_{\text{Н}}}{2}$ <p>В первом приближении принимают $H_{\text{В}} = H_1$, $H_{\text{Н}} = H_2$, затем их уточняют расчетом</p>
<p>6. С экраном</p> 	<p>По способу виртуальных длин плотину приводят к однородной, причем</p> $\Delta L_{\text{э}} = \delta_{\text{ср.э}} \frac{k_{\text{г}}}{k_{\text{э}}^*} \sin \alpha \quad (4.146)$ <p>где $k_{\text{э}}^* = k_{\text{э}} + \frac{2k_{\text{ос}} \delta_{\text{ср.э}}}{\pi (H_{\text{В}} + H_{\text{Н}}) \sin \alpha} \times$ $\times \operatorname{ar} \operatorname{ch} \left(\frac{2l_1}{\delta_{\text{Н}}} \sin \alpha \right)$; $\delta_{\text{ср.э}} = \frac{\delta_{\text{В}} + \delta_{\text{Н}}}{2}$</p>
<p>7. Противофильтрационное ядро</p> <p><i>Плотины с высоким тонким ядром на водонепроницаемом основании</i></p> 	<p>Понижение кривой депрессии при $l/H_1 < 0,5$:</p> $h_0 = 0,65 \frac{b}{1 - \operatorname{tg}(\pi/2 - \alpha)} \quad (4.147)$ <p>Градиенты фильтрационного потока при его выходе на визовую поверхность ядра:</p> $\left. \begin{aligned} I_x &= \sin \alpha; \\ I_n &= \sin \alpha \operatorname{tg} \beta; \\ I &= \sin \alpha / \cos \beta; \end{aligned} \right\} \quad (4.148)$ <p>где β берется из гидродинамической сетки.</p> $q = k_{\text{г}} \Omega$ <p>где Ω — площадь эпоры l</p>
<p>8. С трубчатым дренажем</p> <p><i>Плотины на водопроницаемом основании конечной мощности ($k_{\text{ос}} = k_{\text{г}}$)</i></p> 	$\frac{q}{k_{\text{г}}} = \frac{H_1^2}{2L_{\text{Д}}} + \frac{H_1 \tau}{L_{\text{Д}} + 0,4\tau} \quad (4.149)$ <p>где $L_{\text{Д}} = L + \Delta L_{\text{Д}}$; $\Delta L_{\text{Д}} = 0,4 (H_{\text{В}} + \tau)$.</p> <p>Ординаты кривой депрессии:</p> <p>а) между сечением $I-I$ и дренажем</p> $h_x = \frac{h_{\text{с}}^2}{\tau} \sqrt{\left[\left(\frac{\tau}{h_{\text{с}}} \right)^2 - 1 \right] \left(2 \frac{L-x}{\tau} \right) + 1} \quad (4.150)$

Расчетные схемы впадины	Расчетные зависимости
	<p>б) между сечением I-I и осью ординат</p> $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} \left(L - \frac{T}{2} - x \right) + (T + h_0)^2} - T. \quad (4.151)$ $I_{\text{вмх}} = \frac{1}{T \sqrt{e^{2u/T} - 1}} \frac{q_H}{k_{00}}. \quad (4.152)$ <p>где $0,01 < \frac{1}{T} < +\infty$; $\frac{q_H}{k_{00}} = \frac{h_0 T}{T/2 + 0,4T}$.</p> <p>В формулах (4.150)–(4.152) h_0 вычисляются по зависимости</p> $h_0 = \sqrt{(H_1 - T)^2 - 2 \frac{q}{k_T} \left(L_D - \frac{T}{2} \right)} - T. \quad (4.153)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x > (H_1 + T) - q/k_T$.</p>
<p>9. С дренажным банкетом</p> 	$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_D + \Delta L_B} + \frac{(H_1 - H_2)T}{L_D + 0,4T}, \quad (4.154)$ <p>где $L_D = L + \Delta L_B$; $\Delta L_B = 0,4 (H_1 + T)$;</p> $\Delta L_B = \frac{m_1' H_2}{3}.$ <p>Ординаты кривой депрессии:</p> <p>а) между сечением I-I и дренажем</p> $h_x = \sqrt{h_0^2 - (h_0^2 - H_2^2) \frac{x - L + T/2}{T/2 + \Delta L_B}}. \quad (4.155)$ <p>где h_0 вычисляются по формуле (4.153);</p> <p>б) между сечением I-I и осью ординат — см. формулу (4.151).</p> <p>$I_{\text{вмх}}$ определяют по формуле (4.152), подставляя в нее</p> $\frac{q_H}{k_{00}} = \frac{h_0 - H_2}{T/2 + 0,4T} T,$ <p>где h_0 также вычисляются по формуле (4.153).</p> <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x > (H_1 + T) - q/k_T$.</p>
<p>10. С наклонным дренажем</p> 	<p>Значения q и L_D определяют подбором из уравнений:</p> $\frac{q}{k_T} = \frac{(H_1 + T)^2 - (H_2 + T + h_B)^2}{2(L_D - m_2 h_B)}; \quad (4.156)$ $\frac{q}{k_T} = \frac{h_B}{0,5 + m_2} \left(1 + \frac{H_2}{\alpha_m H_2 + h_B} \right) + \frac{h_B T}{(0,5 + m_2) h_B + m_2 H_2 + 0,4T}, \quad (4.157)$ <p>где $L_D = L + \Delta L_B$; $\alpha_m = \frac{m_2}{2(0,5 + m_2)}$;</p> $\Delta L_B = 0,4 (H_1 + T).$ $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - m_2 h_B - x) + (h_B + H_2 + T)^2}. \quad (4.158)$ <p>$I_{\text{вмх}}$ определяют по формуле (4.152), подставляя в нее</p> $\frac{q_H}{k_{00}} = \frac{h_B T}{(0,5 + m_2) h_B + m_2 H_2 + 0,4T}.$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x > (H_1 + T) - q/k_T$.</p>

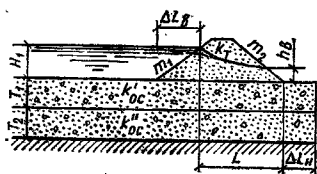
Расчетные схемы плотин	Расчетные зависимости
<p>13. С насадным дренажем</p>	<p>В формулах (4.164) и (4.165) h_C вычисляют по зависимости</p> $h_C = \sqrt{\left(H_1 + \frac{k_{OC}}{k_T} T\right)^2 - 2 \frac{q}{k_T} \left(L + \Delta L_B - \frac{T}{2}\right) - \frac{k_{OC}}{k_T} T} \quad (4.166)$ <p>$I_{\text{вых}}$ вычисляют по формуле (4.152), подставляя в нее</p> $\frac{q_H}{k_{OC}} = \frac{(H_1 - H_2) T}{L_D + \Delta L_B + 0,4T}$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x > H_1 - q/k_T$</p>
<p>14. С дренажной канавой за плотиной (уровень грунтовых вод ниже подошвы плотины)</p> 	<p>Значения q и h_B определяют подбором на уравнений:</p> $q = k_T \frac{H_1^2 - (H_2 + h_B)^2}{2(L_D - m_2 h_B)} + k_{OC} T \frac{H_1 - (H_2 + h_B)}{L_D - (0,5 + m_2) h_B} \quad (4.167)$ $q = k_T \frac{h_B}{0,5 + m_2} \left(1 + \frac{H_2}{\alpha_m H_2 + h_B}\right) + k_{OC} T \frac{h_B}{(0,5 + m_2) h_B + m_2 H_2 + 0,4T} \quad (4.168)$ <p>где $L_D = L + \Delta L_B$; $\alpha_m = \frac{m_2}{2(0,5 + m_2)^2}$;</p> <p>$\Delta L_B$ определяют так же, как для схемы 12.</p> $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - m_2 h_B - x) + \left(\frac{k_{OC}}{k_T} T + H_2 + h_B\right)^2 - \frac{k_{OC}}{k_T} T} \quad (4.169)$ <p>$I_{\text{вых}}$ вычисляют по формуле (4.152), подставляя в нее</p> $\frac{q_H}{k_{OC}} = \frac{h_B T}{(0,5 + m_2) h_B + H_2 m_2 + 0,4T} \quad (4.170)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $\left(h_x + \frac{k_{OC}}{k_T} T\right) > \left(H_1 + \frac{k_{OC}}{k_T} T\right) - \frac{q}{k_T}$</p>
<p>14. С дренажной канавой за плотиной (уровень грунтовых вод ниже подошвы плотины)</p> 	$q = k_T \frac{H_1^2}{2(\Delta L_B + l_C)} + k_{OC} T \frac{H_2}{\Delta L_B + l_C} \quad (4.171)$ $h_x = \frac{k_{OC} [2H_1 T L - (T^2 - H_2^2) \Delta L_B] + H_1^2 l_C}{k_T (2H_1 T + T^2 - H_2^2) + H_1^2} \quad (4.172)$ <p>Ординаты кривой депрессии:</p> <p>а) с правой стороны от точки C</p> $h_x = \sqrt{T^2 - (T^2 - H_2^2) \frac{x - l_C}{L - l_C}} - T \quad (4.172)$

Расчетные схемы плотин	Расчетные зависимости
	<p>б) с левой стороны от точки С</p> $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_y} (L - x) + \left(\frac{k_{oc}}{k_y} T \right)^2} - \frac{k_{oc}}{k_y} T, \quad (4.178)$ <p>Кривую депрессии исправляем визуально в осях, где $\left(h_x + \frac{k_{oc}}{k_y} T \right) > \left(H_1 + \frac{k_{oc}}{k_y} T \right) - \frac{q}{k_y}$</p>
Плотины с экраном в поперек на водопроницаемом основании конечной мощности ($k_{oc} = k_y$)	
<p>15. С трубчатым дренажем</p> 	$q = \frac{k_{oc} \Delta}{\Phi} + \frac{k_0 (1 + m_1^2) \Delta (2H_1 - \Delta)}{2\delta_0}, \quad (4.174)$ <p>где $\Phi = \frac{h(\alpha \delta_m)}{\alpha(T - \delta_m)}$; $\alpha = \sqrt{\frac{k_H}{k_y \delta_m (T - \delta_m)}}$</p> $\Delta = \frac{B - \sqrt{B^2 - AC}}{A}, \quad (4.175)$ <p>В формуле (4.175):</p> $A = \frac{1}{L_1 + \Delta L_H} + \frac{k_0 (1 + m_1^2)}{k_{oc} \delta_0};$
<p>16. С дренажным банкетом</p> 	$B = \frac{H_1 + T}{L_1 + \Delta L_H} + \frac{1}{\Phi} + \frac{k_0 H_1 (1 + m_1^2)}{k_{oc} \delta_0};$ $C = \frac{(H_1 + T)^2 - h_2^2}{L_1 + \Delta L_H};$ $\Delta L_H = 0,4h_2 \text{ (для схем 15, 17);}$
<p>17. С наклонным дренажем</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 способом последовательных приближений, полагая в первом приближении $\Delta L_H = 0,4h_2$.</p> <p>Депрессионные кривые строят по формулам схем 11, 12 и 13 исходя из расхода.</p> <p>Выходные градиенты определяют по формуле (4.152), используя для схем 15 и 16 значения h_0, вычисленные по зависимости</p> $h_0 = \sqrt{H_2^2 + 0,37^2 + Tq/k_y} = 0,65T, \quad (4.176)$ <p>а для схемы 17 значения e_H/k_{oc}, вычисленные по формуле (4.170)</p>

Расчетные схемы плотин

Расчетные зависимости

Плотины на двухслойном основании

18. Случай $k'_{oc} = k''_{oc}$ 

$$q = \frac{H_1}{L_p} \left(k'_{oc} T_1 + k''_{oc} T_2 + \frac{k''_{oc} h_B}{2} \right), \quad (4.177)$$

$$\text{где } L_p = L + \Delta L_B + \Delta L_H;$$

при $k''_{oc}/k'_{oc} > 10$:

$$\Delta L_B + \Delta L_H = \sqrt{k''_{oc} m_2 m_1 / k'_{oc}}; \quad (4.178)$$

при $1 < k''_{oc}/k'_{oc} \leq 10$:

$$\left. \begin{aligned} \Delta L_B &= 0,5 \left(H_1 + T_2 + T_1 \sqrt{k''_{oc}/k'_{oc}} \right); \\ \Delta L_H &= 0,5 \left(T_2 + T_1 \sqrt{k''_{oc}/k'_{oc}} \right); \end{aligned} \right\} \quad (4.179)$$

при $k''_{oc}/k'_{oc} < 1$:

$$\left. \begin{aligned} \Delta L_B &= 0,5 \left(H_1 + T_1 + T_2 k''_{oc}/k'_{oc} \right); \\ \Delta L_H &= 0,5 \left(T_1 + T_2 k''_{oc}/k'_{oc} \right). \end{aligned} \right\} \quad (4.180)$$

Высоту высачивания h_B при $k''_{oc}/k'_{oc} > 5$ определяют по формуле

$$h_B \approx \frac{q \Delta L_H}{k'_{oc} T_1 + k''_{oc} T_2}. \quad (4.181)$$

Для формул, приведенных в таблице, приняты следующие обозначения:

q, q_n — удельный фильтрационный расход воды соответственно общий (в плотине и основании) и в основании;

h_x — текущая координата кривой депрессии;

h_B — высота высачивания фильтрационного потока;

k_r, k_s, k_0, k_{oc} — коэффициент фильтрации соответственно тела плотины, ядра, экрана, основания.

4.8.3. Перемычка из однородного грунта с вертикальными откосами (расчет по П. Я. Полубариновой-Кочинной)

Высоту высачивания фильтрационного потока на низовой откос перемычки h_B определяют по графику на рис. 4.36.

Приведенный фильтрационный расход на перемычке $q_r = q/(k_\Phi h_1)$ определяют по графику на рис. 4.37. Здесь k_Φ — коэффициент фильтрации грунта перемычки; h_1 — глубина воды в верхнем бьефе.

Для перемычки с бесконечной шириной основания ($L = \infty$) при отсутствии воды в нижнем бьефе ($h_2 = 0$) фильтрационный расход

$$q/k_\Phi = 1,346 h_B. \quad (4.182)$$

Для перемычки с конечной шириной основания при $L/h_1 > 1$ приближенно можно принять

$$q/k_\Phi \approx 1,35 h_B. \quad (4.183)$$

При $L/h_1 < 1$ по мере приближения L/h_1 к нулю это равенство становится все менее точным.

При $L = \infty$ и $h_2 \neq 0$ отношение $q/(k_\Phi h_B)$ изменится в пределах от 1,346 до 1 при изменении h_2 от 0 до ∞ .

В узких перемычках при $L/h_1 < 1$ для случая $h_2 = 0$

$$\frac{q}{k_\Phi} \approx \frac{\pi}{2} h_B. \quad (4.184)$$

4.8.4. Высокие земляные плотины (расчет по В. П. Недриге и Г. И. Покровскому)

В высоких плотинах из грунтовых материалов, особенно из связного грунта, значительное влияние на физико-механические и фильтрационные параметры оказывают собственный вес плотин и гидростатическое давление воды. Это обуславливает необходимость учета напряженно-деформированного состояния таких плотин при их фильтрационных расчетах.

При определении напряжений грунт, сложенный телом плотины, считают однородным изотропным и рассматривают как линейно-деформируемую среду, в которой деформация пропорциональна вызывающим их напряжениям.

В простейших случаях расчета давление внутри тела плотины можно приближенно принимать распределенным по гидростатическому закону, тогда линии равных давлений получают вид семейства ломаных прямых (рис. 4.38, а).

Влияние уплотняющей нагрузки на коэффициент фильтрации связанных грунтов устанавливают по данным испытаний их в лабораторных условиях на фильтрационно-компрессионных приборах, которые с достаточным приближением позволяют воспроизводить условия формирования структуры грунта в процессе его уплотнения.

Как видно из рис. 4.38, а, в условиях напряженно-деформированного состояния тело плотины в фильтрационном отношении представляет собой область с коэффициентом фильтрации, изменяющимся по осям z и x .

Расчет фильтрации в такой области — довольно сложная задача. В целях ее упрощения действительную область с коэффициентом фильтрации, изменяющимся по осям z и x , приводят к фиктивной виртуальной области с коэффициентом фильтрации, изменяющимся только по оси z (рис. 4.38, б). Такое приведение производят по отдельным участкам, пользуясь следующей зависимостью:

$$L_{\text{вир}} = \sum_{m=1}^c \frac{k_{\text{п}} l_m}{k_{m-1} - k_m} \ln \frac{k_{m-1}}{k_m}, \quad (4.185)$$

где $k_{\text{п}}$ — коэффициент фильтрации грунта тела плотины у ее подошвы под гребнем, к которому приводит область с переменным коэффициентом фильтрации грунта в горизонтальном направлении; l_m — длина участка (l_1, l_2 и т. д.); k_{m-1} — коэффициент фильтрации в начале рассматриваемого участка; k_m — коэффициент фильтрации в конце того же участка.

Например, для верхового клина плотины, изображенной на рис. 4.38, б, выражение (4.185) для слоя грунта у подошвы плотины получает вид:

$$L_{\text{вир1}} = \frac{k_{\text{п}} l_1}{k_1 - k_2} \ln \frac{k_1}{k_2} + \frac{k_{\text{п}} l_2}{k_2 - k_{\text{п}}} \ln \frac{k_2}{k_{\text{п}}}, \quad (4.186)$$

а для низового клина

$$L_{\text{вир2}} = \frac{k_{\text{п}} l_1}{k_1 - k_2} \ln \frac{k_1}{k_2} + \frac{k_{\text{п}} l_2}{k_2 - k_3} \ln \frac{k_2}{k_3} + \frac{k_{\text{п}} l_3}{k_3 - k_4} \ln \frac{k_3}{k_4} + \frac{k_{\text{п}} l_4}{k_4 - k_{\text{п}}} \ln \frac{k_4}{k_{\text{п}}}. \quad (4.187)$$

Таким путем действительную плотину шириной L приводят к плотине шириной $L_{\text{вир}}$.

В дальнейшем определяют параметры фильтрационного потока для приведенного тела плотины с коэффициентом фильтрации, изменяющимся только по оси z .

Эпюра коэффициентов фильтрации грунта тела виртуальной плотины представляет собой параболу, общее уравнение которой под гребнем при оси z , направленной вертикально вниз, имеет следующий вид:

$$k_z = A(z - H_{\text{пл}})^2 + k_{\text{п}}, \quad (4.188)$$

где $H_{\text{пл}}$ — строительная высота плотины;

$$A = \frac{k_{\text{г}} - k_{\text{п}}}{H_{\text{пл}}^2} \quad (4.189)$$

(здесь $k_{\text{г}}$ — коэффициент фильтрации слоя грунта у гребня плотины).

При фильтрационных расчетах плотин трапециевидального профиля верховой клин с наклонным откосом заменяют прямоугольной призмой шириной

$$\Delta L = \beta H_1, \quad (4.190)$$

где β — коэффициент, зависящий от степени неоднородности тела плотины σ (рис. 4.39):

$$\sigma = k_{\text{п}}/k_{\text{г}}. \quad (4.191)$$

Расчетная ширина плотины (см. рис. 4.38, б):

$$L_{\text{р}} = L_0 + \Delta L, \quad (4.192)$$

$$\text{где } L_0 = m_1'(H_{\text{пл}} - H_1) + b + H_{\text{пл}} m_2'. \quad (4.193)$$

Фильтрационный расход на единицу длины плотины:

$$q = \frac{1}{m_2'} \left[A \left(\frac{L_{\text{р}} H_1}{m_2'} - \frac{2L_{\text{р}} - m_2' H_1}{2m_2'} - \frac{H_1^2}{6} - \frac{l_{\text{р}}^2}{m_2'^2} \frac{L_{\text{р}} - m_2' H_1}{m_2'} \ln \frac{L_{\text{р}}}{L_{\text{р}} - m_2' H_1} \right) + k_{\text{п}} \left(H_1 - \frac{L_{\text{р}} - m_2' H_1}{m_2'} \ln \frac{L_{\text{р}}}{L_{\text{р}} - m_2' H_1} \right) \right]. \quad (4.194)$$

Высота высачивания фильтрационного потока на низовой откос плотины $h_{\text{н}}$ может быть найдена из решения следующего уравнения:

$$h_{\text{н}}(Bh_{\text{н}}^2 + C) - q = 0, \quad (4.195)$$

где

$$B = \frac{A}{3} \sin \varphi; \quad C = k_{\text{п}} \sin \varphi; \quad (4.196)$$

φ — угол наклона низовой грани к горизонту.

Уравнение (4.195) целесообразно решать графоаналитическим методом, задаваясь че-

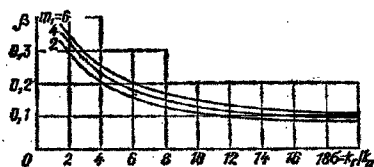


Рис. 4.39. Зависимость коэффициента β от степени водопроницаемости тела плотины σ и заложения верхнего откоса плотины m ; в случае, когда значение k_{ϕ} изменяется по высоте плотины по параболе

тырмья-пятью значениями высоты высачивания.

Построение депрессионной кривой выполнено по уравнению:

$$x_{\text{вып}} = L_p - \left[m_2 h_p + \frac{A}{12q} (k_x^4 - k_n^4) + \frac{k_n}{2q} (k_x^2 - h_n^2) \right] \text{ при } H_1 > h_x > h_n. \quad (4.197)$$

Найденные по уравнению (4.197) ординаты депрессионной кривой для виртуальной плотины переносят на действительную плотину, используя соответствующие точки этих плотин по зависимости

$$x = x_{\text{вып}} L_2 / L_{\text{вирт}}. \quad (4.198)$$

4.8.5. Взрывонабросные плотины без противонабросных устройств (расчет по В. П. Недриге и Г. И. Покровскому)

Метод расчета взрывонабросных плотин разработан на основе исследований, проведенных во ВНИИ ВОДГЕО с привлечением результатов, полученных в САО Гидропроектна им. С. Я. Жука и Киргизском научно-исследовательском институте водного хозяйства.

Согласно исследованиям, движение воды в плотинах, сооружаемых из скальных грунтов, подчиняется нелинейному закону в виде:

$$v_x = -k_x (dh/dx)^{1/n}, \quad (4.199)$$

где v_x — скорость фильтрации; k_x — коэффициент фильтрации, изменяющийся по высоте сооружения; $n > 1$; значение n определяют методом, изложенным в п. 7.8.3.

Полевые исследования взрывонабросных плотин показали, что физико-механические свойства грунтов, слагающих тело плотины (плотность, пористость, коэффициент фильтрации), не остаются постоянными по глубине сооружения. Действительный характер изменения проницаемости грунта по глубине носит довольно сложный характер. Приближенно коэффициент фильтрации грунта тела плотины

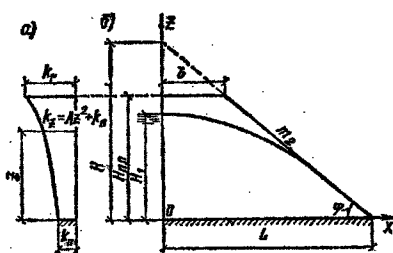


Рис. 4.40. Эпюра изменения коэффициента фильтрации по высоте сооружения (а) и расчетная схема плотины (б)

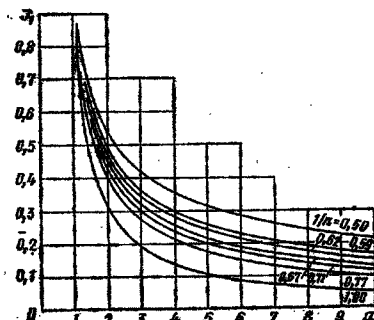


Рис. 4.41. График функции $J_1 = \int_0^x \left(\frac{1-x}{a-x} \right)^{1/n} dx$

в любой заданной точке на оси z (рис. 4.40) может быть описан параболической зависимостью:

$$k_x = Ax^2 + k_n, \quad (4.200)$$

где A определяют по формуле (4.189).

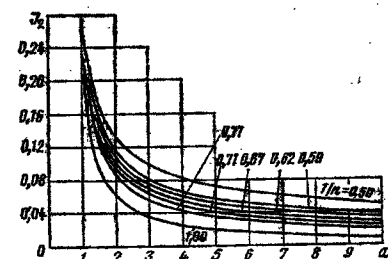


Рис. 4.42. График функции $J_2 = \int_0^x \left(\frac{1-x}{a-x} \right)^{1/n} x^2 dx$

Фильтрационный расход на единицу длины плотины:

$$q = (1/m_2)^{1/n} (k_{\text{н}} H_1 J_1 + AH_2^3 J_2), \quad (4.201)$$

где J_1 и J_2 — функции, зависящие от параметров $1/n$ и $a=H/H_1$ (рис. 4.41 и 4.42).

Значения коэффициентов фильтрации грунта у гребня и подошвы плотин определяют в лаборатории на фильтрационных приборах или в полевых условиях для пористости, соответствующей предельно рыхлому и предельно плотному слоению грунта. Для плотин высотой до 100 м предельно рыхлое слоение можно принимать при $\rho=1,75 \dots 1,8$ г/см³, а предельно плотное — при $\rho=2,2, 2,1$ г/см³.

Высоты высачивания находят из уравнения (4.195), где

$$B = \frac{A}{3} (\sin \varphi)^{1/n}; \quad C = k_{\text{н}} (\sin \varphi)^{1/n}. \quad (4.202)$$

Все приведенные решения относятся к случаю плотин с вертикальным верхним откосом. Для плотин трапецидального профиля верховой клин заменяют прямоугольной призмой шириной ΔL , определяемой по формуле (4.190), где значение коэффициента β при $1/n \approx 0,7 \dots 0,8$ определяют по графику на рис. 4.39, а при $1/n \approx 0,5$ и $m_1 \geq 2$ принимают равным 0,4.

4.9. Фильтрация в земляных плотинах в условиях неустановившегося потока

В отношении обеспечения надежной работы земляных плотин наибольший интерес представляет неустановившаяся фильтрация, возникающая в зоне верхового клина плотин и в береговых откосах при быстром снижении уровня воды в водохранилище, обусловленном характером эксплуатации, предвадковой сработкой водохранилища, а также аварийными ситуациями. Значительное отставание депрессионной поверхности фильтрационного потока в плотине от уровня воды в верхнем бьефе может существенно сказываться на устойчивости как верхового клина плотин, так и покрытия на ее верховом откосе.

Далее приведены расчетные зависимости для определения скорости понижения депрессионной поверхности в теле однородной плотины и под покрытием откоса плотин с глинистым экраном, вызванного снижением уровня воды в водохранилище.

4.9.1. Однородная плотина (рис. 4.43) (расчет по В. М. Шестакову)

При снижении уровня воды в верхнем бьефе положение депрессионной поверхности устанавливают в два этапа:

1) в начальный момент $t=0$ (рис. 4.43, а)

$$h_0 = \sqrt{h_{1(0)}^2 - (h_{1(0)}^2 - h_{2(0)}^2) x/L}, \quad (4.203)$$

где x отсчитывают от сечения $I-I$, причем

$$m_1^* = \frac{m_1^2}{m_1 + 0,5} \quad (4.204)$$

2) во прошествия времени t (рис. 4.43, б)

$$h_t = \left\{ h_0^2 - \alpha t \left[h_{1(0)} + h_1 + \frac{m_1 (h_{1(0)}^2 - h_{2(0)}^2)}{L} \right] \left[F(\lambda, n) - \frac{x + m_1 \alpha t}{L + m_1 \alpha t} F(\lambda_L, n) \right] \right\}^{1/2}, \quad (4.205)$$

где α — средняя скорость снижения уровня воды в верхнем бьефе; $h_1 = h_{1(0)} - \alpha t$; $F(\lambda, n)$ и $F(\lambda_L, n)$ — функции (рис. 4.43, в) (далее:

$$\lambda = n \frac{x}{2\sqrt{\alpha t}}; \quad (4.206)$$

$$\lambda_L = \lambda + \frac{L}{2\sqrt{\alpha t}}; \quad (4.207)$$

$$n = \frac{m_1 \alpha t}{2\sqrt{\alpha t}}; \quad (4.208)$$

$$a = k_{\text{т}} (h_{1(0)} + h_1) / (2\mu);$$

μ — коэффициент водостачки; $x > 0$, если сечение $I-I$ лежит правее сечения $I-I$.

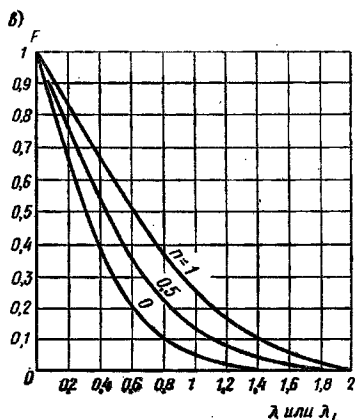
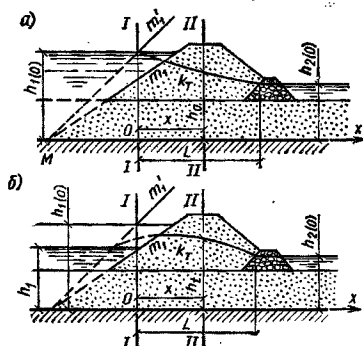
Расчет для плотин с наклонным или внутренним дренажем выполняют аналогично.

4.9.2. Дренажный нестачный слой под защитным покрытием верхового откоса плотин (расчет по В. П. Недриге)

Расчетные зависимости для определения скорости понижения депрессионной поверхности в песчаном слое под непроницаемым покрытием откоса плотин с глинистым экраном даны применительно к двум характерным схемам очертания песчаного слоя, показанным на рис. 4.43, з, д. Первая из этих схем соответствует отсыпке на откосе однородного по проницаемости песчаного слоя постоянной толщины, вторая — отсыпке однородного песчаного слоя с переменной по высоте откоса толщиной.

Расчет производят как при мгновенном снижении уровня воды в водохранилище, которое возможно по различным причинам, включая и аварийное состояние сооружения, так и при постепенном, плавном его снижении, соответствующем случаю нормальной предвадковой сработке водохранилища.

1. Время понижения депрессионной поверхности в песчаном слое постоянной толщиной вычисляют по следующим формулам:



а) при мгновенном снижении уровня воды в водохранилище

$$t = \frac{\mu}{k_0 \sin \alpha} \left[(H_1 - z) \sqrt{1 + m_1^2} + \left(H_2 \sqrt{1 + m_1^2} + \frac{a}{2} \right) \ln \frac{H_1 - H_2}{z - H_2} \right], \quad (4.209)$$

где μ — коэффициент водоотдачи грунта, значения которого в каждом случае находят опытным путем (для ориентировочных расчетов при песке мелком и средней крупности его можно принимать равным 0,15–0,20, при крупном песке и песчано-гравелистых грунтах — 0,25–0,35); k_0 — коэффициент фильтрации песчаного слоя; α — угол наклона покрытия к горизонту; H_1 и H_2 — глубина воды соответственно под покрытием в начальный момент времени ($t=0$) и в водохранилище после мгновенного снижения уровня; z — текущая ордината депрессионной поверхности за покрытием ($H_1 > z > H_2$); m_1 — заложение верхнего откоса плотины; a — толщина песчаного слоя.

Угол

$$\alpha = \arctg(1/m_1); \quad (4.210)$$

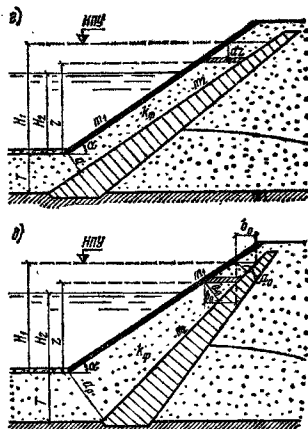


Рис. 4.48. Схемы к расчету фильтрации при понижении уровня воды в верхнем бьефе

б) при плавном снижении уровня воды в водохранилище

$$t = \frac{\mu (H_1 - z)}{2k_0 \Delta H \sin \alpha} \left[(H_1 + z) \sqrt{1 + m_1^2} + a \right], \quad (4.211)$$

где ΔH — заданный допустимый перепад уровней воды под покрытием и в водохранилище; остальные обозначения даны ранее.

2. Время понижения депрессионной поверхности в песчаном слое переменной толщины рассчитывают следующим образом:

а) при мгновенном снижении уровня воды в водохранилище — приближенно по отдельным интервалам n в предположении, что в пределах каждого из них условия оттока воды из песчаного слоя остаются неизменными:

$$\Delta t_n = \frac{\mu b_n L_{pn}}{k_0 a_n} \ln \frac{H_{1,n} - H_2}{z_n - H_2}, \quad (4.212)$$

Параметры песчаного слоя в пределах рассматриваемого интервала понижения L_{pn} , a_n и b_n определяют по следующим формулам:

$$L_{pn} = \frac{a_n z_n \sqrt{1 + m_1^2}}{a_p - a_n} \ln \frac{a_p}{a_n} + \frac{a_n}{2}; \quad (4.213)$$

$$a_n = a_0 + b_2 (H_1 - z); \quad (4.214)$$

$$b_n = b_0 + \lambda_1 (H_1 - z), \quad (4.215)$$

где $a_p = a_0 + \lambda_2 H_1$; $\lambda_1 = m_1 - m_2$; $\lambda_2 = (m_1 - m_2) \sqrt{1 + m_1^2} / (1 + m_1 + m_2)$; b_2 и a_0 — соответственно ширина и толщина фильтрующего слоя песка под покрытием в начальный момент времени ($t=0$);

б) при плавном снижении уровня воды в водохранилище — по формуле

$$t = \frac{\mu}{k_{\Phi} \Delta H} [D(H_1 - z) + N(H_1 - z)^2 - M(H_1 - z)^3], \quad (4.216)$$

где $D = b_0(AC_1 + 0,5)$;

$$\left. \begin{aligned} N &= \frac{1}{4} [2A(C_1 \lambda_1 - Bb_0) + \lambda_1]; \\ M &= \frac{1}{3} AB\lambda_1; \\ A &= \frac{1 + m_1 m_2}{m_1 - m_2}; \\ B &= \frac{C_1 - C_2}{H_1 - H_2}; \\ C_1 &= \ln \frac{a_0 + \lambda_2 H_1}{a_0}; \\ C_2 &= \ln \frac{a_0 + \lambda_2 (H_1 - H_2)}{a_0}. \end{aligned} \right\} \quad (4.217)$$

Если расчет производить по отдельным интервалам, полагая условно в пределах каждого из них неизменными такие параметры, как a_n и b_n , вычисляемые по формулам (4.214) и (4.215), то расчетная зависимость получает более простой вид:

$$\Delta t_n = \frac{\mu b_n L_{\text{пл}}}{k_{\Phi} a_n \Delta H} \Delta z_n, \quad (4.218)$$

или

$$\Delta t_n = \frac{\mu b_n}{k_{\Phi} \Delta H q_{r,n}} \Delta z_n. \quad (4.219)$$

Последняя зависимость может быть использована для расчета при известных значениях приведенного расхода $q_{r,n}$ для каждого из рассматриваемых интервалов, определяемых, например, методом ЭГДА при $\Delta H=1$ и $k_{\Phi}=1$.

4.10. Фильтрация в однородных намывных плотинах в процессе их возведения (расчет по В. П. Недриге)

4.10.1. Схемы фильтрации

Фильтрационный поток в намывной плотине в процессе ее возведения в общем случае является неустановившимся и его характер определяется в основном фильтрацией из прудка-отстойника, являющейся с поверхности намыва и условиями дренирования тела плотины.

При намыве плотины двусторонним способом в ней могут наблюдаться несколько ха-

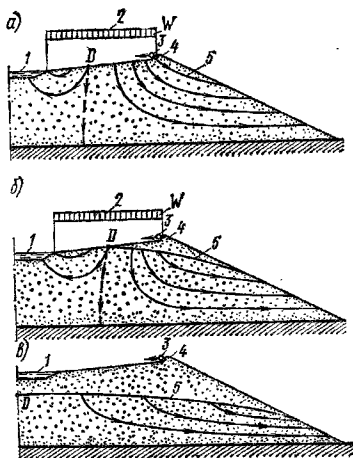


Рис. 4.44. Основные схемы фильтрации в однородной плотине на водонепроницаемом основании при ее намыве

a — поток с предельным насыщением тела плотины водой; $б$ — поток с частичным отрывом депрессионной поверхности от поверхности намыва; $в$ — поток с полным отрывом депрессионной поверхности от поверхности намыва; $г$ — прудок-отстойник; $д$ — зона инфильтрации; $е$ — пульпопровод; $ж$ — дамба обвалования; $з$ — депрессионная поверхность; $и$ — точка раздела потока

рактерных схем фильтрационных потоков (рис. 4.44).

Схема потока с предельным насыщением тела плотины водой (рис. 4.44, а) обычно наблюдается при интенсивном намыве ее нижней и средней частей. В этой схеме наряду с основным потоком, направленным в сторону внешнего откоса (дренажа) плотины, возникает также поток, движущийся к прудку-отстойнику.

Схема потока с заглубленной депрессионной поверхностью на части длины намываемого пляжа (рис. 4.44, б) наиболее вероятна при намыве верхней части плотины, а также средней ее части при малой интенсивности намыва. Эта схема наблюдается, кроме того, при кратковременных перерывах в намыве плотины.

Схема потока с полным отрывом депрессионной поверхности от поверхности намыва (рис. 4.44, в) наблюдается при длительном перерыве в намыве.

Расчет фильтрации производят для профиля земляной плотины в предположении, что величина инфильтрации с поверхности намыва постоянна и равна средней инфильтрации за расчетный период.

Величина инфильтрации W , т. е. количество воды, просачивающейся в грунт через единицу площади в единицу времени, определяется:

- объемом воды, профильтровавшейся с поверхности пляжа в процессе намыва;
- водоотдачей свеженамывного грунта слоем ΔH .

В общем случае при отрыве депрессионной поверхности от поверхности намыва

$$W = k_T t/24 + \mu_T \Delta H, \quad (4.220)$$

где k_T — коэффициент фильтрации грунта тела плотины, м/сут; t — время, ч, намыва плотины в течение суток; μ_T — коэффициент водоотдачи намываемого грунта; ΔH — высота намываемого слоя грунта за сутки, т. е. интенсивность намыва.

Значение коэффициента μ_T определяют опытным путем. Ориентировочные его значения для песчаных и песчано-гравелистых грунтов можно принимать по табл. 4.11.

ТАБЛИЦА 4.11. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ВОДООТДАЧИ μ_T

Эффективный диаметр, мм	μ_T
0,10	0,15
0,15	0,20
0,20	0,23
0,30	0,26
0,50	0,28

Формула (4.220) применима при соблюдении условия

$$h_C > y_T, \quad (4.221)$$

где h_C — глубина осушенной зоны грунта под пульповодом к началу намыва; y_T — глубина просачивания воды в грунт за время намыва t , определяемая подбором из формулы Шувкера:

$$t = \frac{m - W_0}{k_T} \left[y_T - h_K \ln \left(1 + \frac{y_T}{h_K} \right) \right]. \quad (4.222)$$

Здесь m — активная пористость грунта; W_0 — начальная влажность грунта, равная ориентировочно для песка 0,06–0,10; для суглики 0,10–0,15; для глина 0,15–0,20; y_T — глубина промачивания за время t ; h_K — капиллярное давление на фронте смачивания, равное ориентировочно половине высоты капиллярного поднятия.

При невыполнении критерия (4.221) фильтрационный поток следует рассматривать в предположении полного насыщения грунта водой на всем протяжении зоны намыва.

Фильтрационный поток, возникающий в плотине при полном насыщении зоны намыва водой, будем называть потоком первого тина, а поток, возникающий вследствие инфильтрации при неполном насыщении зоны намыва водой, — потоком второго тина.

4.10.2. Плотины на водонепроницаемом основании*

А. Плотина без дренажа при отсутствии воды в нижнем бьефе (рис. 4.45, а). Фильтрационный расход определяют путем построения вспомогательного графика двух пересекающихся кривых $q=f(h_p)$ (рис. 4.45, б). Одну из них строят с помощью расчетного графика на рис. 4.46, задаваясь различными значениями

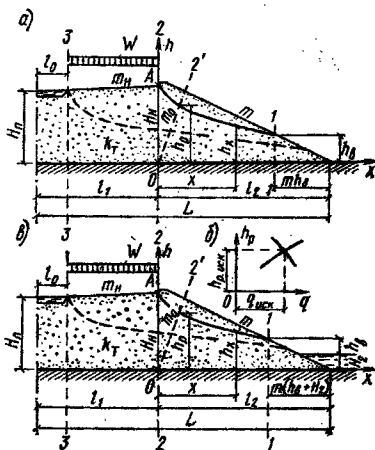


Рис. 4.45. Схемы к расчету фильтрации в однородной плотине без дренажа на водонепроницаемом основании

а — при отсутствии воды в нижнем бьефе; б — при наличии воды в нижнем бьефе

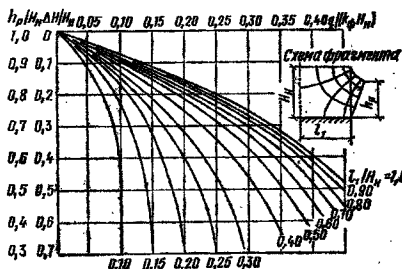


Рис. 4.46. Расчетный график для определения фильтрационного расхода q в области внутреннего фрагмента намывной плотины при предельном насыщении ее тела водой

* Все плотины на водонепроницаемом основании рассчитывают на предельно высокое насыщение их тела водой.

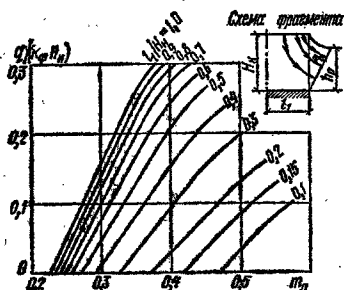


Рис. 4.47. Расчетный график для определения заложения m_0 низовой грани внутреннего дренажа на намытовой плотине

глубины потока h_p , а вторую — по следующей формуле при тех же значениях h_p :

$$\frac{q}{k_T} = \frac{1}{m^2 - 0,25} \left[A - \sqrt{A^2 - (m^2 - 0,25) h_p^2} \right], \quad (4.223)$$

где m — заложение низового откоса плотины;

$$A = l_2 - \frac{2m_0^2}{1 + 2m_0} h_p,$$

m_0 — условное заложение линии равного потенциала в сечении 2—2, определяемое по графику на рис. 4.47 для каждой задаваемой глубины h_p .

Кривую депрессии между сечениями 1—1 и 2—2 строят по уравнению

$$h_x = \sqrt{2(l_2 - m h_p - x) q / k_T + h_p^2}, \quad (4.224)$$

где $m_0 h_p < x < m h_p$; $h_p = (0,5 + m) q / k_T$.

Начальный участок кривой графически соединяют с точкой А.

При расчетах фильтрации только из прудка-отстойника следует принимать в расчетных формулах $l_1 = l_0$; $l_2 = L - l_0$ и $H_1 = H_2$.

Б. Плотина без дренажа при наличии воды в нижнем бьефе (рис. 4.45, в). Фильтрационный расход q и глубину потока h_p в сечении 2—2 определяют с помощью вспомогательного графика функций $q = f(h_p)$ на рис. 4.45, б. Одну кривую при этом строят по данным расчетного графика на рис. 4.46, а вторую — по приведенным ниже формулам, задаваясь высотой высачивания h_0 в пределах возможного ее изменения:

$$\frac{q}{k_T} = \frac{h_p}{\alpha} \left(1 + \frac{H_2}{h_p + \frac{m H_2}{2\alpha^2}} \right); \quad (4.225)$$

$$h_p = \sqrt{4\beta^2 (q/k_T)^2 + B} - 2\beta q/k_T, \quad (4.226)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{где } \alpha &= m + 0,5; \quad \beta = \frac{m_0^2}{1 + 2m_0}; \\ B &= 2[l_2 - m(h_p + H_2)] q/k_T + \\ &+ (h_p + H_2)^2. \end{aligned} \right\} \quad (4.227)$$

Кривую депрессии между сечениями 1—1 и 2—2 строят по формуле

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} [l_2 - m(H_2 + h_p) - x] + h_p^2}, \quad (4.228)$$

где $m_0 h_p < xm(H_2 + h_p)$,

и графически соединяют с точкой А поверхности намыва.

Приведенные формулы можно применять и для расчета фильтрации только из прудка-отстойника. При этом следует принимать $H_1 = H_2$; $l_1 = l_0$ и $l_2 = L - l_0$.

В. Плотина с пластовым дренажем (рис. 4.48). Фильтрационный расход q и глубину потока h_p находят с помощью вспомогательного графика функций $q = f(h_p)$ на рис. 4.48, б. Одну кривую строят по данным расчетного графика на рис. 4.46, задавая различными значениями h_p , а вторую — по следующей формуле при тех же значениях h_p и соответствующих им значениях m_0 , определяемых по графику на рис. 4.47:

$$\frac{q}{k_T} = \sqrt{l_p^2 + h_p^2} - L_p, \quad (4.229)$$

$$\text{где } L_p = l_2 - \frac{2m_0}{1 + 2m_0} h_p.$$

Кривая депрессии между сечениями 1—1 и 2—2:

$$h_x = \sqrt{2(L_p - x) q/k_T + (q/k_T)^2} \quad \text{при } m_0 h_p < x < l_2. \quad (4.230)$$

Начальную часть кривой графически соединяют с точкой А на поверхности намыва.

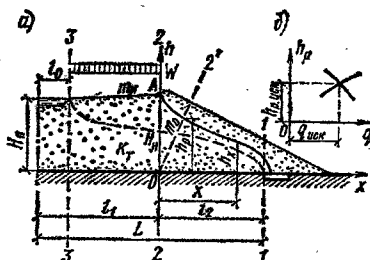


Рис. 4.48. Схема к расчету фильтрации в однородной намытовой плотине с пластовым дренажем на водонепроницаемом основании

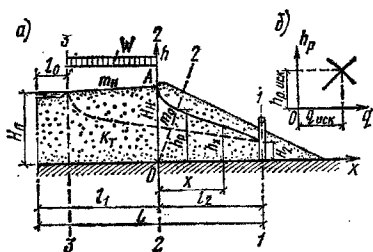


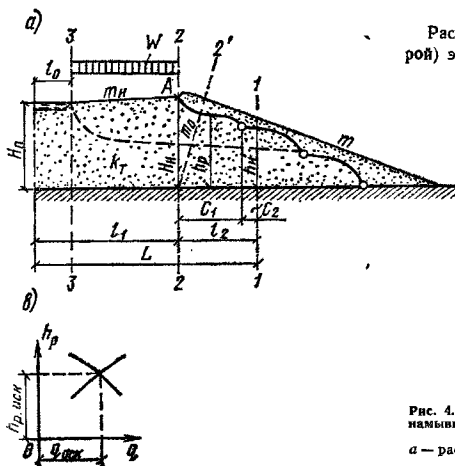
Рис. 4.49. Схема к расчету фильтрации в однородной намыванной плотине с вертикальной дренажной водонепроницаемым основанием

При фильтрации только из прудка-отстойника расчет производят по тем же формулам, принимая в них $H_1 = H_2$; $l_1 = l_0$ и $l_2 = L - l_0$.

Г. Плотина с вертикальной дренажной (игло-фильтрами) (рис. 4.49). Фильтрационный расход q и глубину потока h_p в сечении 2-2 находят с помощью вспомогательного графика функции $q = f(h_p)$ на рис. 4.49, б. Одну кривую строят при этом по данным расчетного графика на рис. 4.46, а вторую — по следующей формуле, задаваясь различными значениями h_p и находя по графику на рис. 4.47 соответствующие им значения m_0 :

$$\frac{q}{k_r} = \frac{h_p^2 - H_2^2}{2L_p} \quad (4.231)$$

$$\text{где } L_p = l_2 - \frac{2m_0^2}{1 + 2m_0} h_p.$$



Кривую депрессии строят по уравнению

$$h_x = \sqrt{2(l_2 - x)q/k_r + H_2^2} \quad (4.232)$$

при $m_0 h_p < x < l_2$.

Начальный участок кривой графически соединяют с точкой А на поверхности намыва.

Приведенные формулы могут быть использованы и для расчета фильтрации только из прудка-отстойника. В этом случае следует принять в них $H_1 = H_2$, $l_1 = l_0$ и $l_2 = L - l_0$.

Д. Плотина с ярусными дренами (рис. 4.50). Фильтрационный расход q и глубину h_p определяют с помощью вспомогательного графика функции $q = f(h_p)$ на рис. 4.50, в. Одну кривую строят по данным расчетного графика на рис. 4.46, задаваясь различными значениями h_p , а вторую — по следующей формуле при тех же значениях h_p и соответствующих им значениях m_0 , определяемых по графику на рис. 4.47:

$$q = k_r \frac{(h_p - B + h_H)^2 - B^2}{2C_1} \quad (4.233)$$

$$\text{где } B = \frac{C_1}{C_2} \left(h_H + \frac{\pi C_2}{\ln \frac{2h_H}{pd} + \frac{\pi C_1 C_2}{l_2 h_H}} \right).$$

Расход, поступающий в первую дренажную диаметром d (рис. 4.50, б):

$$q_{др} = k_r \left[\frac{(h_p - h_H)^2}{2C_1} + \frac{\pi(h_p - h_H)}{\ln \frac{2h_H}{pd} + \frac{\pi C_1 C_2}{l_2 h_H}} \right] \quad (4.234)$$

Расход, поступающий в последующий (второй) элемент внешнего фрагмента:

$$q_{пр} = q - q_{др} \quad (4.235)$$

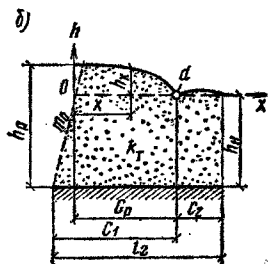


Рис. 4.50. Схемы к расчету фильтрации в однородной намыванной плотине с ярусными дренами на водонепроницаемом основании
а — расположение дрена; б — расчетный фрагмент;
в — график функции $q = f(h_p)$

Депрессионную кривую между дреной и сечением 2—2 строят по формуле

$$h_x = h_p - \sqrt{(h_p - h_a)^2 x / C_D}, \quad (4.236)$$

$$\text{где } C_D = C_1 - \frac{m_0}{1 + 2m_0} h_p.$$

Начальный участок кривой графически соединяют с точкой А на поверхности намыва.

Расчет в последующих элементах фрагмента производят так же, как в первом, исходя из расхода, определяемого по формуле (4.235), и заданных значений глубины потока на их раздельных границах. При этом в формуле (4.236) следует принимать $m_0 = 0$.

Приведенные формулы применимы и для расчета фильтрации только из прудка-отстойника. В последнем случае следует принимать в них $H_a = H_n$, $l_1 = l_0$ и $l_2 = L - l_0$.

4.10.3. Плотины на водопроницаемом основании

А. Плотина без дренажа (рис. 4.51).

Для потока первого тина (рис. 4.51, а), соответствующего предельному насыщению тела плотины в зоне намыва водой, фильтрации-

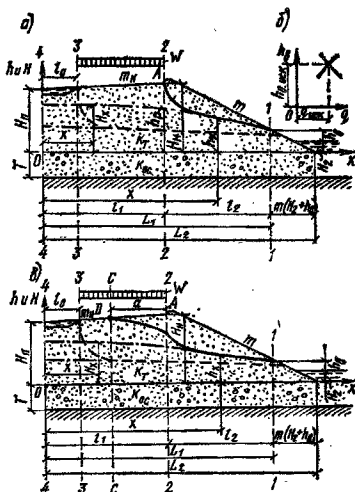


Рис. 4.51. Схемы к расчету фильтрации в однородной намывной плотине на водопроницаемом основании ограниченной мощности при отсутствии дренажа ε — поток с предельным насыщением тела плотины водой; б — график функции $q=f(h_p)$; в — поток с частичным отрывом депрессионной поверхности от поверхности намыва

онный расход в теле и основании плотины определяют по двум уравнениям:

$$q = k_x \frac{h_p}{\alpha} \left[1 + \frac{H_p}{h_p + \frac{mH_p}{2\alpha^2}} + \frac{\frac{k_{oc}}{k_x} T}{h_p + \frac{mH_p + 0,44T}{\alpha}} \right], \quad (4.237)$$

$$\text{где } \alpha = m + 0,5;$$

$$q = k_{oc} T \lambda \left[A - \sqrt{A^2 - B \operatorname{th}(\lambda l_1)} \right]; \quad (4.238)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{здесь } A &= H_n + \frac{k_{oc}}{k_x} T [1 + l_2 \times \\ &\quad \times \lambda \operatorname{th}(\lambda l_1)]; \\ B &= \left(H_n + \frac{k_{oc}}{k_x} T \right)^2 - \\ &\quad - \left(H_2 + h_p + \frac{k_{oc}}{k_x} T \right)^2; \\ l_2 &= L_2 - l_1 - m(H_2 + h_p); \\ \lambda &= \sqrt{\frac{k_x}{k_{oc}} \frac{1}{H_n T}}. \end{aligned} \right\} \quad (4.239)$$

Для определения величин q и h_p по формулам (4.237) и (4.238) строят вспомогательный график функций $q=f(h_p)$ (рис. 4.51, б), задаваясь различными значениями h_p .

Кривую депрессии между сечениями 1—1 и 2—2 строят по формуле

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_x} (L_1 - x) + \left(H_2 + h_p + \frac{k_{oc}}{k_x} T \right)^2 - \frac{k_{oc}}{k_x} T} \quad \text{при } l_1 < x < L_1. \quad (4.240)$$

Начальный участок кривой депрессии графически соединяют с точкой А.

Пьезометрический напор в основании между сечениями 2—2 и 4—4 вычисляют по формуле

$$H_x = \left[1 - \frac{\operatorname{ch}(\lambda x)}{\operatorname{ch}(\lambda l_1)} \right] (H_n - h_p) + h_p, \quad (4.241)$$

$$\text{где } 0 < x < l_1;$$

$$h_p = \sqrt{2l_2 \frac{q}{k_x} + \left(H_2 + h_p + \frac{k_{oc}}{k_x} T \right)^2 - \frac{k_{oc}}{k_x} T}. \quad (4.242)$$

Удельный расход, вступающий в тело плотины с поверхности намыва на участке между сечениями 2—2 и 4—4:

$$q = k_x \frac{H_n - h_p}{H_n} \frac{\operatorname{ch}(\lambda x)}{\operatorname{ch}(\lambda l_1)} \quad \text{при } 0 < x < l_1. \quad (4.243)$$

Приведенные зависимости применимы также в случае, когда фильтрация происходит только из прудка-отстойника. В этом случае в формулах принимают $H_1 = H_2$; $l_1 = l_0$ и $l_2 = l_1 - l_0$.

При существовании потока второго типа (рис. 4.51, в) фильтрационный расход в теле и основании плотины определяют по уравнению (4.237) и следующему уравнению:

$$q = M - \sqrt{M^2 - N}, \quad (4.244)$$

$$\text{где } M = \frac{ED + D^2 Wa + l_1/k_x}{D^3};$$

$$N = \frac{E^3 + 2EDWa + D^2 W^2 a^2 - C^3}{D^3};$$

$$\text{здесь } E = H_2 - \frac{a}{m_H} - \frac{Wa^2}{2k_{oc} T} + \frac{k_{oc}}{k_x} T; \quad (4.245)$$

$$D = \frac{1 + a\lambda_1 \operatorname{th}[\lambda_1(l_1 - a)]}{k_{oc} T \lambda_1 \operatorname{th}[\lambda_1(l_1 - a)]};$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{k_x}{k_{oc} (H_2 - a/m_H) T}};$$

$$C = H_2 + h_p + \frac{k_{oc}}{k_x} T.$$

Здесь a вычисляют сначала приближенно по следующей формуле:

$$a_{\min} = \frac{1}{\lambda} \operatorname{ar} \operatorname{ch} \frac{\frac{W}{k_x} H_2 \operatorname{ch}(\lambda l_1)}{H_2 - h_p}, \quad (4.246)$$

подставляя в нее h_p и λ , определенные по зависимостям (4.242) и (4.239), а затем уточняют методом последовательного приближения по формуле

$$a = A_1 - \sqrt{A_1^2 - B_1}, \quad (4.247)$$

$$\text{где } A_1 = \frac{1}{W} \left(q + \frac{k_x - W}{m_H W} \frac{k_{oc}}{k_x} T \right);$$

$$B_1 = \frac{2k_{oc} T}{W} \left(\frac{k_x - W}{k_x} H_2 - h_p \right).$$

Предельное значение $a = l_1 - l_0$.

Расход q и высоту высачивания h_p находят по уравнениям (4.237) и (4.244) путем построения вспомогательного графика функции $q = f(h_p)$ (рис. 4.51, б), задаваясь различными значениями h_p .

Кривую депрессии строят:

а) между сечениями 1-1 и 2-2 по формуле (4.240);

б) между сечениями 2-2 и С-С по формуле

$$h_x = \frac{k_x}{k_x - W} \left[\frac{2q(l_1 - x) - W(l_1 - x)^2}{2k_{oc} T} + h_p \right] \text{ при } l_1 - a < x < l_1 \quad (4.248)$$

$$\text{при } h_p = \sqrt{\left(h_2 + H_2 + \frac{k_{oc}}{k_x} T \right)^2 + 2L_1 - m(h_2 + H_2) \frac{q}{k_x} - \frac{k_{oc}}{k_x} T}. \quad (4.249)$$

В формуле (4.249) принимают расход q , найденный для потока первого типа.

Гидрометрические напоры в основании определяют по формулам:

а) между сечениями 2-2 и С-С

$$H_x = \frac{1}{k_{oc} T} \left[q(l_1 - x) - W \frac{(l_1 - x)^2}{2} \right] + h_p \text{ при } l_1 - a < x < l_1; \quad (4.250)$$

б) между сечениями С-С и 4-4

$$H_x = \left[1 - \frac{\operatorname{ch}(\lambda_1 x)}{\operatorname{ch}(\lambda_1(l_1 - a))} \right] \left(H_2 - \frac{a}{m_H} - H_0 \right) + H_0 \text{ при } 0 < x < l_1 - a, \quad (4.251)$$

$$\text{где } H_0 = \frac{1}{k_{oc} T} \left(qa - W \frac{a^2}{2} \right) + h_p. \quad (4.252)$$

Для формул (4.250) и (4.252) h_p находят по выражению (4.242).

Удельные фильтрационные расходы, поступающие в тело плотины с поверхности намыва, определяют по формулам:

а) между сечениями 2-2 и С-С

$$q = Wa; \quad (4.253)$$

б) между сечениями С-С и 4-4

$$q = k_x \frac{H_2 - a/m_H - H_0}{H_2 - a/m_H} \times \frac{\operatorname{ch}(\lambda_1 x)}{\operatorname{ch}[\lambda_1(l_1 - a)]} \text{ при } 0 < x < l_1 - a. \quad (4.254)$$

Здесь λ_1 и H_0 находят по зависимостям (4.245) и (4.252).

Б. Плотина с пластовым дренажем (или дренажной призмой) (рис. 4.52). Для потока первого типа (рис. 4.52, а) удельный фильтрационный расход находят по формуле

$$q = k_{oc} T \lambda \left(C - \sqrt{C^2 - D} \right) \operatorname{th}(\lambda l_1), \quad (4.255)$$

$$\text{где } C = H_2 + \frac{k_{oc}}{k_x} T +$$

$$+ \frac{k_{oc}}{k_x} T \lambda (l_2 + T) \operatorname{th}(\lambda l_1);$$

$$D = \left(H_2 + \frac{k_{oc}}{k_x} T \right)^2 - \left(\frac{k_{oc}}{k_x} T \right)^2; \quad (4.256)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{k_x}{k_{oc}} \frac{1}{H_2 T}}.$$

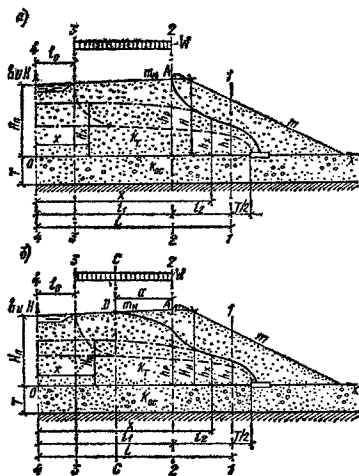


Рис. 4.52. Схемы к расчету фильтрации в однородной плотной плите на водонепроницаемом основании ограниченной мощности при наличии пластического дренажа

а — поток с предельным насыщением тела плотной воды; б — поток с частичным отрывом депрессионной поверхности от поверхности намыва

Кривую депрессии строят по формулам:

а) на участке между дренажем и сечением

1—1

$$h_x = \frac{h_1^2}{T} \sqrt{\left(\frac{T^2}{h_1^2} - 1\right) \left(1 + 2 \frac{L-x}{T}\right) + 1}$$

при $L < x < L + T/2$; (4.257)

$$h_1 = \sqrt{\frac{T^2}{4} \left(\frac{k_{oc}}{k_r}\right)^2 + T \frac{q}{k_r} - \frac{k_{oc}}{k_r} \frac{T}{2}};$$

(4.258)

б) на участке между сечениями 1—1 и 2—2

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_r} (L-x) + \left(h_1 + \frac{k_{oc}}{k_r} T\right)^2 - \frac{k_{oc}}{k_r} T}$$

при $l_2 < x < L$. (4.259)

Начальный участок кривой депрессии графически соединяют с точкой А.

Пьезометрический напор и удельный фильтрационный расход между сечениями 2—2 и 4—4 вычисляют по формулам (4.241) и (4.243), подставляя в них

$$h_p = \sqrt{2(l_2 + T) \frac{q}{k_r} + \left(\frac{k_{oc}}{k_r} T\right)^2 - \frac{k_{oc}}{k_r} T}. \quad (4.260)$$

Приведенные формулы применимы также и для расчета фильтрации только из прудка-отстойника. В этом случае следует принимать $H_n = H_n$, $l_1 = l_0$ и $l_2 = L - l_0$.

Для потока второго типа (рис. 4.52, б) удельный фильтрационный расход

$$q = B - \sqrt{B^2 - C}, \quad (4.261)$$

$$ED + D^2 W a + \frac{l_2 + T}{k_r}$$

где $B = \frac{E^2 + 2EDW a + D^2 W^2 a^2 - \left(\frac{k_{oc}}{k_r} T\right)^2}{D^2}$;

$$C = \frac{E^2 + 2EDW a + D^2 W^2 a^2 - \left(\frac{k_{oc}}{k_r} T\right)^2}{D^2}; \quad (4.262)$$

$$E = H_n - \frac{a}{m_n} - \frac{W a^2}{2k_{oc} T} + \frac{k_{oc}}{k_r} T;$$

$$D = \frac{1 + a \lambda_1 \operatorname{th}[\lambda_1(l_1 - a)]}{k_{oc} T \lambda_1 \operatorname{th}[\lambda_1(l_1 - a)]};$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{k_r}{k_{oc}} \frac{1}{(H_n - a/m_n) T}}.$$

Длину зоны инфильтрации a_{min} находят сначала ориентировочно по зависимости (4.246) и затем уточняют по зависимости (4.247) путем последовательного приближения.

Кривую депрессии строят:

а) между дренажем и сечением 2—2 по формулам (4.257) — (4.259);

б) между сечениями 2—2 и С—С по формуле (4.248), подставляя h_p , вычисляемое по зависимости (4.260).

Пьезометрические напоры определяют:

а) между сечениями 2—2 и С—С по формуле (4.250);

б) между сечениями С—С и 4—4 по формулам (4.251) и (4.252).

В формулах (4.250) и (4.252) значение h_p находят по зависимости (4.260).

Удельный фильтрационный расход с поверхности намыва вычисляют по формулам (4.253) и (4.254), подставляя в них λ_1 и H_n , определенные по зависимостям (4.245) и (4.252).

4.10.4. Расчет скорости понижения депрессионной поверхности в илотных

А. Плотна без дренажа на водонепроницаемом основании. Скорость понижения депрессионной поверхности фильтрационного потока после прекращения намыва рассматриваемого яруса, т. е. в промежуток времени между отдельными циклами намыва, определяют с целью выбора интенсивности намыва сооружения. В основу расчета положен «ме-

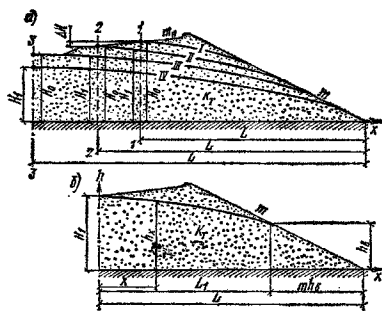


Рис. 4.53. Схемы к расчету скорости понижения кривой депрессии в однородной намывной плотине без дренажа на водопроницаемом основании

I—IV — последовательные положения кривой депрессии

тод последовательной смены стационарных состояний, сущность которого состоит в том, что неустановившийся поток рассматривают как совокупность ряда установившихся потоков с изменяющимися во времени параметрами.

Понижение депрессионной поверхности вычисляют по участкам (рис. 4.53, а), число которых назначают из условия, чтобы перепад $\Delta H = H_0 - H_1$ на каждом из них не превышал 1 м.

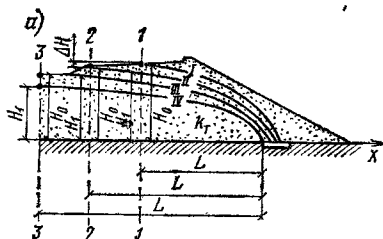
Время, в течение которого происходит понижение депрессионной поверхности на левой границе каждого участка от H_0 до H_1 :

$$t = mL \frac{\mu_T}{k_T} \left[\ln \frac{H_0}{H_1} + \frac{7}{12m} \left(\frac{1}{\eta_I} - \frac{1}{\eta_0} \right) - 2m (\eta_0 - \eta_I) + \frac{5m^3}{36} (\eta_0^3 - \eta_I^3) \right], \quad (4.263)$$

где $\eta_0 = H_0/L$; $\eta_I = H_1/L$.

Удельный фильтрационный расход

$$q = k_T H_1^2/L. \quad (4.264)$$



Кривую депрессии строят по уравнению

$$h_x = H_1 \sqrt{1 - \frac{x^2}{L^2 - m^2 H_1^2}} \quad \text{при } 0 < x < L - m^2 H_1^2/L. \quad (4.265)$$

Ось ординат принимают на левой границе рассматриваемого участка (рис. 4.53, б).

Б. Плотина с иластым дренажем на водопроницаемом основании. Понижение депрессионной поверхности вычисляют по участкам (рис. 4.54, а), число которых назначают в зависимости от характера этой поверхности к началу ее понижения, но не более четырех.

Время понижения депрессионной поверхности на левой границе каждого участка от H_0 до H_1 :

$$t = \frac{\pi \mu_T L}{8k_T} \left[F\left(\frac{H_1}{L}\right) - F\left(\frac{H_0}{L}\right) \right], \quad (4.266)$$

$$\text{где } F\left(\frac{H_n}{L}\right) = \frac{L}{H_n} - 2 \frac{H_n}{L} + \sqrt{2 + \left(\frac{L}{H_n}\right)^2} - \frac{3}{\sqrt{2}} \operatorname{arsh} \left(\sqrt{2} \frac{H_n}{L} \right); \quad (4.267)$$

H_n — задаваемая глубина фильтрационного потока в рассматриваемом сечении.

Соответствующие заданной глубине H_n расход q и ординаты кривой депрессии (рис. 4.54, б) вычисляют по формулам:

$$q = k_T (\sqrt{2H_n^2 + L^2} - L); \quad (4.268)$$

$$h_x = \sqrt{H_1^2 - \frac{qx^2}{k_T L}}. \quad (4.269)$$

В. Плотина без дренажа на водопроницаемом основании. Понижение кривой депрессии вычисляют по участкам (рис. 4.55, а).

Рис. 4.54. Схемы к расчету скорости понижения кривой депрессии в однородной намывной плотине с иластым дренажем на водопроницаемом основании

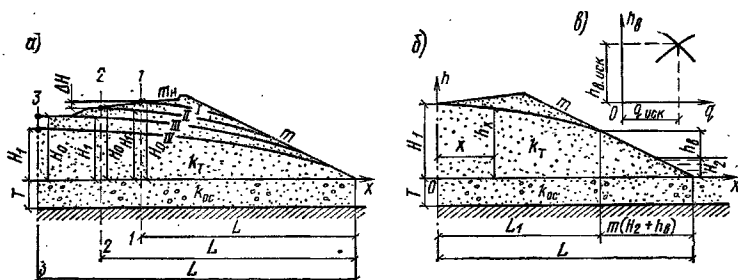


Рис. 4.55. Схемы к расчету скорости понижения кривой депрессии в однородной намывной плотине без дренажа на водопроницаемом основании

Время понижения депрессионной поверхности на левой границе каждого участка от H_0 до H_1 вычисляют по формуле

$$t = \Sigma 2 \frac{V_0 - V_1}{q_0 + q_1}, \quad (4.270)$$

где V_0 и V_1 — объемы воды в порах грунта плотины, соответствующие глубинам H_0 и H_1 ; q_0 и q_1 — удельные фильтрационные расходы воды, соответствующие тем же глубинам H_0 и H_1 .

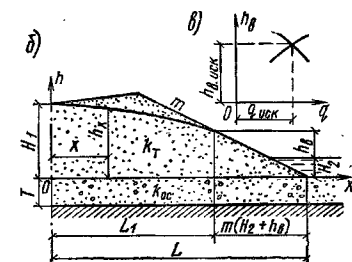
Величины q_0 и q_1 вычисляют для расчетной схемы, приведенной на рис. 4.55, б, по формулам:

$$q = k_T \frac{\left(H_n + \frac{k_{oc}}{k_T} T\right)^2 - \left(H_2 + h_B + \frac{k_{oc}}{k_T} T\right)^2}{L_1}; \quad (4.271)$$

$$q = k_{oc} \frac{2h_B T}{2m(H_2 + h_B) + T} + k_T \left(\frac{h_B}{m} + \frac{h_B H_2}{mh_B + \frac{m}{2m+1} H_2} \right), \quad (4.272)$$

$$\text{где } L_1 = L - m(H_2 + h_B)T$$

Для определения h_B и q строят вспомогательный график (рис. 4.55, в).



Значения объемов V_0 и V_1 вычисляют по формуле

$$V_n = \frac{1}{2} \mu_B L_1 \left[\left(h_B + H_2 - \frac{k_{oc}}{k_T} T \right) + \frac{\left(H_n + \frac{k_{oc}}{k_T} T \right)^2}{\sqrt{\frac{q L_1}{k_T}}} \arcsin \frac{\sqrt{\frac{q}{k_T} L_1}}{H_n + \frac{k_{oc}}{k_T} T} + \frac{m}{L_2} (h_B + H_2)^2 \right], \quad (4.273)$$

где H_n — задаваемая глубина потока на расширяемой границе.

Кривую депрессии строят по уравнению

$$h_x = \sqrt{\left(H_n + \frac{k_{oc}}{k_T} T \right)^2 - \frac{q x^2}{k_T L_1} - \frac{k_{oc}}{k_T} T}. \quad (4.274)$$

Г. Плотина с дренажем ленточного типа на водопроницаемом основании (рис. 4.56). Понижение кривой депрессии вычисляют по участкам методом конечных разностей, применяя формулу (4.270). При этом объемы V_0 , V_1 и

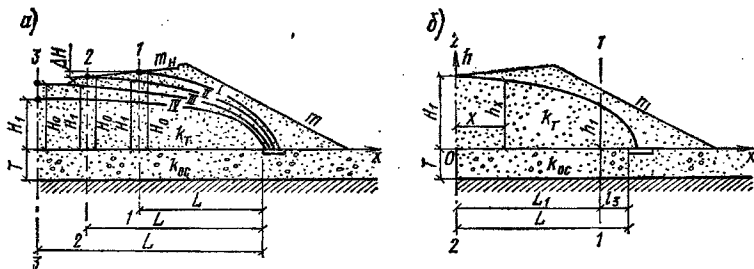


Рис. 4.58. Схемы к расчету скорости понижения кривой депрессии в однородной намывной плотине с пластическим дренажем на водопроницаемом основании

соответствующие им расходы q_0 и q_1 находят по следующим формулам:

$$V_n = \frac{1}{2} \mu_r L_1 \left[\left(h_1 - \frac{k_{oc}}{k_r} T \right) + \frac{\left(H_n + \frac{k_{oc}}{k_r} T \right)^2}{\sqrt{\frac{qL_1}{k_r}}} \arcsin \frac{\sqrt{\frac{qL_1}{k_r}}}{H_n + \frac{k_{oc}}{k_r} T} + \frac{3}{4} \frac{l_3}{L_1} \frac{h_1^3 - h_0^3}{h_1^2 - h_0^2} \right]; \quad (4.275)$$

$$q_n = k_r \frac{\left(H_n + \frac{k_{oc}}{k_r} T \right)^2 - \left(h_1 + \frac{k_{oc}}{k_r} T \right)^2}{L_1}; \quad (4.276)$$

где $h_1 =$

$$= \sqrt{\left(\frac{A}{2B} \right)^2 + \frac{H_n^2 + 2H_n \frac{k_{oc}}{k_r} T}{B}} - \frac{A}{2B}; \quad (4.277)$$

$$A = \frac{k_{oc}}{k_r} T \left(2 + \frac{L_1}{l_3 + 0,4T} \right);$$

$$B = 1 + \frac{L_1}{2l_3};$$

$$h_0 = \sqrt{h_1^2 + l_3^2} - l_3. \quad (4.278)$$

Кривую депрессии между сечениями 1—1 и 2—2 строят по уравнению (4.274).

4.11. Фильтрационная прочность нескальных грунтов

4.11.1. Общие положения

Наиболее вероятными зонами возникновения опасных фильтрационных деформаций грунтов тела и основания водоподпорных сооружений являются места выхода фильтрационного потока на поверхность грунта и контакты различных по характеристикам грунтов (рис. 4.57). Контактные поверхности могут быть горизонтальными, вертикальными и наклонными. Направление потока может совпадать с направлением контактной поверхности или быть нормальным к ней.

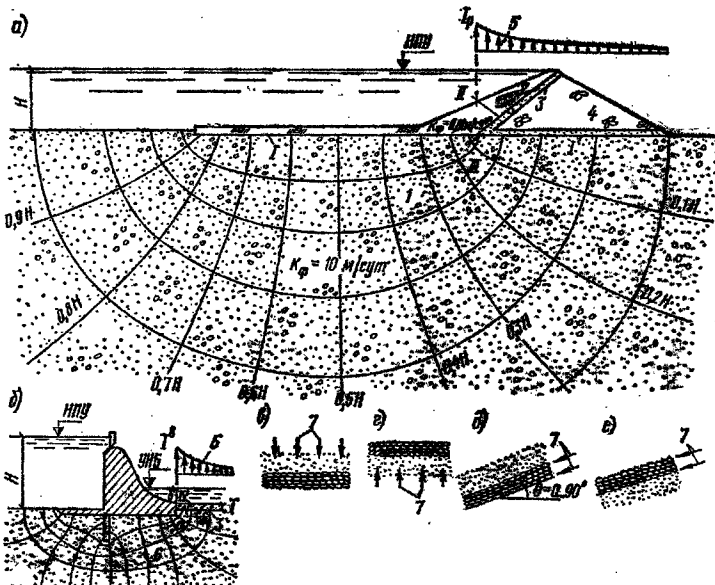


Рис. 4.57. Схемы воздействия фильтрационного потока на прочность грунтов

а — фильтрационный поток в земляной плотине; б — фильтрационный поток в основании бетонной плотины; в — расчетные схемы потока на контактах различных грунтов; г — контактный разрыв; II — контактный выпор; III — суффозия; IV — выпор; 1 — песчано-гравийный грунт; 2 — глинистый экран и попер; 3 — фильтр; 4 — ускорная призма; 5 — эпюра выходных градиентов; 6 — песок; 7 — направление фильтрационного потока

Основные виды деформаций, вызываемых фильтрационным потоком в грунтах:

выпор — разрушение непергруженного грунта, при котором приходит в движение некоторый объем его со всеми слагающими фракциями. Такие деформации возможны из низовых откосах плотин, а также в основании сооружений; они сопровождаются обычно повышенной сосредоточенной фильтрацией;

суффозия — вынос или перемещение фильтрационным потоком наиболее мелких частиц из толщи грунта. При наличии в грунтах растворимых солей возможна химическая суффозия;

контактный выпор, вынос — разрушение грунта на контакте с более крупнозернистым материалом, обусловленное воздействием фильтрационного потока, направленного нормально к контактной поверхности;

контактный размыв — разрушение грунта на контакте с более крупнозернистым материалом, обусловленное воздействием фильтрационного потока, направленного вдоль контактной поверхности;

коальматация — отложение в порах грунта частиц, перемещаемых фильтрационным потоком;

отслаивание — отрыв фильтрационным потоком частиц и агрегатов глинистого грунта над порами фильтра.

Опасными могут быть деформации любого из перечисленных видов или их сочетания, приводящие к разрушению сооружений, либо их отдельных элементов.

Для оценки фильтрационной прочности грунтов используют следующие их характеристики: для сыпучих грунтов — зерновой (гранулометрический) состав, плотность частиц ρ_s , плотность сухого грунта $\rho_{сух}$, влажность W ; для связных грунтов — те же характеристики, а также границы текучести W_L и раскатыва-

ния (пластичности) W_p , максимальную молекулярную влагоемкость $W_{мк}$, сцепление при разрыве грунта c_p .

Для оценки фильтрационной прочности грунтов используют различные методы.

При оценке фильтрационной прочности песчаных и крупнообломочных грунтов, применяемых в гидротехническом строительстве, одной из основных характеристик является размер просветов между частицами грунта, характеризуемый диаметром круга D_i^0 , вписанного в эти просветы.

Размеры просветов — пор при известном зерновом составе грунта могут быть определены по формуле В. С. Истоминой — В. В. Буренковой:

$$D_i^0 = \alpha_n D_i, \quad (4.279)$$

где α_n — коэффициент, зависящий от пористости или коэффициента развозернистости $K_{60/10}$ (рис. 4.58, а); D_i — диаметр частиц по кривой зернового состава (рис. 4.58, б) (здесь i — процент обеспеченности частиц данного диаметра).

Если используемые в практике гидротехнического строительства неслоно-гравийные грунты с $K_{60/10} > 10$ при укладке их в сооружение подвергаются расслоению с образованием крупнозернистой и мелкозернистой частей, отличных от исходного состава, при подборе фильтра для защиты такого грунта за расчетный состав принимают мелкозернистую его часть, а при использовании его в качестве фильтра — крупнозернистую.

По В. В. Буренковой, расчетный диаметр частиц грунта при расслоении определяют по формулам:

для крупнозернистой части грунта

$$D_i^p = \lambda_1 D_i^{мкх}; \quad (4.280)$$

для мелкозернистой части грунта

$$D_i^p = D_i^{мкх} / \lambda_2, \quad (4.281)$$

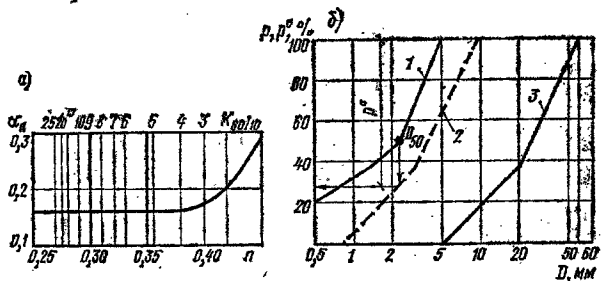


Рис. 4.58. График функций $\alpha_n = f(K_{60/10})$, $\alpha_n = f(n)$ и $\alpha_n = f(K_{60/10})$ (а) и построение кривой состава пор в сыпучем материале при $n=0,36$ и $\alpha_n=0,155$ (б)

1 — состав защищаемого грунта; 2 — кривая состава пор фильтра; 3 — зерновой состав фильтра

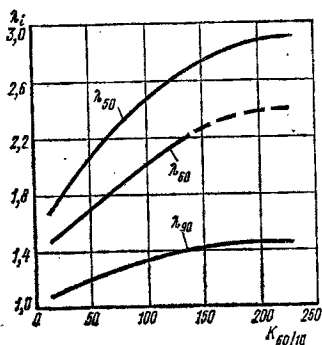


Рис. 4.59. Зависимость коэффициента расщепления λ_1 от коэффициента разноразмерности $K_{60/10}$ для песчано-гравийных грунтов

Рис. 4.60. Функции $k_{\Phi} = f(\sigma_{\text{сух}}, D_{10})$ для песчаных грунтов (а) и $k_{\Phi} = f(D_{10})$ для песчаного и гравийного грунта по М. П. Павлючу (б)

где λ_1 — коэффициент расщепления для частиц грунта 50, 60 и 90 %-ной обеспеченности (рис. 4.59); $D_{\Phi}^{\text{нск}}$ — размер частиц грунта по кривой зернового состава соответствующей обеспеченности.

В СНиП II-53-73 (п. 5.7) при проектировании обратных фильтров и переходных зон рекомендуются следующие допускаемые значения коэффициента разноразмерности $K_{60/10}$:

а) не более 20—25, если защищаемый грунт является несупфוזионным сыпучим; меньшее значение следует принимать при окатанных частицах песчаных и гравийных грунтов, большее — при щебеннистых грунтах;

б) не более 15, если защищаемый грунт является суффозионным;

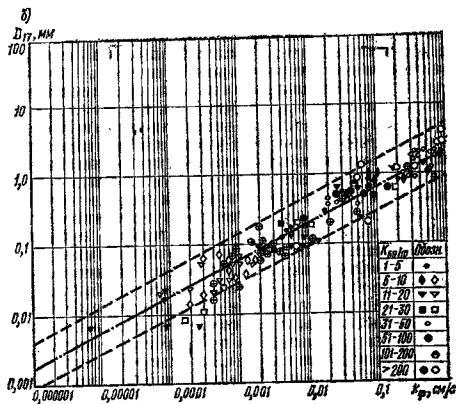
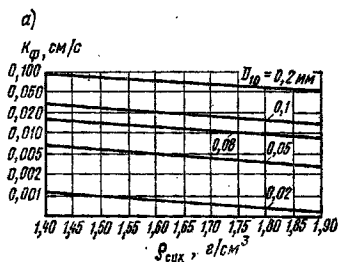
в) не более 10 для фильтров, выполняемых отсыпкой в воду.

Для фильтров с $K_{60/10}$ в пределах 10—25 необходим учет их расщепления (сегрегации).

Коэффициент фильтрации песчаных и гравийных грунтов рекомендуется определять по графикам на рис. 4.60.

4.11.2. Сыпучие грунты

В сыпучих грунтах сооружений и их оснований возможны фильтрационные деформации



различных видов, зависящие от характеристик грунтов, градиентов напора и направления потока (см. рис. 4.57).

Далее освещены некоторые особенности существующих в настоящее время рекомендаций по расчету фильтрационной прочности сыпучих грунтов.

Наиболее вероятными видами разрушения сыпучих грунтов являются выпор, суффозия, контактный вынос и контактный разрыв.

Выпор непритянутого грунта учитывают при $K_{60/10} \leq 10$. Значение критического градиента выпора грунта в восходящем потоке при отсутствии пригрузки в месте выхода потока на поверхность определяют приближенно по формуле Е. А. Захарина:

$$I_{\text{кр}}^{\text{в}} = \frac{(\rho_s - \rho_w)(1 - n)}{\rho_w} + 0,5n, \quad (4.282)$$

где ρ_s и ρ_w — плотность частиц грунта и воды; n — пористость грунта.

Если значение выходного градиента на участке а—б (см. рис. 4.57, б) $I^{\text{в}} > I_{\text{кр}}^{\text{в}}$, необходимо устройство пригрузки. Толщина слоя пригрузки (фильтра) может быть определена по

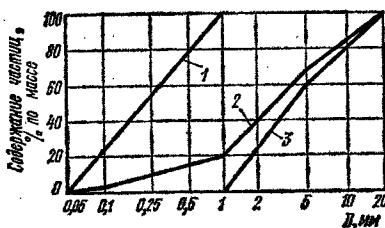
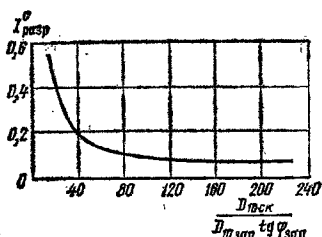


Рис. 4.61. Пример разделения гравийного грунта 2 на «скелет» 3 и «заполнитель» 1

Рис. 4.62. Функция $I^c_{\text{разр}} = f \left[D_{10\text{ск}} / (D_{10\text{зап}} \text{tg } \Phi_{\text{зап}}) \right]$

зависимости Р. Р. Чугаева:

$$T = S (I^p - I^p_{\text{кр}}) \frac{\rho_{\text{п}}}{\rho_{\text{пр}}} - k_{\text{в}}, \quad (4.283)$$

где S — толщина слоя, подверженного выпору; $\rho_{\text{п}}$ — плотность сухого грунта пригрузки; $k_{\text{в}}$ — коэффициент запаса, равный 1,2—1,5.

Суффозия. По В. С. Истоминой, значение разрушающего градиента суффозии $I^c_{\text{разр}}$ для песчаного или гравийного грунта с $K_{60/10} > 10$, содержащего частицы размером $D < 1$ мм в пределах 10—30% по массе, оценивают приближенно путем условного разделения зернового состава грунта на «скелет» с частицами размером $D > 1$ мм и «заполнитель» с частицами размером $D < 1$ мм (рис. 4.61). Значение $I^c_{\text{разр}}$ находят по графику на рис. 4.62 при известных значениях действующих диаметров «скелета» и «заполнителя» $D_{10\text{ск}}$ и $D_{10\text{зап}}$ и угла внутреннего трения «заполнителя» $\Phi_{\text{зап}}$.

Руководство II-55-76/ВНИИГ предлагает выполнять проверку суффозии грунтов всех составов по зависимости

$$D_{\text{max}}^{\text{cl}} < D_3 \dots D_5, \quad (4.284)$$

где $D_3 \dots D_5$ — размер частиц грунта по кривой зернового состава, соответствующий 3—5%-ной обеспеченности; $D_{\text{max}}^{\text{cl}}$ — максимальный размер частиц, выно-

симых фильтрационным потоком из грунта, определяемый по зависимости

$$D_{\text{max}}^{\text{cl}} = 0,77 D_{\text{max}}^0. \quad (4.285)$$

Здесь D_{max}^0 — максимальный размер пор в грунте, определяемый по формуле М. П. Павчача:

$$D_{\text{max}}^0 = 0,455 \sqrt[6]{K_{60/10}} \frac{n}{1-n} D_{1r}, \quad (4.286)$$

где $\chi = 1 + 0,65 K_{60/10}$.

Контактный вынос. При фильтрационном потоке, направленном нормально к контактной поверхности грунтов, выполняют проверку на отсутствие выноса частиц защищаемого грунта через поры более крупнозернистого слоя.

По В. С. Истоминой, при расчете фильтра защищающего песчаный грунт основания плотины, требование отсутствия выноса частиц грунта основания выполняется при условии:

$$K_{60/10} < 10, \quad (4.287)$$

$$D_{60} < d_{60} (15 + 0,34 K_{60/10}^2)^0, \quad (4.288)$$

где D_{60} и d_{60} — средние диаметры частиц соответственно фильтра и защищаемого песчаного грунта.

Зависимости (4.287) и (4.288) могут быть использованы при градиенте $I \leq 1,5$ и $d_{10} = 0,1 \dots 0,17$ мм.

Если защищаемый грунт имеет $K_{60/10} > 10$, то рассматривают только его мелкозернистую часть — «заполнитель».

По В. В. Буренковой, для плотня с ядром и экраном расчет второго слоя фильтра или проверку прочности контакта фильтра с материалом упорной призмы выполняют по зависимостям:

$$D_{10}^{\text{II}} < D_{30}^{\text{I}} / \alpha_{\text{пр}}^{\text{II}}, \quad (4.289)$$

$$D_{10}^{\text{II}} < D_{50}^{\text{I}} / \alpha_{\text{пр}}^{\text{II}}, \quad (4.290)$$

При коэффициенте разнозернистости грунтов $K_{60/10} > 10$ необходимо учитывать их расхождение по формулам (4.280), (4.281).

Согласно Руководству II-55-76/ВНИИГ, контактная прочность двух несuffузионных грунтов обеспечивается при условии

$$D^0 / d_3 < 5,4, \quad (4.291)$$

где D^0 — средний диаметр пор крупнозернистого грунта:

$$D^0 = 0,455 \sqrt[6]{K_{60/10}} \frac{n}{1-n} D_{1r}; \quad (4.292)$$

d_3 — диаметр частиц 3%-ной обеспеченности.

В СНиП II-16-76 (п. 2.8) рекомендуется расчетные значения местного критического гради-

* Формула (4.288) получена на основании графической зависимости В. С. Истоминой.

еята $I_{кр}$ в зоне выхода фильтрационного потока в нижний бьеф для суффозионных грунтов определять на физических моделях или в полевых условиях, для несущих грунтов принимать при отсутствии дренажа не более 0,3, а при его наличии не более 0,6.

При устройстве вертикального дренажа фильтрационную прочность грунта основания плотны определяют по зависимостям С. К. Абрамова. Значения основных характеристик фильтра рекомендуется принимать следующими:

$$K_{60/10} < 5; \quad (4.293)$$

$$D_{60} = d_{60} (5 \dots 10). \quad (4.294)$$

Меньшее значение коэффициента здесь принимают при отсыпке фильтра непосредственно в скважину, большее — при изготовлении его на опорном каркасе.

Толщину слоев фильтра при засыпке материала в скважину принимают равной 40—50 мм, а при изготовлении фильтра на опорном каркасе — не менее 30 мм.

Контактный разрыв. По В. С. Истоминой, для песков и песчано-гравийных грунтов с $d_{10} = 0,1 \dots 0,57$ мм и $K_{60/10} \leq 10$ при градиенте потока $I \leq 1,3$ средний диаметр частиц фильтра, недопускающей разрыва грунта, определяют по зависимости

$$D_{60} = d_{60} (2,2 + 7,29 K_{60/10} / k_{60/10})^2, \quad (4.295)$$

где d_{60} — средний диаметр частиц защищаемого грунта; $K_{60/10}$ и $k_{60/10}$ — коэффициент равнозернистости соответственно фильтра и грунта; отношение $K_{60/10} / k_{60/10}$ принимают в пределах 0,25—5.

Критический градиент разрыва мелкозернистого грунта при размере выносимых частиц $d_1 \geq d_2$ определяют по экспериментальной зависимости Г. Х. Праведного:

$$\frac{I_{кр}}{k_{кр}} = \frac{1}{\sqrt{\Phi_0}} \left(2,3 + 15 \frac{d_2}{D_0} \right) \frac{d_2}{D_0^2} \times \sin \left(30^\circ + \frac{\theta}{8} \right), \quad (4.296)$$

где Φ_0 — коэффициент, учитывающий форму и шероховатость частиц; для песчано-гравийно-галечниковых грунтов $\Phi_0 = 1$; для иленистых грунтов $\Phi_0 = 0,35 \dots 0,4$; θ — угол между направлениями движения потока и силы тяжести частиц грунта.

Формула (4.296) справедлива при числе Рейнольдса

$$Re = k_{кр} I_{кр} D_0^2 / \nu < 20. \quad (4.297)$$

Критическую размывающую скорость для контакта мелкозернистого грунта с крупнозернистым рекомендуется определять по зависимости

$$v_{кр} = k_{кр} I_{кр}^{кр}, \quad (4.298)$$

где $k_{кр}$ — коэффициент фильтрации крупнозернистого грунта; $I_{кр}$ — определяют по зависимости (4.296).

Проверку фильтрационной прочности песчаных грунтов по Руководству II-55-76/ВНИИГ можно выполнять лишь при наличии значений диаметров частиц 3...5 % обеспеченности.

При оценке суффозионности и контактного разрыва грунтов по методике В. С. Истоминой допускаемый градиент имеет большие значения, чем полученный по зависимостям, рекомендуемым в Руководстве.

В соответствии со СНиП II-53-73, на предварительной стадии проектирования противофильтрационных элементов плотны можно принимать ориентировочные значения допускаемого среднего градиента фильтрационного потока в грунтах основания и тела плотин (табл. 4.12).

ТАБЛИЦА 4.12. ЗНАЧЕНИЯ ДОПУСКАЕМОГО СРЕДНЕГО ГРАДИЕНТА ПОТОКА $I_{доп}$ В ОСНОВАНИИ И ТЕЛЕ ПЛОТИН

Песок	Значения $I_{доп}$ при классе плотин			
	I	II	III	IV
<i>В грунтах основания плотин</i>				
Крупный	0,36	0,40	0,44	0,48
Средней крупности	0,80	0,83	0,86	0,90
Мелкий	0,23	0,25	0,27	0,30
<i>В грунтах тела плотин</i>				
Средней крупности	0,70	0,80	0,90	1,0
Мелкий	0,45	0,55	0,65	0,75

4.11.3. Связные (глинистые) грунты

Глинистые грунты обладают следующими специфическими свойствами:

а) силой молекулярного сцепления между частицами, проявляющейся при растягивающих деформациях грунта;

б) возможностью увеличения влажности и набухания при замачивании в отсутствии соответствующей нагрузки на поверхности грунта;

в) способностью отдельных частиц грунта к агрегированию.

Основными деформациями в глинистых грунтах на контакте с крупнозернистыми грунтами являются контактный выпор, отслаивание и контактный размыв.

В зависимости от условий работы глинистого противофильтрационного элемента плотны рассматривают два расчетных случая:

1) противофильтрационный элемент представляет собой «монолитное» тело, не имеющее

* См. сводку на с. 147.

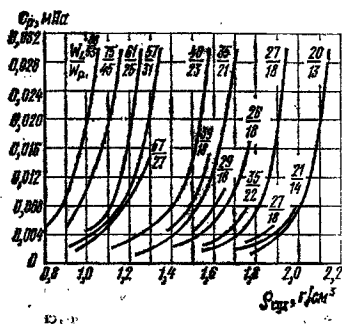


Рис. 4.63. Зависимость сцепления при разрыве глинистых грунтов c_p от $\rho_{\text{сух}}$ и W/LW_p при $G \approx 1$

каких-либо нарушений в виде трещин и фильтрационных ходов;

2) в противофильтрационном элементе имеются сквозные трещины и фильтрационные ходы, обусловленные неравномерными деформациями тела и основания плотины или сейсмическими воздействиями.

Первый расчетный случай. При «монокристаллическом» состоянии глинистого противофильтрационного элемента плотин разрушение грунта происходит в виде выпора его в поры фильтра, поэтому при оценке фильтрационной прочности глинистых ядер, экранов, не имеющих нарушений, определяющей деформацией является контактный выпор.

Контактный выпор. Выпора глинистого грунта в поры зернистого не произойдет, если будет удовлетворяться условие

$$I_p < I_{\text{доп}}^{\text{к.в.}} \quad (4.299)$$

где I_p — расчетный градиент в сооружении; $I_{\text{доп}}^{\text{к.в.}}$ — допустимый градиент контактного выпора.

Величину $I_{\text{доп}}^{\text{к.в.}}$ определяют по зависимости Г. В. Миншуровой:

$$I_{\text{доп}}^{\text{к.в.}} = \frac{0,1c_p}{\gamma_w D_{90} (1 + \alpha_n) k} \quad (4.300)$$

где c_p — сцепление при разрыве грунта, Па; γ_w — удельный вес воды; D_{90} — расчетный диаметр водообразующих частиц фильтра; α_n — коэффициент, определяемый по графику на рис. 4.58, а; k — коэффициент, учитывающий неоднородность характеристик грунта в карьере и при уплотнении; для плотин I класса принимают $k=2,5$; для плотин II класса — $k=1,5$; III и IV классов — $k=1$.

Сцепление при разрыве глинистого грунта c_p для плотин I и II классов определяют экспериментально, для плотин III и IV классов —

по графику на рис. 4.63 при расчетной плотности сухого грунта:

$$\rho_{\text{сух},p} = 0,94 (\rho_{\text{сух}} - 0,05), \quad (4.301)$$

$$\text{где } \rho_{\text{сух}} = \frac{\rho_s \rho_w (1 - v^*)}{\rho_w + \rho_s W} \quad (4.302)$$

Здесь ρ_s — плотность частиц грунта; v^* — коэффициент, принимаемый для глины равным 0,94, для супесей — 0,95, для сугликов 0,96; W — влажность грунта в долях единицы; оптимальное значение принимают равным $W = W_p - (0,02...0,03)$; W_p — влажность на границе раскатывания.

Если для фильтра $K_{60}/10 > 10$, в формулу (4.300) вместо D_{90} подставляют $D_{90}^0 = \lambda_{60} D_{90}^{0,5}$.

Для глинистых грунтов с крупнозернистостью включенными по рекомендациям В. С. Истоминой, В. В. Буренковой в формуле (4.300) c_p принимают для расчетного значения плотности мелкозернистой части сухого грунта, равной

$$\rho_{\text{сух},p}^0 = 0,94 (\rho_{\text{сух}}^0 - 0,1), \quad (4.303)$$

где

$$\rho_{\text{сух}}^0 = \frac{\rho_{\text{сух},\text{см}} \rho_{s,d>1} (1 - \rho_{d>1})}{\rho_{s,d>1} - \rho_{\text{сух},\text{см}} \rho_{d>1}} \quad (4.304)$$

(здесь $\rho_{\text{сух},\text{см}}$ — плотность смеси сухого грунта; $\rho_{s,d>1}$ — плотность частиц крупнозернистых выщелоченных диаметром более 1 мм; $\rho_{d>1}$ — содержание выщелоченной диаметром более 1 мм, принимаемое в пределах 0,1–0,7).

При отсутствии опытных уплотнений плотность смеси сухого грунта может быть определена по формулам, полученным на основании данных производственных уплотнений построенных и строящихся сооружений:

для ядер плотин

$$\rho_{\text{сух},\text{см}} = \rho_{s,d>1} (0,61 + 0,35 \rho_{d>1}); \quad (4.305)$$

для экранов

$$\rho_{\text{сух},\text{см}} = \rho_{s,d>1} (0,55 + 0,37 \rho_{d>1}). \quad (4.306a)$$

Для супесей с $I_p = 0,03...0,05$ допустимый градиент контактного выпора определяют по формуле Г. В. Миншуровой:

$$I_{\text{доп}}^{\text{к.в.}} = \frac{1}{1,4 (D_{90}^0)^2}, \quad (4.306)$$

где D_{90}^0 — диаметр расчетной поры фильтра, см, определяемый по формуле (4.279) при $D_1 = D_{90}$; коэффициент 1,4 соответствует 1,4 см⁻².

Отслаивание. По Г. Х. Праведному, отслаивание агрегатов частиц грунта с $I_p \geq 0,05$ в поры фильтра отсутствует, когда допустимый градиент

$$I_{\text{доп}} < \frac{1}{\Phi} \frac{0,34}{(D_{\text{max}}^0)^2} - 1, \quad (4.307)$$

где Φ — коэффициент, зависящий от D_{max}^0 (табл. 4.13).

ТАБЛИЦА 4.13. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА Φ

D_{\max}^0 , см	Φ	D_{\max}^0 , см	Φ
0,100	0,50	0,400	0,32
0,200	0,46	0,500	0,18
0,300	0,42	0,550	0,08

Одновременно $D_{\text{расч}}^0$ должен быть больше максимального размера пор фильтра D_{\max}^0 , который рекомендуется определять по зависимости (4.286).

В зависимости (4.307) не отражены физико-механические характеристики глинистых грунтов. Состав фильтра по этой зависимости будет одинаковым для всех видов глинистых грунтов с $I_p \geq 0,05$: супеси, суглинка, глины.

Второй расчетный случай. При учете наличия трещин в глинистом противофильтрационном элементе плотным требуется, чтобы фильтр кольматировался выносимыми из трещины частицами глинистого грунта. Кольматация фильтра происходит при выполнении условия геометрической непроницаемости через его поры агрегатов размытого глинистого грунта, выносимых из трещин.

По В. В. Буренковой, условие кольматированности фильтра выполняется, если диаметр частиц фильтра будет не более

$$D_{60} = \frac{2d_a}{\alpha_n \lambda_{60}}, \quad (4.308)$$

где d_a — расчетный диаметр агрегатного состава размытого глинистого грунта;

$$d_a = \beta d'_a \quad (4.309)$$

[здесь β — коэффициент, зависящий от W_L (табл. 4.14); d'_a — диаметр агрегата грунта, принимаемый равным для суглинка 0,028 мм, для глин 0,035 мм].

ТАБЛИЦА 4.14. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА β

W_L , %	β	W_L , %	β
20	7,5	40	10,4
25	8,3	45	10,7
30	9,2	50	10,8
35	10,0		

Фильтрационная прочность агрегатов и частиц грунта, задерживаемых фильтром, обеспечивается при его коэффициенте фильтрации $k_f \leq 2 \cdot 10^{-3}$ м/с.

Согласно натурным наблюдениям за построенными плотинами, раскрытие трещин в верхней части ядра плотины δ составляет 2—10 см при их глубине $H_{тр}$ до 5—20 м.

По Г. Х. Праведному, условие кольматированности фильтра размытым грунтом ядра вы-

полняется, если запроектированный состав первого слоя фильтра удовлетворяет условию

$$\frac{D_{17}}{d_{60}} < \frac{26,5(1-n)}{n \sqrt{K_{60}/10}}, \quad (4.310)$$

где d_{60} — диаметр частиц глинистого грунта ядра 90 %-ной обеспеченности.

Контактный размыв. Фильтрационную прочность на размыв контакта глинистых грунтов с крупнозернистым материалом проверяют по зависимостям В. В. Буренковой:

$$d_a > (D_{60}^0)_k \quad (4.311)$$

и

$$\frac{\rho_w d_a}{g} \left[v_0 \frac{D_{60}^0}{(D_{60}^0)_k} \right]^2 < 12f(0) \frac{D_{60}^0}{D_{60} + d_a} \operatorname{tg} \varphi, \quad (4.312)$$

где d_a — то же, что в формуле (4.308); $(D_{60}^0)_k$ — расчетный диаметр пор фильтра на контакте с глинистым грунтом, равный

$$(D_{60}^0)_k = 0,29D_{60}^0 - 0,16 \quad (4.313)$$

[здесь D_{60}^0 — диаметр пор (для грунтов с диаметром частиц $d = 3,30$ мм), определяемый по формуле (4.279) при $L_i = D_{60}$; коэффициент 0,16 принимается в мм]; ρ_w — плотность воды, г/см³; g — ускорение свободного падения, см/с²; v_0 — скорость потока в порах фильтра, см/с, определяемая по зависимости

$$v_0 = k_f I/n \quad (4.314)$$

(здесь k_f — коэффициент фильтрации фильтра; I — удельная энергия прилипания, для агрегатов и частиц глинистого грунта, принимаемая равной $I(0) = -0,0714$ г/см²; D_{60} — средний диаметр частиц фильтра, см; φ — угол внутреннего трения глинистого грунта в агрегированном состоянии, принимаемый равным $\varphi = 3^\circ$).

Для плотин, выполняемых из супесчаных грунтов с $I_p = 0,03 \dots 0,05$, при подборе материала наслоного фильтра допускаемый gradient контактного размыва определяют по формуле Г. В. Мишуровой:

$$I_{\text{доп}}^{к.р} = 5,7 \left[\frac{D_{60}^0}{k} / d_a \right]^{1,86}, \quad (4.315)$$

где $(D_{60}^0)_k$ — то же, что в формуле (4.311); d_a — расчетный диаметр агрегата супеси, который для грунта с $W_n = 3$ можно принять равным 0,07 мм, с $I_p = 0,04$ — равным 0,13 мм; с $I_p = 0,05$ — равным 0,22 мм.

При устройстве ленточного или пластового дренажа его верхней слой необходимо проектировать из условия недопущения контактного выпора защищаемого грунта в поры фильтра.

По Г. Х. Праведному, допускаемый gradient в глинистых грунтах с $I_p \geq 0,05$ на контакте с крупнозернистыми грунтами или трещиноватой скалой определяют по зависимости

$$I_{\text{доп}}^{к.р} = \frac{1}{\sqrt{D_{\max}^0}} - 0,75, \quad (4.316)$$

где D_{\max}^0 , см, определяют по формуле (4.286).

Для трещиноватой скалы предлагается принимать диаметр D_{\max}^0 равным ширине трещины в см.

По СНиП II-53-73, на предварительной стадии проектирования противофильтрационных элементов плотин можно принимать ориентировочные значения допускаемого среднего градиента фильтрационного потока в грунтах основания и тела плотин (табл. 4.15).

Для грунтовых ядер, экранов и понуров допустимый градиент может приниматься в пределах $4 < I_{\text{доп}} < 10$ и при соответствующем обосновании — до $I_{\text{доп}} = 12$.

ТАБЛИЦА 4.15. ЗНАЧЕНИЯ ДОПУСКАЕМОГО СРЕДНЕГО ГРАДИЕНТА ПОТОКА I В ОСНОВАНИИ И ТЕЛЕ ПЛОТИН

Грунт	Значения $I_{\text{доп}}$ при классе плотин			
	I	II	III	IV
<i>В грунтах основания плотин</i>				
Глина плотная	0,90	1,00	1,10	1,20
Суглинок	0,45	0,50	0,55	0,60
<i>В грунтах тела плотин</i>				
Глина плотная	1,50	1,65	1,80	1,90
Суглинок	1,05	1,15	1,25	1,35
Супесь	0,65	0,65	0,75	0,85

4.11.4. Расчет толщин фильтров

По СНиП II-16-76, толщину слоев обратного фильтра дренажных устройств назначают исходя из условий производства работ, но не менее 0,2 м при отсыпке слоев насухо.

По Руководству II-55-76/ВНИИГ, толщина первого слоя фильтра, защищающего ядра и экраны высоких плотин,

$$h > 3 + l', \quad (4.317)$$

где l' — суммарный размер горизонтальных смещений ядра или призмы, м.

Толщину последующих слоев фильтра переходной зоны плотины назначают по условиям производства работ, но не менее 3—3,5 м.

При учете возможности образования сквозных трещин в верхней части ядра плотины толщину первого слоя фильтра находят по зависимости В. В. Буренковой:

$$h = 1,33 H_{\text{тр}} \sqrt{1/\ln(8 H_{\text{тр}}/\delta)} + a, \quad (4.318)$$

где $H_{\text{тр}}$ — глубина воды в трещине; δ — раскрытие трещины на уровне поверхности воды в ней; a — запас ширины фильтра, определяемый условием производства работ, равный 0,3 м.

Толщина фильтра может быть принята меньше значения, полученного по зависимости (4.318), но при этом необходима проверка прочности на разрыв контакта материала пер-

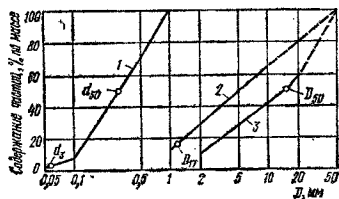


Рис. 4.84. Кривые зерновых составов грунтов основания и фильтров бетонной плотины (к примерам 4.1 и 4.2)

1 — песка средней крупности; 2 — фильтра по Руководству II-55-76/ВНИИГ; 3 — фильтра по рекомендации Б. С. Истоминой

вого слоя со вторым или с материалом упорной призмы.

При наклонной контактной поверхности слоев сыпучих материалов толщину защищающего слоя фильтра определяют из условия недопущения просыпания материала верхнего слоя по формуле

$$h = (AD_{50} + a) \sin \omega, \quad (4.319)$$

где A — коэффициент, определяемый по зависимости

$$A = \frac{390}{98 - p_0^2} \quad (4.320)$$

[здесь p_0 — процентное содержание пор защищающего слоя, больших размера среднего диаметра защищаемого грунта D_{50} (рис. 4.58, б); p_0^2 — определяют по кривой состава пор, построенной с использованием зависимости (4.279)]; a — то же, что в формуле (4.318); ω — угол наклона линии контакта слоев к горизонту.

4.11.5. Примеры расчета фильтров

Фильтры дренажных устройств гидротехнических сооружений рассчитывают на основании приведенных методов.

Для соответствующей расчетной схемы при заданных параметрах потока (градиенте I , скорости v) определяют характерные диаметры частиц зернового состава фильтра D_{10} или D_{15} ; D_{50} ; D_{60} ; D_{90} .

В качестве материала фильтра используют грунт естественный песчаный, песчано-гравийный, щебенчатый (дробленый), а также искусственно подобранный путем удаления из естественного грунта более крупных и более мелких фракций.

Пример 4.1. Рассчитать зерновой состав фильтра пригрузки, предотвращающей выпор песчаного грунта основания бетонной плотины (см. рис. 4.57, б). Грунт основания представляет собой песок средней крупности, средний диаметр частиц которого $d_{50} = 0,3$ мм (рис. 4.64).

По данным исследований фильтрации в основании плотины с использованием метода ЭГДА, выходной градиент на контакте с пригрузкой по линии $a-b$ $I^{\text{п}} = 0,57$ (рис. 4.57, б). Принимаем допустимый коэффициент равномерности фильтра $K_{60/10} = 10$. Средний диаметр частиц фильтра D_{50} определяем по

зависимости (4.288), рекомендуемой при градиенте $I \leq 1,5$; $D_{90} = 0,3(15 + 0,94 \cdot 10^4) = 14,7$ мм.

Состав первого слоя фильтра при $K_{60/10} = 10$ представлен в виде кривой 3 на рис. 4.64.

Пример 4.2. Для расчетной схемы, рассмотренной в примере 4.1, согласно Руководству ИИ-53-73/ВНИИГ, за расчетный диаметр частиц фильтра принимается D_{17} . Используя зависимости (4.291) и (4.292), при диаметре d_0 песчаного грунта, равном 0,052 мм, $K_{60/10} = 10$ и $\lambda = 0,28$ находим

$$D_{17} = \frac{5,4 d_0}{0,455 \sqrt[6]{K_{60/10} \frac{\lambda}{1-\lambda}}} = \frac{5,4 \cdot 0,052}{0,455 \sqrt[6]{10 \cdot \frac{0,28}{1-0,28}}} = 1,1 \text{ мм.}$$

Этому расчетному диаметру D_{17} при $K_{60/10} = 10$ будет соответствовать состав первого слоя фильтра, представленный кривой 2 на рис. 4.64.

Пример 4.3. Рассчитать зерновой состав фильтра, защищающего глинистый грунт экрана плотный (см. рис. 4.57, а). Глинистый грунт экрана представляет собой суглинок со следующими характеристиками: $\rho_s = 2,73$ г/см³; $W_L = 0,33$; $W_P = 0,22$.

Для данной расчетной схемы фильтр необходимо рассчитывать на условии неопущения контактного выпора глинистого грунта в поры фильтра.

Расчетный диаметр фильтра D_{10} определяем по зависимости (4.300).

По рекомендации СНиП ИИ-53-73 (п. 2.43), для экрана плотный принимаем градиент фильтрационного потока $I = 10$.

Используя зависимости (4.301) и (4.302), определяем плотность сухого грунта экрана. Оптимальная влажность грунта равна $W = W_P = 0,02 - 0,22 = 0,02$. При $\rho_s = 2,73$ г/см³ и $\gamma = 0,95$ определяем $\rho_{сух}$ по зависимости (4.302):

$$\rho_{сух} = \frac{2,73 \cdot 1 \cdot 0,95}{1 + 2,73 \cdot 0,2} = 1,67 \text{ г/см}^3.$$

Расчетная плотность сухого грунта $\rho_{сух,р} = 0,94(4,67 - 0,06) = 1,55$ г/см³.

При известных значениях W_L ; W_P ; $\rho_{сух,р}$ по рис. 4.63 определяем сцепление при разрыве грунта $c = 0,01$ МПа = 1·10⁴ Па. При коэффициенте развооруженности фильтра $K_{60/10} > 3,5$ значение $\alpha = 0,16$. Для плотный I класса в формуле (4.300) коэффициент $k = 2,5$. Тогда расчетный диаметр частиц фильтра

$$D_{90}^{расч} = \frac{0,1 c_p}{i_{доп} \gamma_W (1 + \alpha) k} = \frac{0,1 \cdot 1 \cdot 10^4}{10 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 2,5} = 0,0345 \text{ м} = 34,5 \text{ мм.}$$

В качестве материала для фильтра принимаем карьерный песчано-гравийный грунт I крупностью до 200 мм с $K_{60/10} = 32$ (рис. 4.65). Удаляем из него частицы крупнее 50 мм и получаем состав 2 с расчетным диаметром $D_{10} = 37$ мм и $K_{60/10} = 16,4$. Эти характеристики фильтра больше допустимых. Следовательно, необходимо использовать в качестве фильтра более мелкозернистый состав.

Расставляем состав крупностью до 40 мм, удаляя из состава I частицы крупнее 40 мм. Этот состав 3 имеет $D_{10} = 38$ мм и $K_{60/10} = 16,5$.

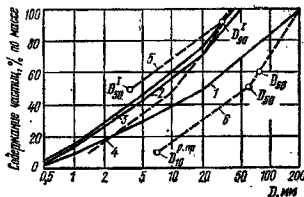


Рис. 4.65. Кривые зерновых составов грунта и фильтров плотный с глинистым экраном (к примеру 4.3). 1 — песчано-гравийного грунта; 2 — фильтр; 3 и 4 — расчетные составы фильтра; 5 — расчетный состав грунта прями

Материал фильтра с $K_{60/10} > 10$ при укладке может расслоиваться с образованием крупнозернистой и мелкозернистой частей, отличных от исходного состава. Для данной схемы за расчетный состав принимаем крупнозернистая часть расслоившегося грунта.

Для построения кривой этого состава используем график зависимости $\lambda_i = f(K_{60/10})$ (см. рис. 4.59). Экстраполируя кривые λ_i при $K_{60/10} = 16,5$, определяем $\lambda_{0,9}$, $\lambda_{0,5}$ и $\lambda_{0,1}$. Расчетный состав будет иметь $D_{90} = \lambda_{0,9} D_{90}^{расч} = 1,05 \cdot 30 = 31,4$ мм; $D_{60} = 1,5 \cdot 9,4 = 14,1$ мм; $D_{10} = 1,7 \cdot 6,1 = 10,4$ мм.

Расслоившийся грунт имеет коэффициент развооруженности $K_{60/10} \leq 10$. Принимаем в данном примере $K_{60/10} = 10$. Тогда получим $D_{10} = 0,1 D_{90}^{расч} = 0,1 \cdot 14,1 = 1,41$ мм.

Кривая 4 будет представлять собой расчетный состав фильтра (см. рис. 4.65).

Так как крупнозернистая часть грунта 4, полученная при расслоении состава 3, имеет $D_{90} < D_{90}^{расч}$, состав 3 может быть использован в качестве материала фильтра.

В качестве материала улонной прями используем карьерный песчано-гравийный грунт I. Проверку прочности первого слоя фильтра и материала прями выполняем по зависимости (4.290).

Учитывая возможность расслоения грунта фильтра 3 и прями I, определим их расчетные составы с использованием графиков на рис. 4.59.

В качестве расчетного материала фильтра 3 принимаем его мелкозернистая часть, состав которой будет характеризоваться следующими размерами частиц: $D_{90} = D_{90} \lambda_{90} = 30/1,05 = 28,5$ мм; $D_{60} = 9,4/1,5 = 6,3$ мм; $D_{10} = 6,1/1,7 = 3,6$ мм. Эти значения диаметров частиц соответствует состав 5.

За расчетный состав грунта прями принимаем крупнозернистая часть расслоившегося состава с характерными диаметрами частиц: $D_{90} = 31 \cdot 2,4 = 74,5$ мм; $D_{60} = 20 \cdot 2,92 = 58,4$ мм; $D_{10} = 0,1 \cdot 74,5 = 7,45$ мм. Расчетный состав грунта прями представлен кривой 6.

Используя зависимость (4.290), определяем допустимый действующий диаметр грунта прями $D_{10}^{доп} = D_{10}^I / \alpha^{np} = 3,6/0,16 = 22,6$ мм. Составляя полученное значение $D_{10}^{доп}$ со значением $D_{10}^{расч}$ для расчетной кривой 6, видим, что $D_{10}^{расч} < D_{10}^{доп}$. Следовательно, прочность контакта грунта первого слоя фильтра и прями обеспечена, т. е. достаточно одного слоя фильтра.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Арапов В. В., Нумеров С. Н. Теория движения жидкостей в разов в деформируемой пористой среде. М., Гостехиздат, 1953.

2. Арапов В. В., Нумеров С. Н. Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений. М., Гостройиздат, 1955.

3/ Ведерников В. В. Теория фильтрации и ее применение в области ирригации и дренажа. М., Стройиздат, 1939.

4. Гиринский Н. К. Некоторые вопросы динамики подземных вод. — Сб. тр. ВНИИ ВОДГЕО, 1947, № 9. Гидрогеология и инженерная геология.

5. Дружинин Н. И. Метод электрогидродинамических аналогов и его применение при исследовании фильтрации. Л., Госнегиздат, 1966.

6. Жакиев В. И. Водоупорные свойства грунтов ядер и экранов высоких плотин. Л., Энергия, 1971.

7. Замарин Е. А., Фадеев В. В. Гидротехнические сооружения. М., Колос, 1965.

8. Инструкция по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений. ВСН 02-65/ГПЭСЭЗ СССР, М.: Л., Энергия, 1965.

9. Истомин В. С., Бурешова В. В., Миншурова Г. В. Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1975.

10. Истомин В. С. Фильтрационная устойчивость грунтов. М., Гостройиздат, 1957.

11. Недрига В. П., Халамова Е. Я. Влияние водопроницаемости шпунтовых стенок на эффективность работы гидротехнических сооружений. — В кн.: Вопросы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений. М., Гостройиздат, 1952.

12. Недрига В. П. Расчет плановой фильтрации в пойменной земляной плотине при наплыве двух дрен. — В кн.: Вопросы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений. М., Гостройиздат, 1952.

13. Недрига В. П. Расчет фильтрации в обход гидротехнических сооружений при сопряжении их с

берегами. — В кн.: Вопросы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений. М., Гостройиздат, 1959.

14. Павловский Н. И. Собрание сочинений. М.: Л., АН СССР, 1966. Т. 2. Движение грунтовых вод.

15. Пачеч М. П., Балыков Б. И. Методы определения коэффициента фильтрации грунтов. М., Энергия, 1976.

16. Полубарина-Кочина П. Я. Теория движения грунтовых вод. М., Наука, 1977.

17. Рекомендации по расчету обратных фильтров плотин из грунтовых материалов. М., ВНИИ ВОДГЕО, 1982.

18. Реманов А. В. Приток воды к водозаборам подземных вод и дренаж. — В кн.: Вопросы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений. М., Гостройиздат, 1952.

19. Руководство по расчетам фильтрационной проницаемости из грунтовых материалов. П-65-76/ВНИИГ им. Б. Е. Веленеева. Л., 1976.

20. Указания по проектированию дренажа подземных гидротехнических сооружений. ВСН 045-72/Минэнерго СССР, М., 1973.

21. Указания по проектированию переходных зон каменно-земляных плотин. ВСН 47-71/Минэнерго СССР, Л., Энергия, 1971.

22. Фальчиков П. Ф., Панчишин В. И. Интеграторы ЭГДА, моделирование потенциальных полей на электропроводной бумаге. Киев, АН УССР, 1961.

23. Фальчиков П. Ф. Теория фильтрации под гидротехническими сооружениями. В 2-х т. Киев, АН УССР, 1969.

24. Чугаев Р. Р. Подземный контур гидротехнических сооружений. Л., Энергия, 1974.

ГЛАВА 5. КОМПОНОВКА СООРУЖЕНИЯ В РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛАХ

5.1. Общие принципы

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 и др. В связи с этим в состав гидроузлов наряду с плотинной 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 также 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.

Топографические и геологические условия. Топографические условия на участке расположения створа гидроузла должны обеспечивать минимальную длину фронта напорных сооружений без значительного затопления и подто-

пления прилегающих к водохранилищу промышленных и сельскохозяйственных территорий. Важно наличие вблизи створа площадок для размещения жилого поселка и различного рода подсобных производств. Рельеф местности должен позволять осуществление строительства необходимой сети автомобильных дорог. Геологическое строение основания и берегов должно быть благоприятным в отношении как несущей способности пород, так и их фильтрационных свойств. Для размещения бетонных и каменнонабросных подпорных сооружений следует отдавать предпочтение скальному основанию.

Условия строительства. Рациональная компоновка гидроузла должна обеспечивать: компактное расположение бетонных сооружений во избежание большого числа их сопряжений с грунтовыми сооружениями; концентрацию бетонного хозяйства; надежный пропуск строительных расходов воды в течение всего периода строительства; максимальное использование местных строительных материалов без нарушения окружающей природной среды; возможность возведения гидроузла в кратчайшие сроки с минимальными затратами дефицитных строительных материалов и максимальным использованием совершенных методов возведения и совершенного оборудования; доступность сооружений для подвоза строительных материалов и оборудования.

Требования эксплуатации. При компоновке гидроузла стремятся к тому, чтобы он был

компактным, а все сооружения могли наилучшим образом выполнять свои функции в период эксплуатации и допускали возможность их ввода во временную эксплуатацию при неполном напоре. Необходимо создание в верхнем и нижнем бьефах благоприятного гидравлического режима, особенно при пропуске через сооружение паводковых вод и льда. Направления и значения скоростей течения должны обеспечивать плавный подход воды к водопропускным сооружениям и исключать как размыв берегов в зоне расположения сооружений, так и отложение наносов с их верховой стороны. Все сооружения гидроузла должны быть связаны автомобильными дорогами и доступны для выполнения ремонтных работ.

Технико-экономические условия. Так как компоновка каждого гидроузла имеет индивидуальный характер и представляет собой довольно сложную инженерную задачу, ее производят обычно на основе данных технико-экономического сравнения ряда возможных вариантов, отдавая предпочтение тому, в котором каждое сооружение наилучшим образом выполняет свои функции в период эксплуатации и не вызывает затруднений в проведении строительных, монтажных и ремонтных работ, а гидроузел в целом требует наименьших затрат на строительство и эксплуатацию.

При компоновке всех гидроузлов и особенно гидроузлов комплексного назначения наряду с указанными выше факторами следует учитывать: современное и перспективное размещение потребителей энергии и воды для орошения и водоснабжения; возможное развитие гидроузла в будущем — повышение напора, строительство судоходного шлюза или судоподъемника, строительство нового водозабора и т. п.; обеспечение надежной транспортной связи с внешними магистральными дорогами; использование сооружений гидроузла в качестве мостового перехода для трамвайного автомобильного и железнодорожного транспорта.

Проектируемые гидроузлы в зависимости от природных условий и создаваемых ими напоров подразделяют на безнапорные, низконапорные (напор до 10 м), срединапорные (напор от 10 до 50 м) и высоконапорные (напор 50 м и более). Далее дана краткая характеристика особенностей компоновок для каждого из указанных типов гидроузлов.

5.2. Безнапорные гидроузлы

К безнапорным гидроузлам относят бесплотинные поверхностные водозаборы, осуществляющие в основном самотечный отбор воды

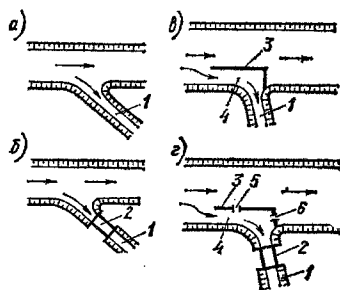


Рис. 5.1. Схемы компоновки бесплотинных речных водозаборов

а, б — береговых; в, г — шпорных; 1 — магистральный канал; 2 — головное сооружение; 3 — шпора; 4 — подводящее русло; 5 — сброс; 6 — промывное сооружение

из реки в канал при бытовых уровнях в реке. Эти водозаборы устраивают главным образом для целей ирригации, обводнения, промышленного и питьевого водоснабжения.

По условиям отбора воды из реки в магистральный канал водозаборы делят на два типа: нерегулируемые и регулируемые. В нерегулируемых водозаборах забираемый расход определяется уровнями реки. В регулируемых водозаборах подачу воды в канал осуществляют обычно с помощью регулятора или насосной станции, позволяющих подавать требуемый расход воды при любом уровне воды в реке.

Местоположение и компоновка безнапорных гидроузлов, а также тип водозаборов определяются рядом факторов: условиями и величинами отбора воды из реки; топографическими, геологическими и гидрологическими условиями используемого участка реки; климатическими условиями района и др.

Основные схемы рассматриваемых гидроузлов и условия их применения подробно освещены в СНиП II-52-74 и гл. 16 Справочника. Некоторые из характерных схем бесплотинных водозаборов приведены на рис. 5.1. Наиболее простым из них, применяемым в основном для ирригации, является открытый канал, отходящий от реки под некоторым углом к ее оси (рис. 5.1, а, в). Устройство в начале канала головное сооружение позволяет осуществлять регулирование расходов воды, поступающих в канал (рис. 5.1, б, г).

5.3. Низконапорные гидроузлы

Низконапорные гидроузлы строят на равнинных и горных реках для подъема уровня воды в целях обеспечения судоходства, лесосплава, отбора воды на ирригацию и водо-

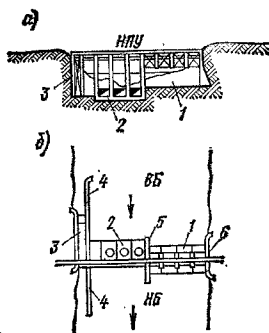


Рис. 5.2. Низконапорный гидроузел

а — профиль по оси гидроузла; б — план; 1 — водосливная плотина; 2 — здание гидроэлектростанции; 3 — судоходный шлюз; 4 — направляющие сооружения шлюза; 5 — раздельный устой; 6 — береговой устой

снабжении, а также в энергетических целях, в том числе при сооружении деривационных гидроэлектростанций.

В зависимости от характера реки и назначения гидроузлов в их состав кроме плотины могут входить судоходные шлюзы, водозаборные и лесосплавные сооружения, здания гидроэлектростанций и рыбопропускные устройства.

Особенностью низконапорных гидроузлов является их расположение в большинстве случаев в пределах русла реки и пониженной части ее поймы.

Здание гидроэлектростанции и транспортные сооружения располагают обычно на разных берегах с целью исключения отрицательного влияния одного сооружения на другое. Расположение здания гидроэлектростанции и шлюза на одном берегу (рис. 5.2) создает некоторые затруднения в эксплуатации этих сооружений, особенно шлюза, и требует более длинного направляющего сооружения для исключения влияния скорости потока на движение судов.

При ширине реки, недостаточной для размещения всех сооружений гидроузла, часть из них, обычно гидроэлектростанцию, выносят на берег в специальную выемку (см. рис. 5.6).

5.4. Средненапорные гидроузлы

Средненапорные гидроузлы строят либо на равнинных многоводных реках с широкой поймой, сложенных, как правило, нескальными грунтами, либо на горных и предгорных реках с неширокими поймами, протекающих в полускальных или скальных породах.

Основное назначение этих гидроузлов энергетическое, но обычно они используются также для целей судоходства, ирригации, промышленного и питьевого водоснабжения. Почти на всех гидроузлах имеются судоходные сооружения.

В состав сооружений гидроузла входят бетонная или железобетонная водосливная плотина, здание гидроэлектростанции, судоходные шлюзы, плотина из грунтовых материалов.

При строительстве гидроузлов среднего напора на равнинных реках применяют три основные схемы компоновки: русловую, пойменную и полупойменную. При применении русловой схемы компоновки водосливную плотину и здание гидроэлектростанции располагают в русле реки, а пойменные участки створа перекрывают земляной плотиной. При пойменной схеме водосливную плотину и здание гидроэлектростанции располагают в пойме, а русло и другие участки поймы перекрывают плотиной из грунтовых материалов. Полупойменная схема компоновки отличается меньшей врезкой бетонных сооружений в берег, так как часть их располагают в русле.

Взаимное размещение энергетических и транспортных сооружений в средненапорных гидроузлах в принципе такое же, как и в низконапорных, но в средненапорных шлюзах обычно располагают на пойме в большом удалении от бетонных сооружений.

Примерами средненапорных гидроузлов, возведенных по трем указанным схемам, могут служить гидроузлы, показанные на рис. 5.3—5.6. Из них Камский гидроузел на р. Каме с напором 22 м (см. рис. 5.3) и Волгоградский гидроузел на р. Волге с плотиной высотой 33 м (см. рис. 5.4) отвечают русловой схеме компоновки сооружений, а Ивановский гидроузел на р. Волге с плотиной высотой 20 м (см. рис. 5.5) — пойменной схеме. Гидроузел, показанный на рис. 5.6, характеризует полупойменную схему компоновки.

Компоновка гидроузлов среднего напора, возводимых на скальных основаниях на реках с узкими поймами, в принципе мало отличается от компоновки высоконапорных гидроузлов.

5.5. Высоконапорные гидроузлы

Высоконапорные гидроузлы по характеру использования сооружений и их компоновке могут быть двух типов: 1) на горных реках в глубоких относительно узких ущельях в условиях скальных оснований и берегов при сравнительно небольших максимальных расходах воды (до 4—6 тыс. м³/с); 2) на предгорных и

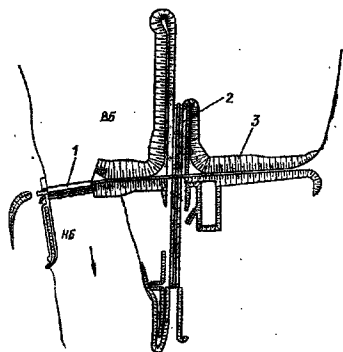
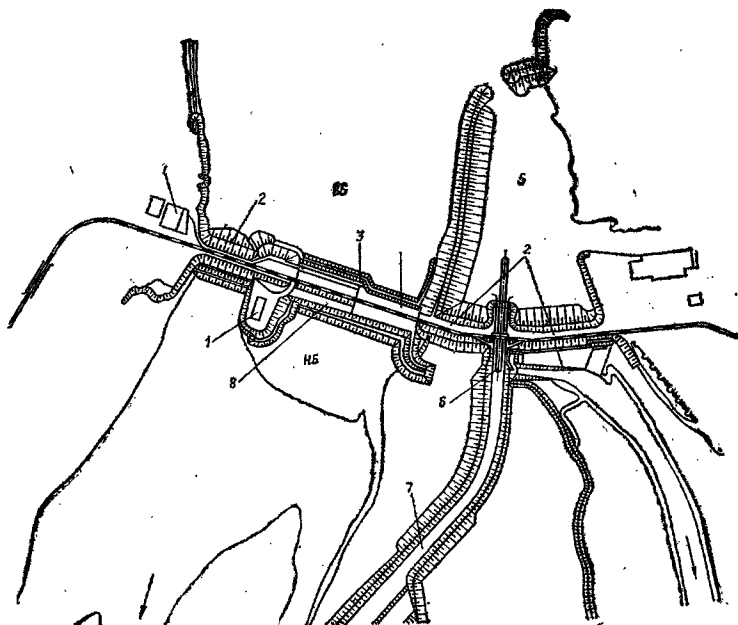


Рис. 5.3. Камский гидроузел на р. Каме

1 — здание гидроэлектростанции водосливного типа;
2 — двухъярусный шестистолпчатый судовой шлюз;
3 — земляная плотина

Рис. 5.4. Волгоградский гидроузел на р. Волге

1 — открытые распределительные устройства; 2 — земляная плотина; 3 — рыбоподъемник; 4 — бетонная водосливная плотина; 5 — аванпорт; 6 — судовой шлюз;
7 — нижний подходный канал; 8 — гидроэлектростанция



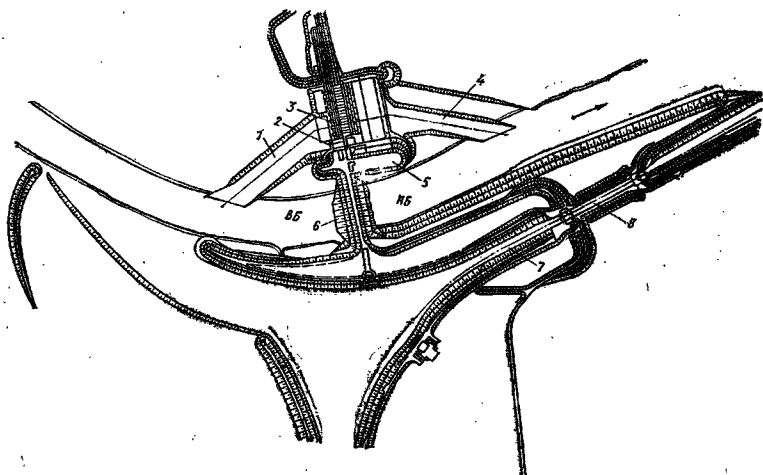


Рис. 5.5. Ивановский гидроузел на р. Волге

1 — подводный канал; 2 — здание гидроэлектростанции; 3 — водосливная плотина; 4 — отводящий канал;
5 — подстанция; 6 — земляная плотина; 7 — судоходный канал; 8 — судоходный шлюз

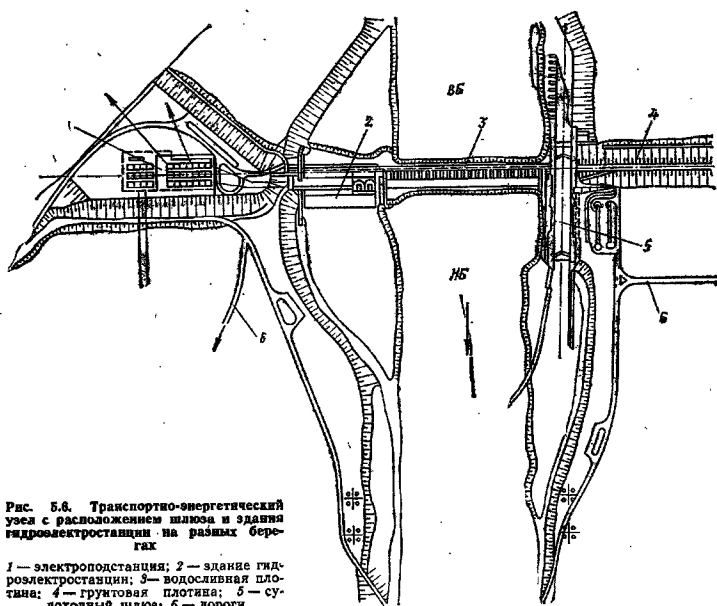


Рис. 5.6. Транспортно-энергетический узел с расположением шлюза и здания гидроэлектростанции на разных берегах

1 — электроподстанция; 2 — здание гидроэлектростанции; 3 — водосливная плотина; 4 — грунтовая плотина; 5 — судоходный шлюз; 6 — дороги

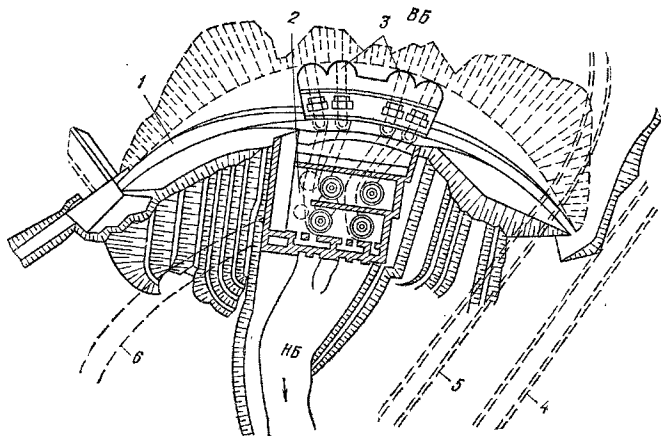


Рис. 5.7. Чирчикский гидроузел на р. Сулак

1 — арочная плотина; 2 — здание гидроэлектростанции; 3 — водозаборы гидроэлектростанции; 4 — эксплуатационный водоброс; 5 — строительный туннель; 6 — транспортный туннель

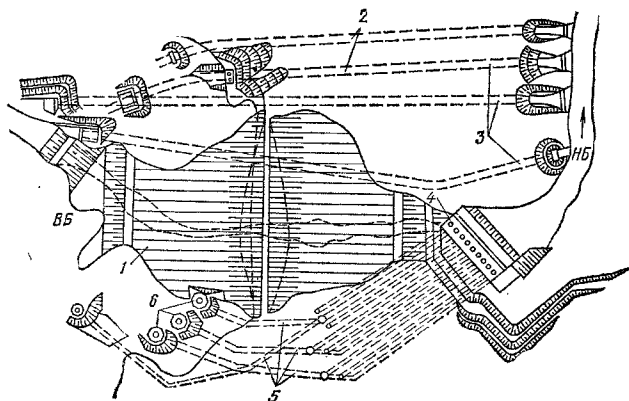


Рис. 5.8. Нуркханский гидроузел на р. Вахш

1 — каменно-земляная плотина; 2 — паводковый водоброс; 3 — строительный туннель; 4 — здание гидроэлектростанции; 5 — подводный туннель гидроэлектростанции; 6 — водозаборы гидроэлектростанции

равнинных многоводных реках с максимальными расходами воды 10—20 тыс. м³/с и более в условиях скальных оснований.

В состав сооружений высоконапорных гидроузлов входят высокая плотина; водобросы, обеспечивающие пропуск строительных и эксплуатационных расходов воды; здание гидроэлектростанции с водозабором и отводящими устройствами; ирригационные и хозяйственно-питьевые водозаборы. Иногда в узлах второго

типа устраивают судоподъемники и судоводные шлюзы, а также устройства для пропуска леса.

В узких створах горных рек возможны два основных решения компоновки в зависимости от типа плотины и водности реки:

1) при устройстве бетонной гравитационной или арочной плотины все водобросные устройства в большинстве случаев размещают по возможности в теле плотины и лишь час-

Рис. 5.9. Вялойский гидроузел на р. Вялой

1 — водосброс; 2 — полуподземное здание гидроэлектростанции; 3 — приплотинное здание гидроэлектростанции; 4 — каменнонабросная плотина

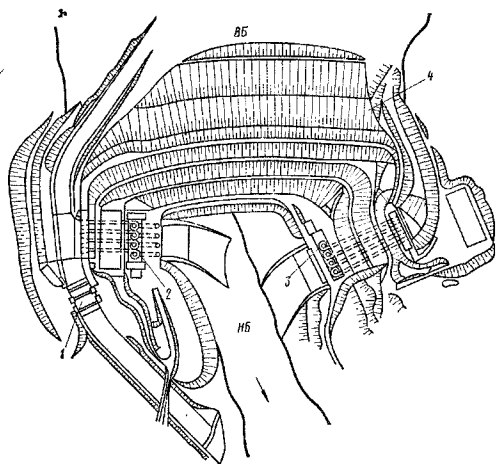
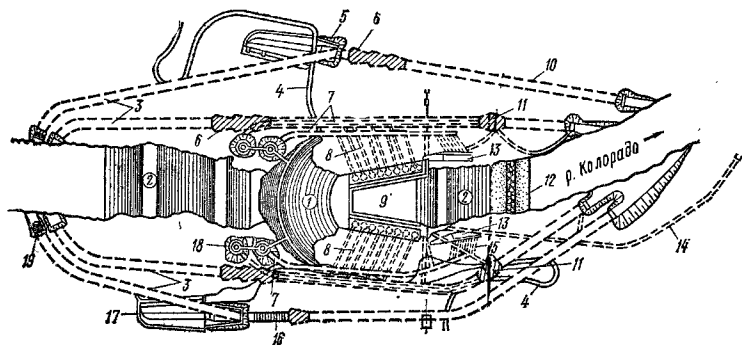


Рис. 5.10. Гидроузел Боулер (Гувер) на р. Колорадо

1 — плотина; 2 — перемычка; 3 — строительные водосбросные туннели диаметром 15,25 м; 4 — автомобильная дорога; 5 — водослив «Арizona» с боковым отводом воды; 6 — бетонная пробка; 7 — стальной трубопровод диаметром 9,15 м; 8 — трубопроводы диаметром 3,96 м; 9 — здание гидроэлектростанции; 10 — туннель водосброса диаметром 15,25 м; 11 — водовыпуски в пробке туннеля (шесть игольчатых затворов диаметром 1,8—2 м); 12 — банкет; 13 — водосброс в стенке каньона (шесть игольчатых затворов диаметром 2 м); 14 — дорожный туннель к зданию гидроэлектростанции; 15 — штольни; 16 — временное водопропускное отверстие (четыре пары); 17 — водослив «Невада» с боковым отводом воды; 18 — башенные водоприемники; 19 — решетка



тично в берегах (открытые или туннельные). Здание гидроэлектростанции располагают в теле плотины или непосредственно за плотинной и только в отдельных случаях — под землей;

2) при устройстве плотин из грунтовых материалов, а в отдельных случаях и из бетона на многоводной реке все водосбросные и водоподводящие сооружения (открытые и туннельные) размещают в берегах. Здание гидроэлектростанции выполняют чаще всего подземного типа или размещают на берегах реки в некотором удалении от плотины.

Примером первого решения является Чиркейский гидроузел на р. Сулак (рис. 5.7), включающий арочно-гравитационную плотину высотой 212 м, приплотинное здание гидроэлектростанции, водоприемник в теле плотины и водосбросы туннельного типа.

Характерными примерами второго решения являются:

а) Нурекский гидроузел на р. Вахш (рис. 5.8) с каменно-земляной плотинной высотой 300 м. Здесь в теле плотины нет каких-либо сооружений. Здание гидроэлектростанции и ее водозаборы туннельного типа расположены на правом берегу, а все водосбросные устройства — на левом;

б) Вялойский гидроузел на р. Вялой (рис. 5.9) с каменнонабросной плотинной высотой 68 м, двумя зданиями гидроэлектростанции — приплотинного и полуподземного типов и береговым водосбросом. Водозаборы и водосбросное сооружение расположены только на берегах;

в) гидроузел Боулер (Гувер) на р. Колорадо (США) с арочной плотинной высотой

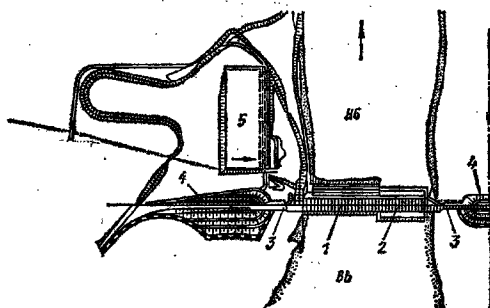
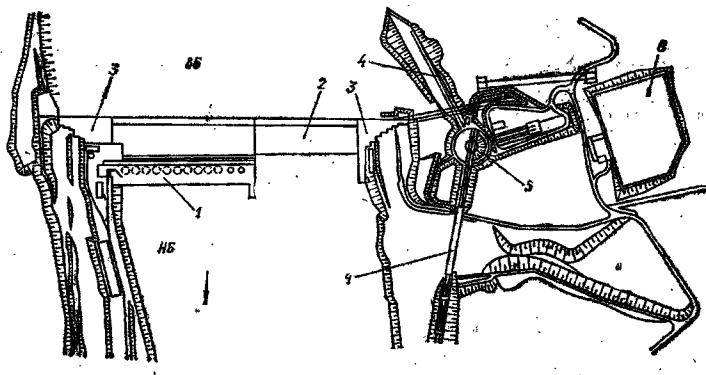


Рис. 5.11. Братский гидроузел на р. Ангаре

1 — глухая часть плотины и здание гидроэлектростанции за ней; 2 — водосливная часть плотины; 3 — береговые участки плотины; 4 — сопрягающие земляные плотины; 5 — подстанция

Рис. 5.12. Красноярский гидроузел на р. Енисее

1 — здание гидроэлектростанции приплотинного типа; 2 — водосливная плотина; 3 — глухая бетонная плотина; 4 — наклонный судоподъемник; 5 — поворотный круг судоподъемника; 6 — открытые распределительные устройства



222 м (рис. 5.10). Ввиду малой ширины створа в большого расхода реки все водозаборные и водосборные сооружения расположены в скальных берегах. Гидроэлектростанция приплотинного типа, расположенная вдоль обоих берегов, питается водой из береговых туннелей.

На выбор типа плотины и компоновки гидроузла в условиях узкого ущелья определяющее влияние оказывает водность реки. При больших расходах наводков целесообразна схема гидроузла с бетонной плотиной, при средних и малых расходах — с плотиной из грунтовых материалов.

В широких створах многоводных рек компоновка определяется в основном пропуском строительного и наводкового расходов воды. При этом основную часть русла занимают бетонная водосливная плотина и здание гидроэлектростанции, размещаемое в зависимости от напора гидроузла либо непосредственно по напорному фронту с выполненем роли водоподпорного сооружения, либо за глухой бетонной плотиной. Береговые участки напорного

фронта застраиваются обычно грунтовыми или глухими бетонными плотинами, если это окажется целесообразным по технико-экономическим соображениям. Судходные сооружения (шлюзы и судоподъемники) чаще всего располагают в скальных берегах.

Примерами компоновки гидроузлов в широких створах могут служить гидроузлы Братской ГЭС имени В. И. Ленина на р. Ангаре и Красноярской ГЭС на р. Енисее.

Братский гидроузел на р. Ангаре (рис. 5.11) возведен на прочном скальном основании. В его состав входят бетонная гравитационная плотина высотой 122 м, здание гидроэлектростанции приплотинного типа и земляная плотина, сопрягающая сооружения с берегами. Все бетонные сооружения расположены в русловой части створа. Правобережная часть плотины выполнена водосливной, а левобережная в пределах расположена гидроэлектростанция — глухой.

Красноярский гидроузел на р. Енисее (рис. 5.12) включает бетонную гравитационную плотину высотой 101 м, возведенную на скальном

основании, здание гидроэлектростанции при плотнинного типа и судоподъемника. Водосливная часть плотины расположена на левом берегу, а глухая — на правом.

При проектировании высоконапорных гидроузлов следует уделять большое внимание выбору типа плотины, учитывая условия ее работы и высокую стоимость. Такой выбор производят на основе технико-экономического сравнения ряда возможных вариантов с учетом требований о пуске гидроузла в эксплуатацию при недостроенной плотине, а также местных условий строительства, в том числе возможности широкого использования совершенной механизации. Важным при выборе типа плотин является максимальное использование местных строительных материалов и сведение до минимума потребности в привозных материалах, особенно дефицитных.

5.6. Охрана окружающей природной среды

При компоновке речных гидроузлов наряду с обеспечением нормальных условий для строительства и эксплуатации входящих в их состав сооружений следует предусматривать мероприятия по охране окружающей природной среды как в районе расположения гидроузла, так и вдоль береговых линий верхнего и нижнего бьефов.

К числу таких мероприятий относятся: сохранение и улучшение общего природно-

го ландшафта в районе створа гидроузла и вдоль трасс водосбросных и водозаборных сооружений;

размещение отвалов грунта и карьеров строительных материалов в зоне водохранилища;

создание благоприятных условий для миграции рыб к нерестилищам и обратного ската их и рыбей молоди в нижний бьеф;

предотвращение переформирования русла реки и берегов в верхнем и нижнем бьефах; обеспечение возможности использования ценных природных ископаемых в случае их затопления или подтопления;

поддержание нормальных санитарных условий в зонах расположения и влияния гидроузла.

Особое внимание при компоновке гидроузла и выборе отметки НПУ следует уделять предотвращению отрицательного воздействия создаваемого гидроузлом подпора на бытовые гидрологические условия в зоне влияния водохранилища, в том числе предотвращению подтопления и заболачивания сельскохозяйственных земель и территорий, занятых населенными пунктами и промышленными предприятиями. Во всех случаях возникновения при принятом НПУ мелководий и подтоплений на значительных территориях необходимо прорабатывать варианты защитных мероприятий с оценкой эффективности их осуществления и выбором наиболее целесообразного.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гидротехнические сооружения/И. А. Васильева, Г. И. Журавлев, С. Н. Кориюки и др.; Под ред. Н. П. Розанова. М., Стройиздат, 1978.
2. Гидротехнические сооружения/М. М. Гришин, С. М. Слесский, А. И. Антипов и др.; Под ред. М. М. Гришина. В 2-х ч. М., Высш. школа, 1979.
3. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения. В 2-х т. М., Госстройиздат, 1964—1965.
4. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения. М., Госстройиздат, 1962.
5. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения (глухие плотины). М., Высш. школа, 1976.

ПЛОТИНЫ ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

ГЛАВА 6. ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

6.1. Общие сведения

Земляные плотины являются наиболее распространенным типом водоподпорных сооружений; они входят в состав большинства гидротехнических сооружений различного назначения, широко используются в гидромелиоративном строительстве.

Широкое распространение земляных плотин обусловлено следующими основными причинами: 1) возможностью использования практически любых местных строительных материалов (грунтов); 2) возможностью комплексной механизации всех работ при разработке, транспортировке и укладке грунта в сооружение; 3) возможностью строительства практически в любых геологических и климатических условиях; 4) простотой конструкции и надежностью работы в самых тяжелых условиях, в частности в сейсмических районах.

Земляные плотины, как правило, проектируют глухими, через гребень которых недопустим перелив воды (лишь в редких случаях предусматривают возможность пропускания папковидных расходов через гребень небольших плотин специальных конструкций). В связи с этим строительство земляных плотин сопряжено с необходимостью устройства специальных водоспускных и водосборных сооружений.

При проектировании и возведении земляных плотин необходимо учитывать следующие основные требования: 1) заложения откосов плотин должны обеспечивать устойчивость сооружения и его основания при всех возможных условиях строительства и эксплуатации; 2) откосы и гребень плотин должны иметь покрытие, защищающие их от волновых, ледовых и атмосферных воздействий; 3) дренажные устройства должны обеспечивать сбор и организованый отвод фильтрующейся воды и предотвращать фильтрационные деформации в теле и основании сооружений; 4) строительные и эксплуатационные деформации плотин, ее отдельных элементов и основания не должны вызывать нарушения нормальной работы сооружения.

6.2. Классификация

По способу возведения земляные плотины подразделяют на насыпные, намывные и полунамывные. Насыпные плотины возводят

последней отсыпкой грунтов насухо с последующим уплотнением механическими средствами или отсыпкой в воду. Намывные плотины возводят средствами гидромеханизации. В этом случае разработку грунта в карьере, его транспортировку и укладку в сооружение производят гидравлическим способом при помощи воды. Полунамывные плотины возводят частично отсыпкой грунта, а частично намывом (центральная зона или низовая призма).

По высоте земляные плотины делят на низкие (напор менее 15 м), средней высоты (напор 15—50 м) и высокие (напор более 50 м).

Земляные насыпные плотины подразделяют на различные типы в зависимости от конструкции поперечного профиля, конструкции противофильтрационных устройств в основании и способа возведения (табл. 6.1, рис. 6.1 и 6.2).

ТАБЛИЦА 6.1. КЛАССИФИКАЦИЯ ЗЕМЛЯНЫХ НАСЫПНЫХ ПЛОТИН

Признак классификации плотин	Тип плотин
Конструкция поперечного профиля плотин (см. рис. 6.1)	1. Из однородного грунта. 2. Из неоднородного грунта. 3. С экраном из негрунтовых материалов. 4. С экраном из грунта. 5. С ядром. 6. С диафрагмой (стенкой, шпунтом)
Конструкция противофильтрационных устройств в основании плотин (см. рис. 6.2)	1. С понуром. 2. С зубом. 3. С инъекционной завесой. 4. С диафрагмой (стенкой, шпунтом)
Способ возведения плотин	1. С механическим уплотнением грунта. 2. Без механического уплотнения грунта (с отсыпкой проветренным способом насухо или с отсыпкой в воду)

Примечание. Показанные на рис. 6.2 конструкции противофильтрационных устройств в основании плотин могут быть использованы для различных типов земляных насыпных плотин, приведенных на рис. 6.1.

Намывные плотины разделяют по конструкции поперечного профиля на однородные (рис. 6.3, а, б) и неоднородные (рис. 6.3, в—е). Поперечный профиль однородных плотин формируют принудительно (с устройством дамб обвалования) или в результате свободного растекания пульпы со стороны одного (рис. 6.4, б)

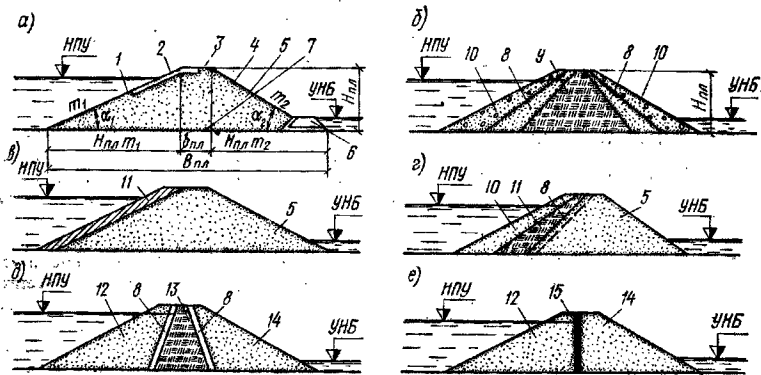


Рис. 6.1. Типы земляных насыпных плотин

а — из однородного грунта; б — из неоднородного грунта; в — с экраном из негрунтовых материалов; г — с экраном из грунта; д — с ядром; е — с диафрагмой; 1 — верховой откос; 2 — крепление откоса; 3 — гребень; 4 — низовой откос; 5 — тело плотин; 6 — дренажный баянет; 7 — подлонга; 8 — переходная зона; 9 — пертурбационная призма; 10 — защитный слой; 11 — экран; 12 — верховая призма; 13 — ядро; 14 — низовая призма; 15 — диафрагма; $b_{пл}$ — ширина плотины по гребню; $B_{пл}$ — ширина плотины внизу; $H_{пл}$ — высота плотины; $m_1 = \text{ctg } \alpha_1$; $m_2 = \text{ctg } \alpha_2$.

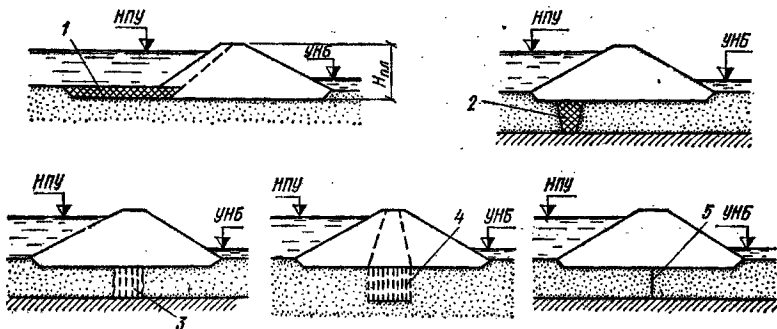


Рис. 6.2. Конструкции противофильтрационных устройств в основании плотин

1 — понур; 2 — зуб; 3 — инъекционная завеса; 4 — вязкая инъекционная завеса; 5 — диафрагма

или обоих откосов; поперечный профиль неоднородных плотин формируют принудительно, намыв ведут двусторонним способом с поддержанием прудка-отстойника (рис. 6.4, а).

6.3. Грунтовые материалы для возведения плотин

В качестве материалов для возведения земляных плотин и их отдельных элементов используют связные и несвязные грунты естественного происхождения; при соответствующем обосновании можно использовать также

искусственные грунты (золотоотвалы ТЭЦ, отходы горнодобывающей и металлургической промышленности).

Требования к грунтовым материалам, применяемым для возведения земляных плотин, определяются действующими нормативными документами в зависимости от конструкции сооружения и способа производства работ при его возведении.

Для строительства земляных насыпных плотин, согласно СНиП II-53-73, могут быть использованы грунты всех видов, за исключением содержащих водорастворимые включения

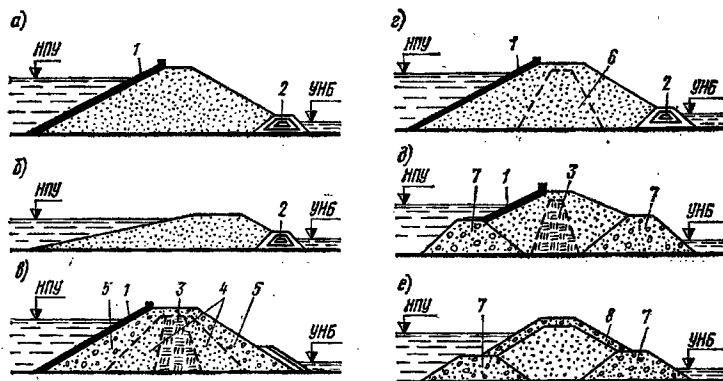


Рис. 6.3. Типы намывных плотин

а, б — однородные; в, г — неоднородные; д, е — однородные или неоднородные с частично насыпным профилем; 1 — крепление верхового откоса; 2 — дренажный банкет; 3 — ядро; 4 — промежуточная зона; 5 — боковая зона; 6 — центральная мелкопесчаная зона; 7 — каменистообросная призма; 8 — пригрузка на крувообломочного грунта

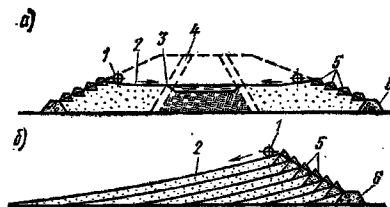


Рис. 6.4. Основные схемы возведения намывных плотин

а — двусторонний намыв неоднородной плотины с ядром; б — односторонний намыв однородной плотины при свободном растекании пудыны в сторону верхового откоса; 1 — распределительный пульпопровод; 2 — откос намыва; 3 — граница пудыно-отстойника; 4 — граница ядра; 5 — дамбы обвалования; 6 — дамба перевального обвалования

хлоридные или сульфатхлоридные солей в количестве более 5 % или сульфатных солей более 2 % по массе, а также содержащих полностью разложившиеся органические вещества (остатки растений) в количестве более 5 % по массе или полностью разложившиеся органические вещества, находящиеся в аморфном состоянии, в количестве более 8 % по массе.

Для строительства однородных плотин чаще всего используют суглинки и супеси, а также мелкие и средней крупности пески, обладающие допустимой по водохозяйственным расчетам фильтрационной способностью и достаточной прочностью.

Песчаные и гравийно-галечниковые грунты могут быть использованы для возведения низовых частей профиля земляных плотин всех типов.

При соответствующем обосновании (обеспечение фильтрационной прочности, допустимые фильтрационные потери) для строительства однородных плотин или противофильтрационных элементов неоднородных плотин могут быть использованы гравийно-галечниковые грунты с песчано-илстым заполнителем (при коэффициенте неоднородности $K_{вн/н} > 10..20$).

Илистые грунты и плотные глины, разработка и укладка которых в сооружении затруднительны, применяют для строительства плотин или противофильтрационных элементов редко, лишь при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Для устройства противофильтрационных элементов (ядер, экранов, понуров, зубьев) используют маловодопроницаемые материалы с коэффициентом фильтрации $k_f \leq 1 \cdot 10^{-4}$ см/с (глинистые грунты, торф, искусственные грунтово-грунты смеси).

Наилучшим материалом для устройства противофильтрационных элементов являются глинистые грунты, карьерная влажность которых соответствует влажности на границе раскатывания или несколько превышает ее. Использование сильно переувлажненных или пересушенных глинистых грунтов существенно усложняет производство работ и требует технико-экономического обоснования.

Торфы со степенью разложения не менее 50 % применяют для устройства экранов и понуров плотин III и IV классов высотой не более 20 м.

Искусственные смеси для устройства противофильтрационных элементов готовят из глинистых, песчаных и гравийно-галечниковых грунтов. Применение такого материала должно быть экономически оправдано. Состав грунтовой смеси подбирают по результатам экспериментальных исследований, включающих опытные отсыпки в полевых условиях.

Для устройства дренажей обратных фильтров, переходных зон и крепления откосов используют песчаные и гравийно-галечниковые грунты, дробленые скальные породы, которые должны обладать достаточной прочностью, морозостойкостью, неразмокаемостью в воде и не содержать водорастворимых включений.

При возведении земляных плотин отсылкой грунта в воду чаще используют лёссовидные суглинки и моренные грунты с различным содержанием крупнозернистых включений. Реже применяют глины и песчано-гравийные грунты.

Требования к грунтам, отсыпаемым в воду, определяются конструкцией сооружения. Для возведения однородных плотин могут быть использованы практически любые грунты, имеющие достаточно высокие прочностные и фильтрационные характеристики. Основным требованием к грунтам, предназначенным для устройства противофильтрационных элементов (понуров, экранов, ядер), является их достаточная водонепроницаемость.

Для отсыпки в воду пригодны грунты любой степени комковатости: от однородных мелкозернистых до содержащих крупные труднодробимые комья. При разработке в карьере плотны медленно размокаемых в воде глин рекомендуется обеспечивать содержание 20—30 % мелких комьев ($d < 100$ мм), которые при отсыпке в воду размокают и омоноличивают всю массу грунта.

При возведении намывных плотин используют глинистые, песчаные, гравийные и галечниковые грунты с максимальным размером фракций 100—150 мм.

Пригодность карьерного грунта для намыва плотны той или иной конструкции можно оценить по его зерновому составу (рис. 6.5). При применяемых в настоящее время средствах гидромеханизации и технологии намыва предпочтительно использовать песчаные и песчано-гравийные грунты I и II группы. Грунты группы I могут служить для намыва однородных плотин, а грунты группы II для намыва неоднородных плотин с мелкопесчаной

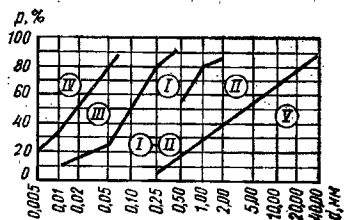


Рис. 6.5. Группы (I—V) грунтов, используемых для намыва плотин

ядерной зоной. Супеси (группа III), суглинки и глины (группа IV) и гравийно-галечниковые грунты (группа V), согласно СНиП II-53-73, допускается использовать для намыва плотны лишь при соответствующем технико-экономическом обосновании; при этом супеси и суглинки (лёссовидные грунты) могут быть применены для намыва однородных плотин или ядерной зоны неоднородных плотин; суглинки и глины — для намыва ядра плотны, а гравийно-галечниковые грунты — для намыва упорных призм.

В отдельных случаях может оказаться экономически целесообразным применение для намыва искусственных смесей грунтов из различных карьеров или сортированных карьерных грунтов, из которых удалены те или иные фракции.

При выборе карьерных грунтов для намыва необходимо учитывать следующее:

- 1) по содержанию органических и водорастворимых примесей к карьерным грунтам не предъявляется ограничений, однако остаток примесей в намытом сооружении не должен превышать пределов, допустимых для насыпных плотин;

- 2) для намыва однородных плотин предпочтительны мелкие и средней крупности пески с минимальным коэффициентом неоднородности и содержанием глинистых и пылеватых частиц ($d < 0,05$ мм) не более 10—12 %;

- 3) для намыва неоднородных плотин предпочтительны песчаные и песчано-гравийные грунты с максимальным коэффициентом неоднородности; грунт, намытый в ядерную зону, не должен содержать более 15—20 % глинистых частиц ($d < 0,005$ мм), чтобы был обеспечен достаточно быстрый переход его из текущего состояния в пластичное;

- 4) при выборе песчаных грунтов для намыва следует иметь в виду, что окатанные частицы укладываются при намыве более плотно, но такой материал имеет меньший коэффициент внутреннего трения, чем грунт с менее окатанными частицами.

6.4. Конструкции плотин

6.4.1. Очертание профиля

При проектировании земляной плотины необходимо подобрать устойчивый и наиболее экономичный профиль сооружения. Размеры поперечного профиля зависят от типа плотины, ее высоты, характера грунтов в основании, а также условий строительства и эксплуатационных требований.

А. Гребень плотины. Превышение отметки гребня плотины d над расчетным статическим уровнем воды в водохранилище (рис. 6.6) определяют по формуле

$$d = h_n + \Delta h + a, \quad (6.1)$$

где h_n — высота наката на откос ветровой волны; Δh — высота ветрового нагона волны; a — запас по высоте плотины.

Значения h_n и Δh определяют по формулам (1.19) и (1.20). Запас по высоте a для плотин всех классов, разрушение которых может вызвать последствия катастрофического характера, принимают не менее 0,5 м. Если высота ветрового нагона Δh очень мала или высота наката ветровой волны h_n в сумме с высотой нагона Δh составляет менее 0,5 м, превышение отметки гребня плотины независимо от ее класса принимают не менее 0,5 м.

Расчет по формуле (6.1) проводят для двух расчетных случаев: 1) уровень воды на отметке НПУ; 2) уровень воды на отметке ФПУ расчетной обеспеченности.

Проектную отметку гребня плотины назначают по наиболее неблагоприятному расчетному случаю, округлив полученный результат в сторону запаса.

Если на гребне плотины предусматривается устройство прочного и устойчивого парапета (его высота обычно равна 1,2—1,5 м), то величину d следует считать от расчетного ста-

тического уровня воды до верха парапета (рис. 6.1, б). В этом случае отметка гребня плотины может быть принята равной отметке ФПУ, но она не должна быть ниже, чем отметка НПУ плюс 0,3 м.

Следует иметь в виду, что при назначении проектной отметки гребня, в соответствии с формулой (6.1), не учитывается возможная осадка плотины и ее основания в эксплуатационный период. В связи с этим отметка гребня сооружения в момент окончания строительства должна превышать проектную на ожидаемую эксплуатационную осадку.

Ширину гребня плотины назначают с учетом ее типа, принятой схемы производства работ (обеспечение возможности работы средств гидромеханизации, проезда транспорта и механизмов и др.) в эксплуатационных требованиях.

Обычно на гребне плотины устраивают автомобильную или железную дорогу, размеры которых назначают, руководствуясь требованиями соответствующих нормативных документов. Если проезд по гребню не предусматривается, его ширина, согласно СНиП II-53-73, должна быть не менее 3 м.

Основные параметры поперечного профиля автомобильных дорог различных категорий, согласно СНиП II-D.5-72, приведены в табл. 6.2.

ТАБЛИЦА 6.2. ОСНОВНЫЕ ПАРАМЕТРЫ ПОПЕРЕЧНОГО ПРОФИЛЯ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Категория дорог	Ширина, м			
	проезжей части	обочины	разделительной полосы	земляного полотна
I	15,0	3,75	5	22,5
II	7,5	3,75	—	15
III	7,0	2,50	—	12
IV	6,0	2,00	—	10
V	4,5	1,75	—	8

При устройстве по гребню железной дороги должны выполняться требования СНиП II-39-76. Ширина однопутного железнодорожного полотна должна быть не менее 5 м, двухпутного — не менее 7,5 м; ширина гребня плотины с учетом инспекционных проездов шириной 4 м по обе стороны железнодорожного полотна составляет не менее 13—15,5 м.

По краям проезжей части дороги предусматривают обочины или тротуары для пешеходов.

Для организованного стока поверхностных вод гребню придают односторонний или двухсторонний поперечный уклон, а на обочинах устраивают ливнеотводы.

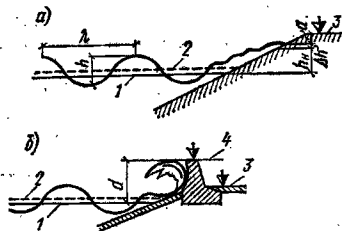


Рис. 6.6. Схемы в определении отметки гребня плотины

а — без парапета; б — с парапетом; 1 — расчетный статический уровень; 2 — средняя волновая линия; 3 — гребень плотины; 4 — гребень парапета

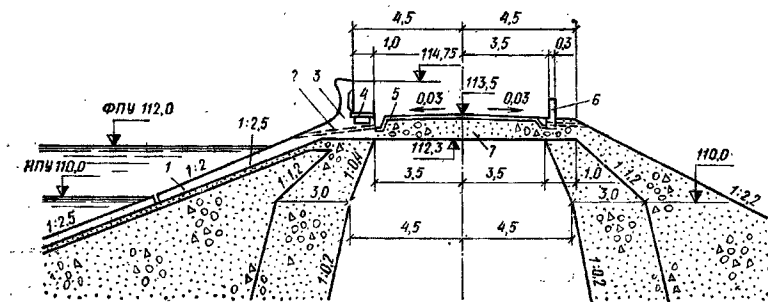


Рис. 6.7. Пример конструкции гребня плотины

1 — железобетонные плиты крепления; 2 — ливнесток; 3 — парапет; 4 — канал для прокладки кабелей; 5 — асфальтобетонное покрытие; 6 — надолбы; 7 — подготовка на песчано-гравийном грунте

Покрытие проезжей части выполняют в соответствии с категорией дороги. Его укладывают на подготовку из песчаных, гравийных или щебенчатых грунтов.

Если гребень плотины сложен из глинистых грунтов, для защиты его от промерзания или высыхания укладывают слой несвязного грунта. Толщина защитного слоя, включая покрытие гребня, должна быть не менее глубины сезонного промерзания грунта в данном районе.

По краям гребня предусматривают ограждения в виде волнозащитного парапета (со стороны верхнего бьефа) или различных ограждающих устройств по обочинам дороги (надолбы, стенки и пр.).

Пример конструктивного оформления гребня показан на рис. 6.7.

В местах сопряжения плотины с берегами или с другими сооружениями ширину гребня принимают в соответствии с конструкцией сопряжения и назначением создаваемых площадок.

В сейсмических районах ширину гребня плотины и его превышение над расчетным уровнем воды обычно назначают несколько большим, чем при нормальных условиях эксплуатации, имея в виду возможность дополнительной осадки сооружения при сейсмических воздействиях, а в особых случаях возможность образования волны при обвалах береговых массивов грунта в водохранилище.

Б. Откосы плотины. На предварительных стадиях проектирования заложения откосов земляных плотин назначают, основываясь на фактах строительства и эксплуатации аналогичных сооружений. Назначенные заложения откосов проверяют расчетами статической устойчивости с учетом действующих на откос

сил, физико-механических характеристик грунтов тела плотины и основания, конструктивных особенностей сооружения, условий строительства и эксплуатации (см. гл. 9) и в случае необходимости уточняют.

Ориентировочные значения заложений откосов земляных насыпных плотин из глинистых и песчаных грунтов при валичии в основании грунтов с прочностью не меньшей, чем в теле плотины, приведены в табл. 6.3.

ТАБЛИЦА 6.3. ОРИЕНТИРОВОЧНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ЗАЛОЖЕНИИ ОТКОСОВ ЗЕМЛЯНЫХ НАСЫПНЫХ ПЛОТИН

Высота плотин, м	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—3,0
>50	4,0—5,0	4,0—4,5

Для предварительного назначения заложений откосов некоторых типов намывных плотин средней высоты можно пользоваться данными табл. 6.4.

При свободном намыве песчаных и гравийных грунтов с сосредоточенным выпуском пуль-

ТАБЛИЦА 6.4. ОРИЕНТИРОВОЧНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ЗАЛОЖЕНИИ ОТКОСОВ НАМЫВНЫХ ПЛОТИН

Плотина	Грунт основания	Заложения откосов (верхового и низового)
Неоднородная гравийно-песчаная с ядерной зоной	Скальный, плотная глина	3—4
Однородная песчаная нормально-го профиля	Песчаный, супесчаный	4—5
	Торф, ил, старичные отложения	5—8

пы примерно 10 %-ной консистенции заложение верхового откоса ориентировочно можно назначать по табл. 6.5. Низовой откос, формируемый принудительно путем отсыпки дамб попутного обвалования, обычно имеет заложение 3—4.

ТАБЛИЦА 6.5. ОРИЕНТИРОВОЧНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ЗАЛОЖЕНИЯ ВЕРХОВОГО ОТКОСА НАМЫВНЫХ ПЛОТИН ПРИ СВОДНОМ НАМЫВЕ ПЕСЧАНЫХ И ГРАВЛИНЫХ ГРУНТОВ

Грунт	Средние заложения откоса при расходе пульпы, м ³ /ч		
	<2000	2000—4000	>4000
Песок:			
мелкий	40	50	100
средней крупности	35	40	65
крупный	30	35	40
гравелистый	20	25	30
Гравийный	15	20	25

Откосы грунтовых плотин могут иметь переменное заложение, уменьшающееся в гребневой части, что дает возможность запроектировать более экономичный профиль сооружения, чем при постоянном по высоте заложении откосов.

На откосах высоких и средней высоты плотин устраивают бермы исходя из производственных и эксплуатационных условий. На верховом откосе бермы служат для создания необходимого упора креплению и обеспечения возможности его осмотра и ремонта. На низовом откосе бермы используют для обеспечения служебного проезда и предотвращения размывов откоса тальми и дождевыми водами. С этой целью бермы располагают через 10—15 м по высоте, а на внутренней их стороне для сбора и организованного отвода стекающих вод устраивают кюветы или лотки. По бермам низового откоса могут быть проложены автомобильные или железные дороги. Как правило, бермы предусматривают в местах изменения заложения откосов и сопряжения основного тела плотины со строительными перемычками. Устройство берм позволяет увеличить ширину плотины по основанию и удлинить пути фильтрации, а в случае необходимости заглубить депрессионную кривую таким образом, чтобы она проходила вне зоны промерзания. Во всех случаях устройство берм не должно вести к общему уположению откоса против расчетного. Ширина берм определяется их назначением и составляет не менее 3 м, если берма предназначена для проезда, и не менее 1—2 м, если проезд не предусмотрен.

6.4.2. Крепления откосов

Откосы земляных плотин подвержены разрушающим воздействиям ветровых волн, течений воды, льда, атмосферных осадков и других факторов (пучение и усадка глинистых грунтов, воздействие ветра, жизнедеятельность землеройных животных и пр.).

Для защиты верхового откоса СНиП II-53-73 рекомендуют крепления следующих видов: а) каменную наброску из несортированного камня (сортированный камень допускается применять при соответствующем обосновании); б) бетонные монолитные, железобетонные сборные и монолитные с обычной и предварительно-напряженной арматурой; в) асфальтобетонные; г) биологические.

При соответствующем обосновании допускается применение облегченных креплений (грунтоцементных, из гравийно-галечниковых грунтов и пр.), а также устройство пологих волноустойчивых откосов. Крепление камнем в виде одиночного или двойного мощения, требующее больших затрат ручного труда, в настоящее время практически не применяют.

Чаще всего применяют крепления из каменной наброски, бетона и железобетона. Сведения об основных технических характеристиках таких креплений, условиях их работы, конструирования и расчетах помещены в гл. 8.

Асфальтобетонные крепления пока не получили широкого распространения в СССР. В то же время зарубежный опыт свидетельствует об их перспективности ввиду возможности полной механизации процесса их укладки, высокой водонепроницаемости, трещиностойкости, достаточно хорошей приспособляемости к осадкам сооружения и основания.

Асфальтобетонные крепления одновременно выполняют роль экрана плотины. Они могут быть однослойными или двухслойными (рис. 6.8). Как показывает опыт эксплуатации плотин с асфальтобетонными экранами в ФРГ, устройство однослойного крепления предпочтительнее, поскольку двухслойные часто разру-

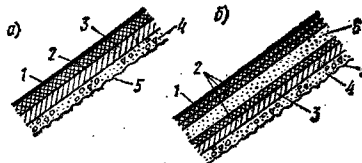


Рис. 6.8. Асфальтобетонные крепления

а — однослойное; б — двухслойное; 1 — асфальтовая мастика; 2 — асфальтобетон; 3 — асфальтовый связующий слой; 4 — битуминизированный выравнивающий слой, пропитка 80 кг/м³; 5 — распыленная битумовая эмульсия, 1,5 кг/м³; 6 — битуминизированный дренажный слой

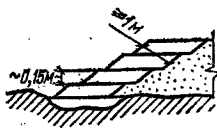


Рис. 6.9. Грунтоцементное крепление

щаются из-за вспучивания верхнего слоя. Толщину слоя обычно принимают в пределах 8—12 см. Водонепроницаемые защитные покрытия верхового откоса из асфальтобетона следует укладывать от подошвы до гребня сооружения с минимальным количеством швов. Такие покрытия достаточно хорошо работают и при образовании в водохранилище ледяного покрова.

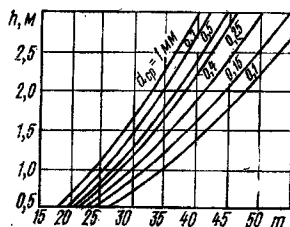
Особое внимание следует обращать на предотвращение возможности воздействия воды на асфальтобетонное покрытие со стороны нижнего бьефа. При наличии такой опасности (например, при быстром понижении уровня воды в верхнем бьефе) под всем покрытием укладывают дренажный слой и предусматривают отвод воды трубчатым дренажем в нижний бьеф или в галерею, сооружаемую у подошвы низового откоса (в последнем случае обеспечивается возможность контроля водонепроницаемости защитного покрытия).

Для предотвращения старения асфальтобетона под влиянием ультрафиолетовых лучей его поверхность покрывают слоем мастики со стабилизирующими добавками или светлой краской.

Грунтоцементное крепление (рис. 6.9) выполняют из грунта с добавкой цемента (до 10 %) и воды. Грунтоцементную смесь укладывают слоями толщиной до 15 см и уплотняют катками. Крепления из грунтоцемента применяют при высоте волны до 1 м; толщина крепления перпендикулярно к откосу составляет не менее 1 м. Применение конструкций такого типа требует проведения мероприятий по борьбе с противодавлением; к числу их недостатков относятся растрескивание при промерзании.

Чтобы избежать снижения прочности грунтоцементной смеси, транспортировку ее от смесительной установки, разравнивание и уплотнение следует производить в короткое время. Так, при строительстве плотины Меррит эти операции занимали около 2 ч.

В некоторых случаях экономически целесообразно устройство пологих волноустойчивых верховых откосов без специального крепления или с облегченным креплением. Ориентировочные значения заложений волноустойчивых

Рис. 6.10. График для определения заложений m волноустойчивых откосов (h — высота волны; d_{cp} — средний диаметр частиц грунта)

откосов из различных грунтов могут быть приняты по графику на рис. 6.10.

Границы волноустойчивого откоса определяют из тех же соображений, что и границы крепления — до глубины не менее $2H_{кр}$ от минимального уровня сработки водохранилища; ниже заложение откоса определяется соображениями статической устойчивости сооружения.

При косом подходе волн может происходить перемещение грунта по пологому откосу. Для предотвращения этого явления целесообразно устраивать на откосе в один или несколько рядов продольные буны или волнодомы, покрытые бетонными плитами или камнем. Иногда на пологих волноустойчивых откосах предусматривают дополнительно облегченное крепление из гравийно-галечникового грунта или посадку древесно-кустарниковой растительности.

Низовой откос плотины в зоне волновых и ледовых воздействий со стороны нижнего бьефа крепится так же, как верховой. Остальную часть низового откоса защищают от атмосферных воздействий и в случае необходимости от разрушения землеройными животными. Чаще всего низовой откос укрепляют посевом многолетних трав по слою растительного грунта толщиной 20—30 см (сплошным или в клетках из дерна) или одерновкой. Состав травосмеси подбирают в зависимости от климатических условий строительства и типа грунта в плотине.

Есть примеры укрепления низовых откосов посадкой кустарников (с этой целью на низовом откосе Каховской плотины размещены ряды вьющих насаждений).

В районах с сухим жарким климатом низовые откосы покрывают уплотненным слоем щебня или гравийно-галечникового грунта толщиной 15—20 см либо применяют другие виды облегченных покрытий.

Как правило, на низовом откосе необходимо предусматривать организованный отвод поверхностных вод. Для этого по линии сопряжения плотины с берегами и на берегах размещают водопроводящие лотки и кюветы.

6.4.3. Противофильтрационные устройства

А. Общие сведения. Противофильтрационные устройства предусматривают в земляных плотинах в тех случаях, когда необходимо: а) уменьшить фильтрационный расход через сооружение; б) заглубить депрессионную кривую для повышения устойчивости низового откоса и предотвращения возможности пучения грунта при промерзании; в) уменьшать уклоны фильтрационного потока для предотвращения фильтрационных деформаций грунта в теле плотинах.

В теле плотины противофильтрационные устройства выполняют в виде ядер, экранов и понуров из маловодопроницаемых грунтов (суглинков, супесей, глин, в некоторых случаях песчавых грунтов и торфа) или в виде экранов и диафрагм из негрунтовых материалов (бетона, железобетона, асфальтобетона, металла, дерева, пластмасс).

Сопряжение противофильтрационных устройств в теле плотины с противофильтрационными устройствами в основании* или непосредственно с основанием должно быть выполнено таким образом, чтобы была обеспечена его водонепроницаемость. С этой целью осуществляют врезку противофильтрационного элемента в основание либо устраивают зубья, замки, диафрагмы в виде стенки или из шпунта, инъекционные завесы (см. рис. 6.2).

Конструкцию противофильтрационного устройства выбирают с учетом типа и высоты земляной плотины, геологических условий в основании, наличия местных строительных материалов, условий строительства сооружения.

Б. Противофильтрационные устройства из грунтовых материалов. Чаще всего устраивают экраны (в сочетании с понуром при глубоком залегании водоупора) и вертикальные ядра из глинистых грунтов. Наклонные ядра в земляных плотинах применяют редко.

По условиям укладки и уплотнения наиболее удобно использовать суглинки. В некоторых случаях целесообразно использовать смеси глинистых грунтов с песком или крупнообломочным материалом, а также гравийные и дресвяные грунты вулфонозного состава с $k_{\phi} \leq A \cdot 10^{-4}$ см/с. Для устройства экранов и понуров допускается при надлежащем обос-

новании применение торфа со степенью разложения растительных остатков не менее 50% и влажностью 80—85%.

Размеры экранов и ядер назначают исходя из экономических соображений с учетом наличия местных строительных материалов и средств механизации. Толщину принимают переменной, увеличивающейся сверху вниз. Минимальная толщина поверху определяется условиями производства работ. Практически при использовании современных средств механизации толщину поверху назначают обычно не менее 3 м.

Толщину понизу ядер и экранов из суглинка, глины или глинобетона назначают таким образом, чтобы градиент фильтрационного потока l находился в пределах 4—10 (при соответствующем обосновании допускается $l=12$).

Отметка гребня противофильтрационного устройства должна быть не ниже отметки ФПУ с учетом высоты наката и ветрового нагона волны. Сверху гребень ядер и экранов покрывают защитным слоем из несвязного материала толщиной не менее глубины промерзания грунта в данном климатическом районе.

Если основное тело плотины отсыпается из крупнозернистых грунтов, то по границам с ядром и экраном укладывают по принципу обратного фильтра переходные слои (см. п. 4.11).

С верхней стороны экран покрывают защитным слоем. Заложение верхового и низового откосов экрана назначают по результатам расчетов устойчивости на сдвиг экрана и защитного слоя по грунту тела плотины в защитного слоя по экрану (см. гл. 9). При этом наклон низового откоса экрана к горизонту должен быть не менее угла естественного откоса материала упорной призмы; заложение верхового откоса принимают обычно не менее 2,5—3.

Понуры в большинстве случаев выполняют из того же материала, что и экран. Длину понуров назначают в соответствии с фильтрационными расчетами по допустимым фильтрационным расходам или исходя из условия предотвращения фильтрационных деформаций при выходе фильтрационного потока в нижний бьеф. Чаще всего длина понура составляет 1—2 H , хотя есть примеры устройства и более длинных понуров.

При назначении толщины понура исходя из условия, чтобы градиент фильтрационного потока в понуре l был не более 10—12. Конструктивно толщина понура должна быть не менее 0,5 м. Для обеспечения хорошего сопряжения с экраном толщина понура по направлению к плотине может быть несколько увеличена. Если понур укладывают на крупно-

* О противофильтрационных устройствах в основании подробно см. п. 7.5.3.

зернистые аллювиальные отложения или сильно разрушенную скалу, под ним следует предусматривать устройство обратного фильтра. Сверху понур закрывают защитным слоем из несвязного материала толщиной не менее 1—2 м для предохранения от промерзания и механических повреждений.

В. Противофильтрационные устройства из негрунтовых материалов. Такие устройства в земляных плотинах, как правило, следует применять лишь в тех случаях, когда на месте строительства отсутствуют глинистые грунты, пригодные для отсыпки ядра или экрана, или укладка глинистых грунтов по какому-либо причинам затруднительна (например, длительный дождливый период или продолжительная и суровая зима).

Инъекционные ядра выполняют нагнетанием через систему скважин, пробуренных в теле плотины, специальных растворов различных состава и консистенции. При среднем коэффициенте фильтрации грунта более 0,1 см/с применяют глиноцементный раствор с содержанием цемента не менее 20 % по массе; при среднем коэффициенте фильтрации менее 0,1 см/с применяют глиносилкатные, алюминио-силикатные, глинополимерные, полимерные растворы на различных смолах и др. Толщину инъекционного ядра понизу принимают не менее 0,1 напора на плотину.

Пока инъекционные ядра не получили широкого распространения, однако такой тип противофильтрационного устройства является перспективным, особенно в районах с суровыми климатическими условиями, поскольку дает возможность круглогодичного возведения сооружения без устройства строительных перемычек и подготовки основания.

Негрунтовые экраны в современных земляных плотинах устраняют главным образом из полиэтиленовой пленки или асфальтобетона (см. п. 7.5). Асфальтобетонные экраны часто одновременно выполняют роль крепления верхового откоса (см. п. 6.4.2). При интенсивных ледовых и волновых воздействиях на поверхности асфальтобетонного экрана может быть устроено дополнительное покрытие из железобетонных плит.

Устройство в земляных плотинах жестких бетонных или железобетонных экранов не рекомендуется, поскольку неизбежные деформации тела плотин обуславливают возможность трещинообразования в экране.

Диафрагмы в земляных плотинах по их статической работе разделяют на жесткие, работающие на изгиб, и гибкие, легко деформируемые, сопротивляющиеся изгибу которых можно пренебречь.

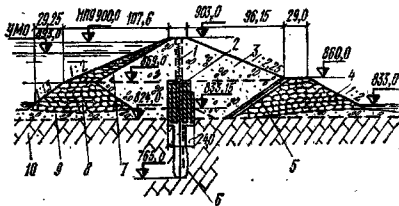


Рис. 6.11. Плотина с диафрагмой из полиэтиленовой пленки

1 — диафрагма из трех слоев полиэтиленовой пленки, укладываемой в песок; 2 — цементно-песчанная завеса в теле плотин; 3 — гравийно-галечниковый грунт; 4 — банкет, возведенный взрывом на выброс; 5 — обратный фильтр; 6 — цементно-песчанная завеса в основании; 7 — крепление камня верхового откоса; 8 — банкет, возведенный отсыпкой в воду; 9 — аллювий; 10 — известняк

Наиболее надежны и перспективны гибкие диафрагмы из полиэтиленовой пленки и асфальтобетона. На рис. 6.11 показана Атбашинская плотина с диафрагмой из стабилизированной полиэтиленовой пленки толщиной 0,6 мм, уложенной в три слоя. Устройство соединений отдельных полотнищ пленки, защиту от повреждений, сопряжения с основанием и берегами проектируют, руководствуясь такими же требованиями, как при проектировании экранов из аналогичного материала (см. п. 7.5).

Асфальтобетонные диафрагмы в земляных плотинах имеют такую же конструкцию, как и в плотинах из крупнообломочных грунтов (см. п. 7.5). Применение асфальтобетонных диафрагм можно рекомендовать в суровых климатических условиях Крайнего Севера, в районах с высокой сейсмичностью; такие диафрагмы хорошо работают даже при значительных деформациях, достигающих 3 % высоты плотины.

В некоторых случаях экономически оправдано применение металлических диафрагм из листового материала, который соединяют сваркой или в виде шпунтовой стенки. Для предохранения металла от коррозии поверхность диафрагмы покрывают окрасочной гидроизоляцией (например, асфальтовой мастикой). Замки шпунтовых диафрагм должны быть тщательно уплотнены, поэтому шпунт следует устанавливать до начала отсыпки тела плотины. На плотине Серебрянской ГЭС II диафрагма была выполнена из шпунта ШК-2, для уплотнения замковых соединений с успехом применяли теколовую мастику.

Бетонные и железобетонные диафрагмы выполняют из бетона марки не менее М200 по прочности на сжатие и не менее В-8 по водонепроницаемости. Бетонные диафрагмы имеют

переменную толщину: поверху не менее 0,5 м; у основания 0,05—0,1 высоты плотины. Диафрагмы из бетона разрезают вертикальными, а при большой высоте и горизонтальными температурно-деформационными швами. Железобетонные диафрагмы имеют меньшую толщину (поверху не менее 0,3 м) и могут быть как разрезными, так и неразрезными.

Напорную грань диафрагм покрывают гидрозольной. Учитывая возможность образования в диафрагме трещин, для их кольматации с верховой стороны диафрагмы в некоторых случаях укладывают малопроницаемый глинистый грунт в виде тонкого ядра с шириной пониже 0,1—0,15 высоты плотины. Для сбора и организованного отвода профильтровавшейся через диафрагму воды с ее низовой стороны укладывают вертикальный дренаж из несвязанного водопроницаемого грунта или устраивают в самой диафрагме дренажные скважины, выходящие в смотровые галереи.

Сопряжение диафрагмы со скальным основанием осуществляют обычно в виде шарнира или свободного опирания (горизонтальный или наклонный скользящий шов).

Есть примеры устройства комбинированных диафрагм из шпунта и железобетонных плит.

6.4.4. Дренажные устройства

Дренажные устройства в теле и основании плотины выполняют с целью: а) приема и организованного отвода в нижний бьеф фильтрационной воды, чтобы исключить фильтрационные деформации грунтов тела и основания плотины; б) уменьшения зоны действия фильтрационного потока, что позволяет повысить устойчивость низового откоса; в) недопущения выхода фильтрационного потока на низовой откос — заглублиния депрессионной кривой ниже зоны промерзания; г) ускорения консолидации глинистых и илестых грунтов и уменьшения порового давления в отдельных зонах плотины или основания.

Как правило, дренаж состоит из приемной и отводящей частей. Приемную часть обычно выполняют в виде обратного фильтра из слоев песка, гравия или щебня. Отводящую часть делают из более проницаемого материала (например, каменной наброски) или из дренажных труб. В некоторых случаях приемная и отводящая части могут быть выполнены из одного материала, например крупного песка.

Дренаж низового клина земляных насыпных плотин предусматривают всегда, за исключением тех случаев, когда депрессионная кривая без устройства такого дренажа достаточно удалена от поверхности низового откоса, т. е. в плотинах, низовой клин которых выполнен из

крупнозернистого материала с высоким коэффициентом фильтрации; при возведении плотины на водопроницаемом основании, являющемся естественной дренаж; в плотинах с экранами, ядрами и диафрагмами при небольшом расходе профильтровавшейся воды.

Основные виды дренажных устройств в низовом клине земляных плотин показаны на рис. 6.12. На отдельных участках плотны конструкция дренажа может быть различной. В руслевой части плотин на участках, перекрывающих затопляемую пойму, устраивают наружные дренажи в виде дренажной призмы, наклонного дренажа или комбинированного дренажного устройства (см. рис. 6.12, а, б, д, ж).

Дренажной призмой называют банкет из крупнообломочного материала с обратным фильтром. Банкет обычно выполняют отсыпкой камня в воду при перекрытии русла. По внутреннему откосу образованного таким образом банкета укладывают обратный фильтр. При наличии в основании мелкозернистого грунта и значительных выходящих скоростей фильтрационного потока под банкетом также предусматривают устройство обратного фильтра.

При отсутствии на месте строительства достаточного количества крупнообломочных грунтов, пригодных для устройства банкета, применяют комбинированный или наслонный дренаж. Наслонный дренаж целесообразно применять на участках плотины, перекрывающих затопляемую пойму, а также для защиты низовых откосов уже построенных плотин при выходе на них фильтрационного потока. Наслонный дренаж предотвращает оплывание грунта низового откоса, но не понижает депрессионную кривую в теле плотины.

В отдельных случаях при отсутствии камня дренажная призма может быть выполнена из пустотелых бетонных блоков. Так, на Мингечаурской плотине, намытой из песчано-гравийных грунтов, дренажная призма была уложена из восьмигранных бетонных блоков и обсыпана слоем фильтра толщиной 30 см из гравия крупностью от 5 до 60 мм (рис. 6.13).

Превышение гребня наружных дренажей над максимальным уровнем воды в нижнем бьефе (см. рис. 6.12) принимают с учетом ветрового нагона и наката волны, но не менее 0,5 м. Отметку гребня банкета комбинированного дренажа назначают также из условий перекрытия русла рек. Толщину наслонного дренажа определяют так же, как и толщину крепления из каменной наброски (см. рис. 6.13) с учетом условий производства работ. Ширину дренажной призмы поверху назначают из условий производства работ, но не менее 1,5 м.

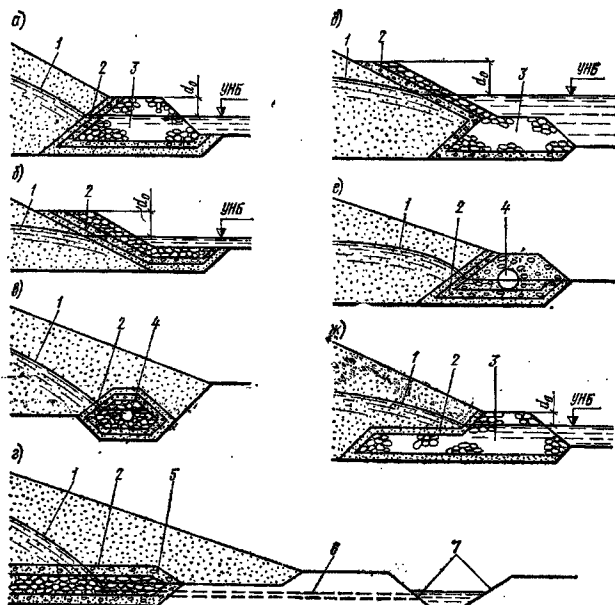


Рис. 6.12. Схемы дренажных устройств в низовом клине плотины

а — дренажная призма; б — наклонный дренаж; в — трубчатый дренаж; г — горизонтальный дренаж; д — ж-комбинированные дренажи; 1 — кривая депрессии; 2 — обратный фильтр; 3 — банкет; 4 — труба; 5 — дренажная лента; 6 — отводящая труба; 7 — отводящая канава

Внутренние дренажи (трубчатый, горизонтальный) устраивают на тех участках плотины, которые в период эксплуатации не подтапливаются со стороны нижнего бьефа. Не рекомендуется применять внутренние дренажи, если плотина расположена на сильно деформируемом основании.

Трубчатый дренаж выполняют из перфорированных бетонных или асбестоцементных труб, уложенных с уклоном параллельно подошве откоса и обсыпанных обратным фильтром (см. рис. 6.12, в). Через каждые 50—200 м по длине трубчатого дренажа устраивают смотровые колодцы. Сечение дренажных труб подбирают из условия обеспечения в них безнапорного движения воды.

В тех случаях, когда необходимо значительно заглубить депрессионную кривую или ускорить консолидацию малопроницаемых грунтов основания под действием нагрузки от веса плотины, применяют дренажные тюфяки, иногда в комбинации с дренажными призмами. Дренажные тюфяки могут быть сплошными или состоящими из продольных (прямых) и поперечных (отводящих) лент. Такие дренажные

устройства обычно заглубляют в тело плотины из глинистых грунтов не более чем на 30—50 % ее ширины по основанию, а из песчаных — на 25—30 %.

Отводящие устройства внутренних дренажей, выполняемые в виде труб или лент, должны иметь уклон в сторону нижнего бьефа в пределах 0,04—0,05.

В последнее время получили распространение конструкции ярусных дренажей в виде горизонтальных, наклонных или вертикальных лент, заглубленных в тело плотины. Такие дренажи выподняют: а) для обеспечения устойчивости верхового откоса плотины из маловодопроницаемых грунтов при быстрой сработке водохранилища; б) для уменьшения порового давления и ускорения процесса консолидации в глинистых грунтах.

Если грунт, слагающий тело плотины, анизотропен и его проницаемость в горизонтальном направлении значительно выше, чем в вертикальном, наиболее эффективным решением является устройство вертикального дренажа.

Примеры устройства дренажей, заглубленных в тело плотины, показаны на рис. 6.14.

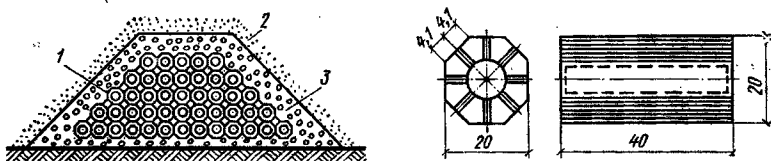


Рис. 6.13. Дренажная призма из пустотелых бетонных блоков

1 — пустотелые бетонные блоки; 2 — песчано-гравийный грунт тела плотины; 3 — слой гравия

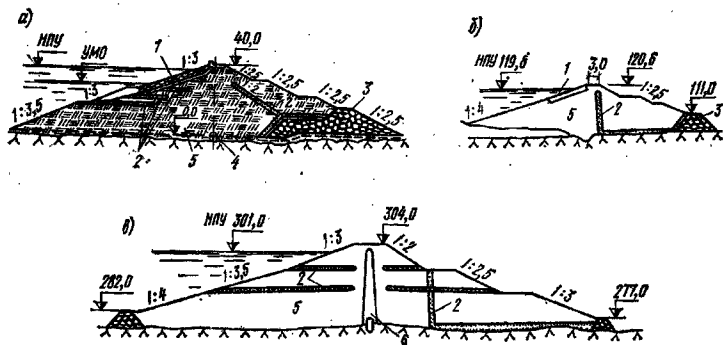


Рис. 6.14. Примеры конструкций дренажей, заглубленных в тело плотины

а — плотина Канас; б — плотина Вигарро; в — плотина Иск; 1 — крепление откоса; 2 — дренажные ленты; 3 — дренажная призма; 4 — бетонный замок; 5 — гравийный грунт тела плотины; 6 — ядро из глины

Дренаж основания земляных плотин выполняют в виде вертикальных дренажных скважин в следующих случаях: а) для уменьшения порового давления и ускорения процесса консолидации основания; б) для снятия противодавления в слое грунта, залегающем под менее водопроницаемым слоем при наличии опасности выпора верхнего слоя восходящим фильтрационным потоком.

6.5. Сопряжение тела плотины с основанием, берегами и бетонными сооружениями

Сопряжение тела плотины с основанием, берегами и примыкающими бетонными сооружениями должно быть выполнено таким образом, чтобы исключалась возможность фильтрационных деформаций грунтов тела плотины и основания, обеспечивалась статическая устойчивость сооружения, фильтрационные потери из водохранилища не превышали допустимых пределов.

Для обеспечения надежного контакта подошвы тела плотины с основанием в зависимости от характера и состояния грунтов осно-

вания должны быть предусмотрены те или иные мероприятия по подготовке котлована под плотину.

При скальном основании с поверхности удаляют обломки разрушенной скалы и аллювиальные отложения, заполняющие отдельные впадины, и выравнивают поверхность для обеспечения надлежащего уплотнения нижних слоев плотины. Разведочные геологические и строительные выработки заделывают бетоном или цементным раствором. При наличии в скальном основании крупных тектонических трещин необходимо произвести их расчистку и заделку, а также предусмотреть мероприятия по обеспечению фильтрационной прочности невыбранного из трещин заполнителя. Наиболее опасны тектонические разломы и трещины с направлением от верхнего бьефа к нижнему. После заделки таких трещин бетоном следует предусматривать цементацию их нижней части. Под подошвой элементов плотины, выполняемых из более водопроницаемых материалов, чем противофильтрационный элемент, разрушенный скала может быть оставлена.

При нескальном основании предусматривают удаление с поверхности грунта с наруша-

ной структурой (растительного слоя, слоя грунта, пронизанного корнями деревьев и кустарников, ходами землеройных животных). Подлежит удалению также слой грунта, содержащего недопустимо большое количество легко растворимых в воде солей или органических включений.

Под подошвой противофильтрационных устройств неоднородных земляных плотин котлован, как правило, делают более глубоким, чем в остальной части.

Поверхностный слой грунта, имеющего более низкие прочностные характеристики, чем грунты тела плотины, может быть оставлен в основании в тех случаях, когда выемка этого слоя оказывается дороже, чем устройство более пологих откосов или пригрузки, обеспечивающей устойчивость сооружений.

При подготовке основания, сложенного быстровыветривающимися породами, необходимо предусматривать мероприятия по предотвращению выветривания. Обычно по мере расчистки такое основание сразу покрывают слоем грунта тела плотины.

Примыкания тела плотины к берегам осуществляют по наклонным плоскостям, при планировке которых по возможности избегают резких перепадов. Согласно СНиП II-53-73, в местах сопряжения с противофильтрационными элементами изменение угла наклона соседних участков поверхности берега не должно превышать 10° . При круглых бортах, особенно при наличии значительных неровностей и резких перепадов профиля, которые часто имеются в створах, сложенных скальными породами, возникает опасность образования трещин и зон разуплотненного грунта. В связи с этим при планировке берегов уступы и нависающие участки должны быть сглажены, а поверхность выровнена бетоном. Отдельные впадины могут быть заполнены уплотненным грунтом. В пределах примыкания противофильтрационных элементов и переходных зон к береговым склонам крутизна отдельных участков не должна превышать 75° .

Сопряжение тела плотины с основанием и берегами выполняют с учетом характера грунтов основания и конструктивных особенностей сооружения.

При строительстве земляной плотины на практически водонепроницаемом основании, сложенном скальными, полускальными и глинистыми породами, материал тела плотины можно укладывать непосредственно на подготовленное основание без осуществления в нем каких-либо противофильтрационных устройств. В этом случае обычно предусматривают лишь врезку противофильтрационного элемента в

основание, а в однородных плотинах устраивают неглубокий зуб. Особое внимание следует обращать на тщательную укладку и уплотнение грунта вблизи поверхности сопряжения. Влажность грунта, укладываемого в этой зоне, должна быть на $1-3\%$ выше оптимальной.

На участках плотины, расположенных на водопроницаемом основании небольшой мощности, сопряжение с водопором тела плотины или ее противофильтрационных элементов осуществляют при помощи зуба. В случае необходимости зуб может быть устроен в сочетании со шпунтом или инъекционной завесой. При значительной мощности водопроницаемых отложений предусматривают устройство в основании различного рода вертикальных противофильтрационных преград (в виде шпунтового ряда, буробетонной или трамшейной стенки, инъекционной завесы и др.) или понура в сочетании с экраном.

Противофильтрационная преграда в основании должна сопрягаться непосредственно с противофильтрационным элементом в теле плотины (ядром, диафрагмой или экраном). Конструкция противофильтрационных элементов в основании определяется глубиной залегания водоупора, характером грунтов основания и типом противофильтрационного устройства в теле плотины (подробнее см. п. 7.5.3).

Сопряжение земляной плотины с береговыми бетонными и железобетонными сооружениями (устоями зданий гидротрансформаций, водоприемников, водосбросов и пр.) осуществляют путем устройства противофильтрационных диафрагм, врезающихся в тело плотины и введенных вниз до водоупора. Диафрагмы выполняют из бетона, железобетона, металлического шпунта. Длину диафрагм определяют на основании данных фильтрационных расчетов: обычно она составляет не менее половины напора на сооружение. Диафрагмы располагают в зоне противофильтрационных устройств, а в однородных плотинах — в пределах верхового клина и центральной части плотины.

Диафрагмы или экраны из негрунтовых материалов сопрягают с бетонными сооружениями гибким водонепроницаемым швом, обеспечивающим независимую осадку соединяемых частей.

Для хорошего контакта грунта плотины с бетонным сооружением его примыкающей поверхности, как правило, придают уклон не круче $10:1$. Грунт в контактной зоне уплотняют особенно тщательно с помощью пневмотрамбов или трамбующих плит; при этом глинистые грунты рекомендуются укладывать с повышенной на $1-3\%$ влажностью.

Если в теле земляной плотины предусмот-

рени цементационные галерей или водопропускные трубы, сопряженные с насыпью осуществляют при помощи ребер и диафрагм. В контактной зоне необходимо тщательное уплотнение грунта при помощи ручных пневмотрамбовок.

6.6. Особенности возведения плотин послойной отсыпкой грунтов насухо

6.6.1. Общие положения

В состав основных работ по возведению плотины послойной отсыпкой грунтов насухо входят подготовка и разработка карьеров, доставка грунта к месту укладки, отсыпка, разравнивание и уплотнение грунта в теле сооружения. В зависимости от качества карьерных грунтов и условий строительства может потребоваться проведение тех или иных дополнительных операций при возведении сооружения, например изменение состава грунта (отсев или добавление отдельных фракций), смешивание грунтов двух видов и пр.), заготовка в летнее время талого грунта в буртах для последующей его укладки в сооружение при отрицательных температурах и др.

Все основные виды работ по возведению плотины должны быть увязаны между собой по производительности и комплексно механизированы, чтобы была обеспечена наибольшая производительность при наименьших затратах.

6.6.2. Подготовка карьера к разработке

Перед началом разработки карьера удаляют поверхностный слой грунта, непригодного для укладки в сооружение. Вскрытую поверхность в случае необходимости планируют и защищают нагорными канавами от переувлажнения атмосферными осадками.

При необходимости увлажнения или подсушки грунтов в карьере предусматривают соответствующие мероприятия. Увлажнение производят путем налива воды в траншеи, скважины или на карты, обвалованные дамбками небольшой высоты. Подсушку грунта, переувлажненного вследствие высокого уровня грунтовых вод в карьере, осуществляют путем устройства дренажных канав или с помощью других мероприятий по осушению.

Изменение влажности грунта в необходимых пределах непосредственно в карьере возможно не всегда, поэтому в некоторых случаях устраивают промежуточные отвалы для регулирования влажности. Таким образом обычно уменьшают влажность аллювиальных грунтов, залегающих ниже уровня воды. Промежу-

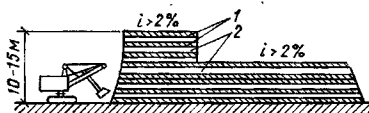


Рис. 6.15. Смешивание грунтов в промежуточном отвале

1 — переувлажненный глинистый грунт; 2 — крупнозернистый материал

точные отвалы одновременно могут служить и для изменения зернового состава грунта, например для смешивания переувлажненного глинистого грунта и крупнозернистого материала (рис. 6.15).

Скальные и полускальные горные породы предварительно должны быть разрыхлены. Чаще всего используют взрывной способ рыхления. Параметры взрыва (расход ВВ, число скважин, расстояние между ними, их диаметр) стремятся подобрать таким образом, чтобы горная масса, образующаяся после взрыва, имела оптимальный зерновой состав, при котором обеспечивается максимальная плотность укладки материала в сооружение. Весьма эффективно использование для рыхления выветрелых скальных и полускальных пород механических рыхлителей — рипперов.

6.6.3. Разработка карьера и транспортировка грунта

Грунт в карьере разрабатывают землеройными или землеройно-транспортными механизмами.

Из механизмов первой группы обычно используют одноковшовые экскаваторы с ковшом вместимостью 0,5—5 м³ (рабочее оборудование — прямая лопата, режущая драглайн). В этом случае грунт транспортируют к месту укладки самосвалами грузоподъемностью 5—75 т. В отдельных случаях применяют также самоходные и прицепные (к трактору) саморазгружающиеся тележки вместимостью до 15 м³, железнодорожный транспорт, ленточные транспортеры.

При больших объемах работ для непрерывной загрузки транспортных средств могут быть использованы многоковшовые роторные экскаваторы и конвейерные погрузчики. Роторные экскаваторы применяют обычно в сочетании с конвейерным транспортом. За рубежом в последнее время широко используют конвейерные погрузчики, состоящие из приемного бункера с питателем или без него и конвейера. Конвейерный погрузчик устанавливают в непосредственной близости от забоя (не далее

150 м); подачу грунта в приемный бункер осуществляют при помощи бульдозеров. Производительность таких погрузчиков составляет 1300—2700 м³/ч.

В случае необходимости конвейерные погрузчики могут быть оборудованы грохотами, что позволяет совместить погрузку грунта с отсевом крупных фракций.

Разработку и транспортировку грунта к месту укладки в некоторых случаях осуществляют прицепными и самоходными скреперами с ковшом вместимостью 2,25—15 м³ и бульдозерами (при перемещении грунта на небольшие расстояния). Наряду с разработкой и транспортировкой грунта скреперы разравнивают его на карте отсыпки.

При выборе схемы разработки и транспортировки грунта и типов механизмов учитывают вид грунта и условия его разработки в карьере, дальность транспортировки, объемы и сроки выполнения работ.

6.6.4. Укладка грунта в тело плотины

Процесс укладки грунта в тело сооружения делится на несколько этапов. Основными этапами являются отсыпка, разравнивание и уплотнение грунта. Если влажность отсыпаемого грунта отличается от оптимальной и требуется его подсушка или увлажнение, в число основных работ непосредственно перед уплотнением включается дополнительный этап — выставление грунта для равномерного распределения влажности. При доставке грунта скреперами отсыпка и разравнивание грунта могут быть совмещены и число основных этапов сокращается.

В соответствии с числом необходимых этапов рабочую площадь сооружения разбивают на несколько равновеликих карт (от двух до четырех), на каждой из которых последовательно производят работы всех видов по укладке грунта.

Чередование видов работ на различных картах позволяет укладывать грунт непрерывно, без простоя механизмов. Размеры карт назначают с учетом технических характеристик используемых механизмов и условий производства работ. Обычно длина карты составляет 50—100 м. Одна из возможных схем разбивки рабочей площади сооружения на карты показана на рис. 6.16.

Перед отсыпкой грунта гладкую поверхность ранее уложенного слоя смачивают и взрыхляют на глубину 2—3 см. Если грунт уплотняли кулачковыми катками или катками на пневматических шинах, специального рыхления поверхностного слоя не требуется.

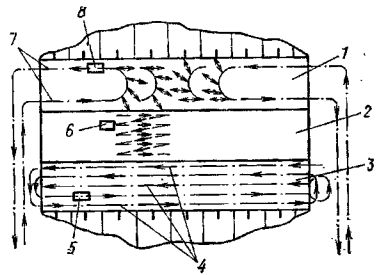


Рис. 6.16. Схема разбивки рабочей площади насыпной однородной плотины на карты (поступающий из карьера грунт имеет оптимальную влажность)

1 — отсыпка грунта автосамосвалами; 2 — последнее разравнивание; 3 — последнее уплотнение; 4 — порядок движения катка; 5 — бульдозер; 6 — направление движения автосамосвалов; 7 — направление движения автосамосвалов; 8 — направление движения автосамосвалов

Разравнивание грунта слоем проектной толщины осуществляют бульдозерами, грейдерами или скреперами. При укладке разнозернистого материала одновременно с разравниванием его перемешивают, не допуская скопления крупных фракций в виде гнезд или цепочек. Наиболее крупные фракции в случае необходимости удаляют. Грунт, укладываемый в противофильтрационные элементы плотин, разравнивают горизонтальными слоями, а в однородные плотины — с небольшим уклоном ($i = 0,005$) в сторону верхнего бьефа.

При поступлении на карту грунта с повышенной влажностью его подсушивают после разравнивания путем естественного испарения на этапе выставления. Подсушку грунта можно ускорить боронованием или перепахиванием.

При необходимости увлажнения грунта на карте потребное количество воды на 1 м² уложенного слоя определяют по формуле

$$q = \frac{h\rho_{\text{сух}}}{\alpha \cdot 100} (W_{\text{опт}} - W_{\text{к}} + W_{\text{п}}), \quad (6.2)$$

где h — высота увлажняемого слоя грунта, м; $\rho_{\text{сух}}$ — плотность сухого грунта в карьере, кг/м³; $\alpha = 1,15 \dots 1,2$ — коэффициент разрыхления грунта; $W_{\text{опт}}$ — оптимальная влажность грунта, %; $W_{\text{к}}$ — влажность грунта в карьере, %; $W_{\text{п}}$ — потери влаги при разработке, транспортировке и отсыпке грунта, ориентировочно равные в летний период 2—3 %.

Рекомендуется примерно треть необходимого количества воды расходовать на полив основания. В этом случае улучшается контакт с ранее уложенным слоем и ускоряется равномерное распределение влаги по высоте слоя, после чего можно приступить к уплотнению. Увлажняют грунт на карте из автоцистерн или из шлангов, подсоединенных к временному водопроводу.

Важнейшим этапом укладки грунта в тело плотины является его уплотнение. Проектная степень уплотнения (плотность сложения грунта), выражаемая обычно через плотность сухого грунта, должна обеспечивать достаточно высокие прочностные, деформативные и фильтрационные характеристики уложенного в тело плотины материала.

Механическое уплотнение грунта в земляных плотинах осуществляется укаткой, трамбованием, вибрированием или комбинированными способами (сочетанием различных механических воздействий на грунт, например укатки и вибрирования при использовании виброкатков).

Способ уплотнения и уплотняющие механизмы выбирают с учетом физических свойств укладываемого грунта, условий строительства и конструктивных особенностей сооружения.

Для уплотнения связных грунтов применяют главным образом кулачковые и пневматические катки. Могут быть использованы также гладкие, решетчатые и вибрационные катки. Механизмы ударного действия (подвесные трамбовочные плиты, трамбовочные машины, трамбовки) находят применение для уплотнения грунта в примыканиях к берегам и бетонным сооружениям, при стесненном фронте работ и при укладке грунта в зимний период.

Для уплотнения несвязных грунтов наиболее эффективны виброкатки и вибротрамбовки. Хорошие результаты дает применение пневматических катков. Возможно также уплотнение несвязных грунтов решетчатыми и гладкими катками (последние применяют для мелкозернистых грунтов) или методом трамбования.

Частичное уплотнение грунта может осуществляться проходящим землевозным транспортом.

При соответствующем обоснования пневмоколесные землеройно-транспортные или транспортные машины (скреперы, автосамосвалы и пр.) могут быть использованы и в качестве уплотняющих механизмов.

6.6.5. Выбор основных параметров уплотнения

Степень уплотнения грунтовых материалов, укладываемых в плотину, назначают с учетом их свойств, расположения в теле сооружения, деформируемости основания, конструкции, высоты и класса плотины, технико-экономических показателей. Степень уплотнения грунта определенного зернового состава выражают плотностью сухого грунта $\rho_{\text{сух}}$ или порностью μ (для каменной наброски).

Для предварительного назначения степени уплотнения укладываемого грунта могут быть использованы следующие рекомендации:

1) плотность сухих глинистых грунтов ориентировочно определяют по формуле

$$\rho_{\text{сух}} = \frac{\rho_s \rho_w (1 - V)}{\rho_w + \rho_s W_{\text{опт}}} \quad (6.3)$$

где ρ_s , ρ_w — плотность соответственно частиц грунта и воды, г/см³; V — объем зашамленного воздуха в долях единицы, принимаемый равным 0,04—0,06; $W_{\text{опт}}$ — оптимальная влажность в долях единицы, принимаемая на 2—3% ниже влажности на границе раскатывания;

2) плотность сухих песчаных и гравийно-галечниковых грунтов ориентировочно принимают равной естественной плотности грунта в карьере;

3) степень уплотнения каменной наброски зависит главным образом от ее зернового состава и обычно соответствует относительной плотности $I_D = 0,8...0,9$. При отсутствии данных о зерновом составе ориентировочно можно принимать $\mu = 0,25...0,30$;

4) в случае необходимости ограничения осадок сооружения и его элементов под действием собственного веса степень уплотнения может быть назначена переменной по высоте сооружения с учетом компрессионных свойств грунта.

На начальной стадии проектирования плотин I и II классов проектная плотность сложения грунтовых материалов может быть уточнена по результатам опытного уплотнения в лабораторных условиях. Для мелкозернистых грунтов используют метод стандартного уплотнения, который дает возможность получить зависимость плотности сухого грунта от влажности.

Проектную плотность сложения окончательно рекомендуется устанавливать при проведении опытного уплотнения в производственных условиях с применением намеченных для уплотнения механизмов. Для плотин I и II классов опытное уплотнение обычно проводят на стадии составления технического проекта, для плотин III и IV классов — на начальной стадии возведения сооружения. В процессе уплотнения на опытном участке устанавливают параметры уплотнения (толщину слоя, число проходок или ударов по одному следу, оптимальную для данного механизма влажность), при которых с наименьшими затратами может быть достигнута требуемая плотность сложения используемых для возведения сооружения грунтов. При принятых значениях плотности сложения грунтов должна быть обеспечена устойчивость откосов, а деформации отдельных элементов плотины и фильтрация че-

рез сооружение не должны превышать допустимых пределов.

6.7. Особенности возведения плотин отсыпкой грунтов в воду

Отсыпку грунтов в воду, или так называемый мокрый способ возведения плотин, стали применять в Средней Азии для укладки лёссовидных суглинков. В дальнейшем этот способ нашел применение для отсыпки моренных, глинистых и песчаных грунтов.

Способ отсыпки грунтов в воду может быть использован для возведения земляных плотин и противофильтрационных элементов (ядер, экранов, понуров) напорных сооружений. К числу основных преимуществ этого способа относятся: возможность использования грунтов, плохо поддающихся укладке другими способами; возможность производства работ по обычной технологии (без проведения каких-либо дополнительных мероприятий) в дождливые периоды и во время заморозков. При этом уложенный грунт обладает высокой плотностью сложения и хорошими противофильтрационными свойствами, что особенно важно при возведении ядер, экранов и понуров.

Грунты отсыпают нослоями в искусственные прудки, огражденные дамбами обвалования, или в естественные водоемы в тиховодье. Толщину слоя отсыпки при возведении сооружения из песчано-гравийных грунтов рекомендуется назначать от 4 до 10 м; из песков и супесей — до 4 м; из суглинков — до 2 м; из тяжелых суглинков и глин — до 1 м. Размеры прудков (карт) в плане при заданной толщине слоя назначают таким образом, чтобы объем карты соответствовал сменной производительности установленного оборудования. Высоту дамб обвалования принимают примерно равной толщине слоя отсыпки. Дамбы отсыпают сухим способом из того же грунта, что и сооружение, с заложением откосов, соответствующим углу естественного откоса материала. Осн дамб обвалования каждого последую-

ющего слоя смещают относительно осей дамб ранее уложенного слоя на величину $b \geq 2l$, где l — ширина дамбы по основанию. При отсыпке ядер и экранов роль продольных дамб обвалования выполняют грунты обратных фильтров, покрытые сверху слоем грунта, складываемого в противофильтрационный элемент.

Схема производства работ по отсыпке грунтов в воду показана на рис. 6.17. Подготовленную карту заполняют водой до глубины h_1 , с помощью центробежных насосов. Превышение гребня дамб обвалования над уровнем воды в прудке Δh назначают в зависимости от толщины отсыпаемого слоя, свойств грунта и грузоподъемности землевозного транспорта и в случае необходимости уточняют при отсыпке первых карт. Ориентировочные значения Δh могут быть приняты по табл. 6.6. Грунт отсыпают в воду пнонерным способом равномерно по всему фронту прудка. В процессе заполнения карты грунтом уровень воды в прудке поддерживают постоянным. Излишки воды перекачивают на соседнюю карту центробежными насосами либо перепускают по трубам или лоткам.

ТАБЛИЦА 6.6. ПРЕВЫШЕНИЕ ГРЕБНЯ ДАМБ ОБВАЛОВАНИЯ НАД УРОВНЕМ ВОДЫ В ПРУДКЕ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ПЛОТИН ОТСЫПКОЙ ГРУНТА В ВОДУ

Толщина отсыпаемого слоя, м	Грузоподъемность транспорта, т	Значение Δh , см, при отсыпке		
		песков и супесей	суглинков	глин
1	{ < 5	30	35	40
	{ 5-25	35	40	45
2	{ < 5	40	45	—
	{ 5-25	45	50	—
3	{ < 5	50	55	—
	{ 5-25	55	60	—
4	{ < 5	60	65	—
	{ 5-25	65	70	—

Грунт необходимо отсыпать в воду с достаточно высокой интенсивностью, чтобы не про-

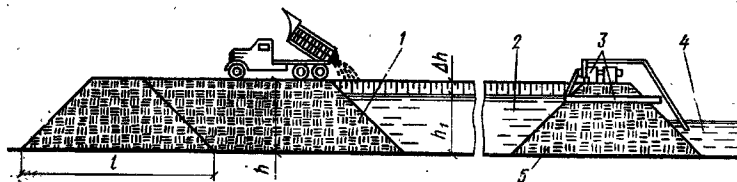


Рис. 6.17. Схема отсыпки грунтов в воду

1 — отсыпанный грунт; 2 — прудок; 3 — насос или труба для удаления избытка воды; 4 — соседняя карта; 5 — дамба обвалования

исходило его размокание и разбухание. Указанный материал должен иметь коэффициент водонасыщения не более 0,75—0,85, в то же время его влажность должна быть не менее влажности на границе раскатывания.

6.8. Особенности возведения намывных плотин

6.8.1. Разработка грунта в карьере и подача пульпы на карты намыва

Способ разработки грунта выбирают в зависимости от расположения карьера относительно уровня воды и его удаленности от строительной площадки. Различают два основных способа разработки грунта средствами

гидромеханизации: земснарядами (подводная разработка) и гидромониторами (надводная разработка в сухих забоях). Грунт, разработанный земснарядами, транспортируют на карты намыва по напорным пульпопроводам. При гидромониторной разработке грунта возможна транспортировка его по напорным пульпопроводам или самотеком — по канавам и лоткам. В некоторых случаях, если карьер расположен в благоприятных топографических условиях, может быть использован безнапорный размыв грунтов (главным образом лёссовидных суглинков и супесей). При таком способе разработки грунт размывают безнапорным потоком, имеющим достаточную скорость, и транспортируют к месту укладки самотеком.

На практике чаще всего встречаются сле-

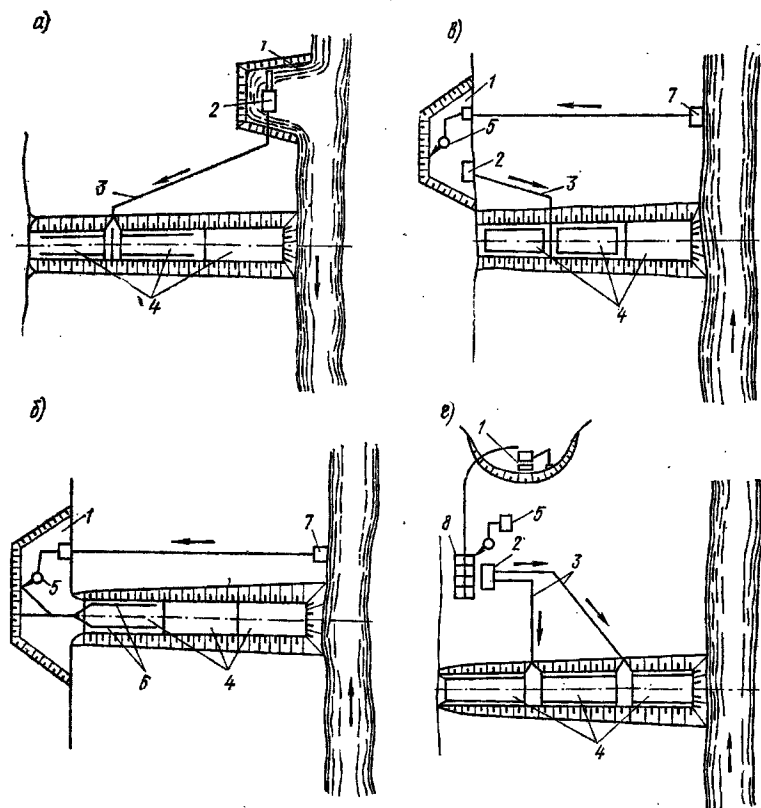


Рис. 6.18. Схемы разработки грунта в карьерах и подачи пульпы на карты намыва

1 — карьер; 2 — земснаряд; 3 — напорный пульпопровод; 4 — карты намыва; 5 — гидромонитор; 6 — лотки; 7 — насосная станция; 8 — промежуточный отвал

дующие схемы разработки и транспортировки грунта средствами гидромеханизации:

1) при расположении карьеров в русле или на пойме ниже гребня плотины грунт разрабатывают земснарядами и транспортируют к месту укладки по напорным пульпопроводам (рис. 6.18, а);

2) при расположении карьеров выше гребня плотины вблизи от места строительства грунт разрабатывают гидромониторами и транспортируют на карту намыва самотеком; в пределах забоя по канавам и далее по лоткам или пульпопроводам (рис. 6.18, б);

3) при расположении карьера ниже гребня плотины на значительном расстоянии от реки грунт разрабатывают гидромониторами, а подачу пульпы к месту укладки осуществляют по напорным пульпопроводам из зумпфа или при помощи земснаряда (рис. 6.18, в);

4) при необходимости смешивания грунтов из различных карьеров или расположения карьера на значительном расстоянии от плотины может оказаться экономически оправданной разработка и транспортировка грунта в промежуточный отвал вблизи места строительства механизмами, используемыми при возведении насыпных плотин. Разработка и транспортировка грунта от промежуточного отвала может быть осуществлена по схеме, приведенной на рис. 6.18, г.

6.8.2. Способы намыва грунта

А. Эстакадный способ намыва. Распределительный пульпопровод укладывают на деревянную эстакаду высотой до 5 м. Высота яруса намыва определяется высотой эстакады. В нижней части сечения трубы пульпопровода обычно через 6 м по его длине прорезают отверстия диаметром 150—200 мм, оборудованные задвижками или патрубками с затворами, через которые рассредоточенно выпускают пульпу. Для удобства распределения пульпы могут быть использованы деревянные или металлические лотки, которые укорачивают по мере намыва яруса сооружения (рис. 6.19), а затем снимают и ведут намыв непосредственно из патрубков. При небольшой высоте эстакады распределительные лотки не применяют. После намыва очередного яруса стойки использованной эстакады оставляют в теле сооружения и строят новую эстакаду.

К числу достоинств эстакадного способа относятся возможность равномерного распределения пульпы по фронту при рассредоточенном выпуске и возможность снижения интенсивности намыва, что бывает необходимо при намыве грунтов с большим содержанием мелких фракций, особенно супесей, суглинков.

Основные недостатки эстакадного способа: значительные затраты лесоматериала (не менее 1,5 м³ на 1000 м³ намывного грунта), большие затраты ручного труда при сооружении эстакад, трудность отсыпки дамб обвалования вблизи эстакад, сложность монтажа распределительного пульпопровода и управления процессом намыва. Ввиду отмеченных недостатков эстакадный способ, широко использовавшийся ранее, в настоящее время утратил свое значение.

Б. Безэстакадный способ намыва. Намыв ведут сосредоточенно из торца распределительного пульпопровода, уложенного непосредственно на намываемый грунт на расстоянии 5—8 м от подошвы дамбы первичного обвалования (рис. 6.20). Распределительный пульпопровод состоит из звеньев, снабженных быстроразъемными раструбными соединениями. В процессе намыва пульпопровод с помощью крана последовательно наращивают и укорачивают по длине карты, не прерывая выпуска пульпы.

Толщина намываемого слоя в зависимости от вида грунта и типа земснаряда составляет 0,15—1 м. При намыве песчаных грунтов земснарядами 300-40 и 500-60 слой имеет толщину 0,6—0,7 м при наращивании пульпопровода и 0,2—0,3 м при его укорачивании.

Безэстакадный способ более механизирован и экономичнее по сравнению с другими способами и в настоящее время имеет наибольшее распространение. Однако он непригоден для намыва сооружений с узким профилем (шириной 5—10 м) и для намыва глинистых грунтов ввиду невозможности передвижения крана в процессе намыва.

В. Низкоопорный способ намыва. Этот способ позволяет выпускать пульпу сосредоточенно — из торца пульпопровода или рассредоточенно — из торцов трех-четырёх конечных звеньев пульпопровода, смещенных относительно друг друга на $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{4}$ поперечного сечения (рис. 6.21). Пульпопровод укладывают на расстоянии 4—5 м от подошвы дамбы обвалования на навесных опорах высотой до 1,5 м, заглубленных в намываемый грунт примерно на 0,5 м. Толщина слоя намыва при таком способе равна 1—1,2 м.

После намыва очередного слоя опоры извлекают специальным навесным оборудованием, смонтированным на тракторе.

Отдельные звенья пульпопровода соединяют самоуплотняющимися бандажными соединениями. При наращивании пульпопровода выпуск пульпы приостанавливают. Его разборка возможна без остановки намыва.

По степени механизации и экономичности низкоопорный способ занимает промежуточное

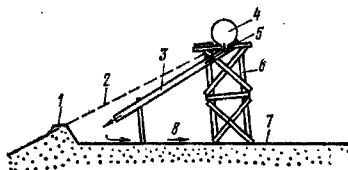


Рис. 6.19. Схема эстакадного способа намыва
1 — дамба попутного обвалования; 2 — проектный откос; 3 — распределительный лоток; 4 — распределительный пульпопровод; 5 — патрубок с задвижкой; 6 — эстакада; 7 — пляж намыва; 8 — направление движения пульпы

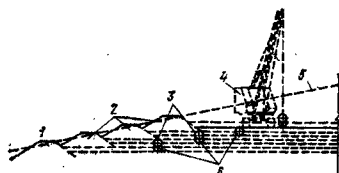


Рис. 6.20. Схема безэстакадного способа намыва
1 — дамба попутного обвалования; 2 — дамбы попутного пульпопровода при укорачивании; 3 — положение распределительного пульпопровода при наращивании; 4 — кран; 5 — проектный откос; 6 — положение распределительного пульпопровода при наращивании; 7 — направление движения пульпы

положение между эстакадным и безэстакадным способами намыва.

6.8.3. Основные схемы намыва

А. Двусторонняя схема намыва. Ее применяют для намыва надводных частей однородных и неоднородных плотин. Намыв по двусторонней схеме можно производить эстакад-

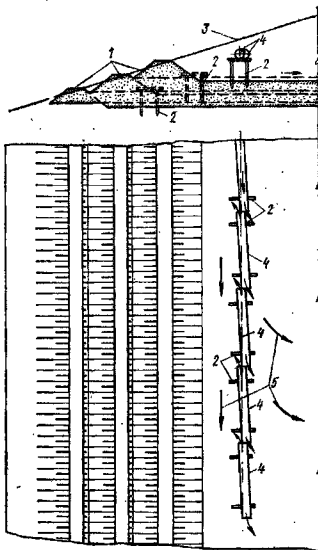


Рис. 6.21. Схема низкоопорного способа намыва с рассредоточенным выпуском пульпы

1 — дамбы попутного обвалования; 2 — низкие опоры; 3 — проектный откос; 4 — распределительный пульпопровод; 5 — направление движения пульпы

ным, безэстакадным и низкоопорным способами. Наиболее распространен безэстакадный способ намыва по двусторонней схеме с центральным прудком-отстойником из торцов пульпопроводов, уложенных вдоль откосов параллельно оси сооружения (см. рис. 6.4, а).

Б. Односторонняя схема намыва. Ее применяют для подводного и главным образом надводного намыва. Надводный намыв по односторонней схеме можно производить с прудком-отстойником или без него любым из перечисленных выше способов (эстакадным, безэстакадным, низкоопорным). Чаще всего намыв ведут безэстакадным способом, располагая распределительный пульпопровод вдоль низового откоса плотины, формируемого принудительно с устройством дамб обвалования. Верховой откос обычно формируют при свободном растекании пульпы (см. рис. 6.4, б). В случае необходимости верховой откос может быть ограничен с помощью верхового бакета (подводный намыв) или ряда дамб обвалования (надводный намыв).

При одностороннем намыве со свободным растеканием пульпы вследствие раскладки грунта на фракции в верховой части плотин

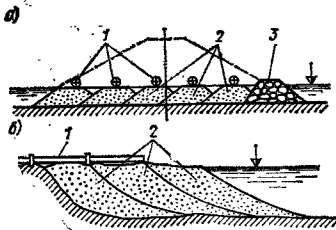


Рис. 6.22. Схемы намыва плотин

а — мозаичная; б — пионерно-торцевая при подводном намыве; 1 — пульпопровод; 2 — конусы намыва; 3 — дренажный банк

образуется менее водонепроницаемая зона. Преимуществами такой схемы намыва по сравнению с двусторонней являются отсутствие сбросных устройств, более высокие темпы намыва и сокращение объема работ по устройству обвалования; в то же время значительно возрастает объем сооружения.

В. Мозаичная схема намыва. Ее используют для намыва однородных плотин из разнозернистых грунтов. Намыв по такой схеме ведут без образования прудка-отстойника любым из описанных способов (чаще всего безэстакадным). Распределительные пульпопроводы укладывают по всей ширине сооружения (рис. 6.22, а) и после намыва очередного яруса смещают в плане таким образом, чтобы места выносов пульпы располагались в шахматном порядке, что обеспечивает достаточную однородность плотины по всему профилю.

Г. Пионерно-торцевая схема намыва. Ее применяют главным образом для подводного намыва русловой части плотины, но она может быть использована и для надводного намыва (замыв понижений при выравнивании поверхности оснований, намыв сооружений узкого профиля или гребневой части плотины).

Намыв производят преимущественно безэстакадным способом, выпуская пульпу из торца распределительного пульпопровода, который наращивают по свеженамытому грунту (рис. 6.22, б).

При возведении подводного яруса неоднородных плотин с ядром вначале намывают верхнюю и низовую части сооружения, а в последующем замывают малопроницаемым грунтом центральную часть плотины.

6.8.4. Прогноз зернового состава грунта в намываемых плотинах

Прогноз зернового состава намытого грунта в поперечном профиле плотины необходим

для установления физико-механических и фильтрационных 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 $K_{80/10} < 2,5$ и $K_{90/10} < 5$ раскладки частиц намываемого грунта практически не происходит и зерновой состав карьерного материала изменяется только в результате сброса мелких фракций (обычно стремятся полностью сбросить частицы с $d < 0,01$ мм и частично с $d = 0,01 \dots 0,05$ мм). В неоднородных плотинах помимо учета сброса мелких фракций (в ядре допускается не более 20 % глинистых частиц с $d < 0,005$ мм, чтобы консолидации материала происходила достаточно быстро) необходимо учитывать гидравлическую раскладку частиц грунта в поперечном профиле. Рекомендуется определять осредненный зерновой состав грунта в боковых призмах и ядерной зоне неоднородных плотин, а в случае необходимости и в промежуточных зонах. Зерновой состав прогнозируют на основании опытных намывов (обязательных для плотин I класса) либо пользуясь аналогами и различными приближенными приемами. При намыве плотины двусторонним способом может быть использован следующий графический прием. Задавшись наименьшим размером частиц грунта, которые останутся в сооружении после отмыва мелких фракций, например $d_{\min} = 0,005$ мм (точка С на рис. 6.23), кривую зернового состава карьерного материала AB поворачивают вокруг точки А до совмещения с точкой С. Полученная таким образом кривая AC характеризует средний зерновой состав грунта в намытой плетине, а вертикальный отрезок CC' определяет процент отмыва. Далее через точку D, соответствующую d_{35} отмытого грунта, проводят вертикаль DE . Вращая кривую AC вокруг точки С до совмещения с точкой F на пересечении верти-

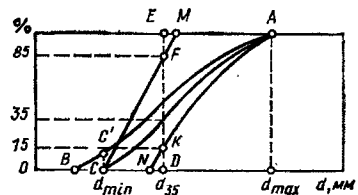


Рис. 6.23. График к расчету раскладки частиц

каки 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 упорных призм получают вращением кривой AC вокруг точки A до совмещения с точкой K на пересечении вертикали DE с горизонталью, соответствующей 15 % состава материала.

Зерновой состав намытого грунта на каком-либо расстоянии x от оси плотины можно найти, пользуясь формулой

$$d_{ix} = (x/B)^2 (d_{i2} - d_{i1}) + d_{i1} \quad (6.4)$$

где d_{ix} — диаметр частиц, отвечающих процентному содержанию i на расстоянии x от оси сооружения; B — половина ширины плотин по основанию; d_{i2} , d_{i1} — диаметры частиц, отвечающих процентному содержанию i по кривым зернового состава грунта на откосе и на оси плотины (кривые AN и MC на рис. 6.29).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Воинин В. А. Технология гидромеханизации в гидротехническом строительстве. М.; Л., Энергия, 1965.
2. Гидротехнические сооружения/И. А. Васильева, Г. И. Журавлев, С. Н. Корюкин и др.; Под ред. Н. П. Розанова. М., Стройиздат, 1978.
3. Гидротехнические сооружения/М. М. Гриняи, С. М. Слесский, А. И. Антлов и др.; Под ред. М. М. Гриняи. В 2-х т. М., Высш. школа, 1979.
4. Мелеяев В. А., Колданинников Н. П., Волыня Б. А. Намывные гидротехнические сооружения. М., Энергия, 1973.
5. Миняи С. И. Влияние различных факторов на уплотнение глинистого грунта. — Тр. ви-та/ВНИИ ВОДГЕО, 1969, сб. 5. Лаборатория гидротехнических сооружений.
6. Миняи С. И. Исследование уплотнения щебеннистого материала пневмокатком. — Тр. ви-та/ВНИИ ВОДГЕО, 1974, вып. 44.
7. Ничипорович А. А. Плотины из местных материалов. М., Стройиздат, 1973.
8. Рекомендации по разработке карьеров, транспортированию и укладке грунта и камня в плотини из грунтовых материалов. М., ВНИИ ВОДГЕО, 1978.
9. Руководство по возведению грунтовых сооружений способом отсыпки грунтов в воду. Л., Энергия, 1975.
10. Руководство по геотехническому контролю при производстве земляных работ. М., Стройиздат, 1974.
11. СНиП II-89-76. Железные дороги колеи 1520 мм. М., Стройиздат, 1977.
12. СНиП II-Д-6-72. Автомобильные дороги. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1979.
13. СНиП II-53-73. Плотины из грунтовых материалов. М., Стройиздат, 1974.
14. Справочник по общестроительным работам. Земляные работы. М., Стройиздат, 1975.

ГЛАВА 7. КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫЕ И КАМЕННОАБРОСНЫЕ ПЛОТИНЫ

7.1. Общие сведения

Основное тело плотин рассматриваемого типа выполняют из крупнообломочных грунтов, противofильтрационные устройства — из негрунтовых материалов (дерева, бетона, железобетона, асфальтобетона, металла, пластмасс) или глинистых грунтов.

Крупнообломочными называют грунты естественного или искусственного происхождения, содержащие более 50 % по массе частиц крупнее 2 мм. Крупнообломочные грунты естественного происхождения представляют собой преимущественно накопления глыбово-щебеннистого, дресвяного, валуни-галечникового и гравийного материалов. Генетически они могут быть в виде аллювия, делювия, зачастую в виде конусов выноса. Примерами крупнообломочных грунтов искусственного происхождения служат горная масса из камня, образующаяся в результате взрыва, и щебень, полученный путем искусственного дробления.

К камению-земляным и каменноабросным плотинам предъявляют следующие основные требования: 1) заложения откосов плотины должны обеспечивать устойчивость сооружения как в процессе строительства, так и в период эксплуатации при всех возможных сочетаниях нагрузок и воздействий; 2) строительные и эксплуатационные деформации сооруже-

ния и его отдельных элементов не должны вызывать нарушения их нормальной работы; 3) противofильтрационные и дренажные устройства должны быть запроектированы таким образом, чтобы фильтрационные расходы не превышали допустимых пределов и была обеспечена фильтрационная прочность тела плотины и основания; 4) пропускная способность водосборных и водоспускных сооружений при плотине должна исключать перелив воды через гребень плотины при всех возможных условиях эксплуатации*.

Камению-земляные и каменноабросные плотины обладают следующими достоинствами: 1) при их возведении используют в основном местные строительные материалы, в том числе из полезных выемок, что позволяет значительно сократить количество привозных материалов; 2) их можно успешно возводить в самых тяжелых инженерно-геологических условиях не только на скальных основаниях, но и на аллювиальных отложениях; 3) они достаточно надежно работают при сейсмических воздействиях, не подвергаясь при землетрясениях каким-либо серьезным повреждениям; 4) их строительство можно осуществлять круг-

* Построено лишь несколько обитных плотин специальных конструкций с ограниченным переливом воды через гребень: Борумба ($H_{пл} = 45,7$ м), Сириуму ($H_{пл} = 23$ м), Лафигг Джен Марш ($H_{пл} = 17$ м).

логодично в самых разнообразных климатических условиях, в том числе в районах Крайнего Севера; 5) возможность комплексной механизации трудоемких земельно-скальных работ позволяет практически полностью исключить ручной труд, сократить время строительства и существенно снизить единичные стоимости работ; 6) при известных условиях возможно их строительство без перемычек и без подготовки основания отсыпкой камня в текущую воду; 7) в отдельных случаях возможен пропуск строительных расходов через недостроенное сооружение.

Основным недостатком гидроузлов, имеющих в своем составе плотины рассматриваемого типа, является необходимость строительства водосборных сооружений значительно большей протяженности, чем для бетонных плотин. При строительстве высоких и сверхвысоких плотин часть туннельных водосборов сооружают только для пропуска строительных расходов, после чего их забивают бетонными пробками. Возможность использования строительных туннелей для пропуска паводковых расходов в период эксплуатации ограничивается величиной напоров, которые способны выдержать современные затворы (примерно до 100 м). Следует также иметь в виду, что стоимость плотин из крупнообломочных грунтов существенно возрастает, если при их строительстве для производства земельно-скальных работ используются недостаточно мощные механизмы.

Таким образом, наличие высоконапорных затворов и высокий уровень механизации производства туннельных и земельно-скальных работ являются основными условиями, обеспечивающими экономичное строительство плотин из крупнообломочных грунтов.

7.2. Классификация

По используемым материалам и конструкции поперечного профиля, в соответствии со СНиП II-53-73, разли-

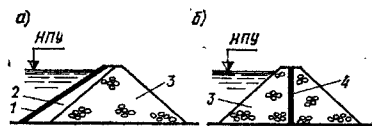


Рис. 7.1. Типы каменнонабросных плотин

а — с негрунтовым экраном; б — с негрунтовой диафрагмой; 1 — негрунтовой экран; 2 — поддиафрагмовая кладка; 3 — крупнообломочный грунт; 4 — диафрагма

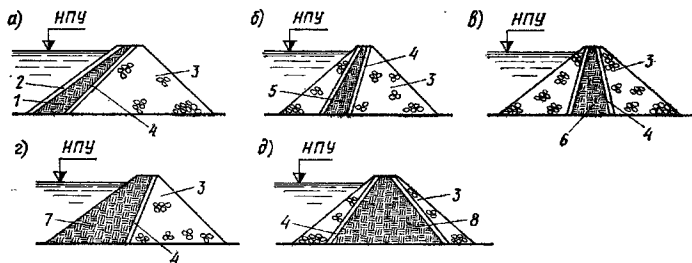
чают плотины каменнонабросные, основное тело которых выполняют из крупнообломочных грунтов, а противофильтрационные устройства (экраны, диафрагмы) — из негрунтовых материалов (рис. 7.1), и каменно-земляные, в которых противофильтрационные устройства (экраны, ядра) выполняют из грунта (рис. 7.2). Ядра в каменно-земляных плотинах могут быть вертикальными или наклонными.

Следует иметь в виду, что хотя термин «каменнонабросные плотины», по существу, характеризует сооружение лишь по способу возведения, в данном случае им условно обозначают все плотины, включающие упорные призмы из крупнообломочных грунтов, независимо от способа их строительства (наброска камня с высоты либо отсыпка крупнообломочного грунта тонкими слоями с уплотнением механизмами). В связи с этим в технической литературе в последнее время иногда используют термин «каменные плотины».

У наклонного ядра угол наклона к горизонту нижней грани больше угла естественного откоса материала нижней упорной призмы, по-

Рис. 7.2. Типы каменно-земляных плотин

а — с грунтовым экраном; б — с наклонным ядром; в — с вертикальным ядром; а — верховая грунтовая призма; б — центральная грунтовая призма; 1 — грунтовой экран; 2 — защитная пригрузка; 3 — крупнообломочный грунт; 4 — обратный фильтр (переходная зона); 5 — наклонное ядро; 6 — вертикальное ядро; 7 — верховая грунтовая призма; 8 — центральная грунтовая призма



этому ядро и призма должны возводиться одновременно. У экрана угол наклона к горизонту нижней грани не более угла естественного откоса материала нижней призмы и поэтому он может возводиться независимо от последней, с некоторым отставанием.

Экраны и ядра бывают тонкие, у которых толщина понизу (для экранов по нормали к верхней грани) меньше половины напора ($B < 0,5 H$), и массивные.

Экраны и ядра, размеры которых значительно превышают необходимые для обеспечения фильтрационной прочности (при экономической целесообразности замены частн крупнообломочного материала грунтом), называют верховой и центральной грунтовыми призмами.

Иногда различают каменно-земляные и гравийно (щебенисто)-земляные плотины. Чаще же под каменным материалом условно подразумевают любой крупнообломочный грунт.

По методам возведения различают два принципиально различных вида плотин рассматриваемого типа: 1) возводимые с искусственным уплотнением; 2) возводимые без искусственного уплотнения.

Плотины с искусственным уплотнением либо отсыплют тонкими слоями, уплотняемыми затем специальными механизмами с поливом или без полива водой, либо возводят наброской камня с уплотнением водой под напором на гидромониторов.

Толщина отсылаемых слоев зависит от крупности используемого грунта (размер максимальной фракции не более $\frac{2}{3}$ толщины слоя), типа и мощности уплотняющего механизма и обычно находится в пределах 0,5—2 м. Уплотнение крупнообломочных грунтов существенно улучшается при поливе их водой.

Наброску камня, в отличие от отсыпки, производят пнонерным способом либо с эстакад, наращиваемых по мере возведения плотины. Наброску производят ярусами толщиной до 10 м, иногда более. Для наброски пригоден только прочный, крупный и достаточно однородный по размерам (во избежание расслоения при сбрасывании с высоты) камень. Высота сбрасывания камня колеблется от 6—8 до 25—45 м и в каждом конкретном случае устанавливается опытным исходя из допустимого количества мелочи, которой образуется тем больше, чем выше высота сбрасывания. Уплотнение при помощи гидромониторов производят под давлением до 1 МПа (10 кгс/см²) при расходе воды 1—4 м³ на 1 м³ наброски в теле плотины.

Плотины без искусственного уплотнения возводят павымов (грунт, например гравийно-галечниковый, подают на плотину в виде пульпы), взрывом на выброс, отсыпкой а воду, а

также отсыпкой или наброской без специального уплотнения.

По высоте плотины рассматриваемого типа целесообразно делить на низкие (напор менее 20 м), средней высоты (напор 20—70 м), высокие (напор 70—150 м) и сверхвысокие (напор более 150 м).

7.3. Грунтовые материалы для возведения плотин

Требования к материалам определяются их положением в поперечном профиле плотины и типом плотины.

Для возведения противофильтрационных устройств каменно-земляных плотин (экранов, ядер, понуров) чаще всего используют мало-водопроницаемые карьерные глинистые грунты, часто с крупнозернистыми включениями (при максимальном размере фракций 150 мм и содержании мелкозема $d < 1$ мм не менее 40—50 % по массе). Такие материалы укладывают в сооружение тонкими слоями с укаткой или отсыпкой в воду. Грунты, предназначенные для возведения противофильтрационных устройств, должны быть достаточно водопроницаемыми, легко разрабатываемыми в карьере и уплотняемыми в сооружении, желательно также, чтобы по деформативным характеристикам они существенно не отличались от крупнообломочных грунтов, составляющих основное тело сооружения. При отсутствии материала, удовлетворяющего этим требованиям, иногда экономически целесообразно улучшить фильтрационных или деформативных свойств карьерного грунта путем добавления в него отдельных составляющих либо удаления крупных фракций. В зависимости от поставленных целей в качестве добавок могут быть использованы бентонит, щебенистые смеси и т. д. Весьма хорошим, но дорогим материалом для возведения противофильтрационных устройств является глинобетон — смесь глинистого грунта и крупнозернистого материала. Основное достоинство глинобетона заключается в возможности регулирования в известной степени его деформативных свойств путем подбора его состава с целью приближения этих свойств к деформативным показателям материала упорных призм. Глинобетон обладает также высокими прочностными свойствами. В отдельных случаях для возведения противофильтрационных элементов используют мелкие пески и глинистые сланцы.

Основные требования к обранным для возведения каменно-земляных плотин изложены в п. 4.11. Для их устройства используют несвязные, водопроницаемые материалы; естественные или

сортированные песчаные, песчано-гравийные и гравийно-галечниковые грунты, естественный или дробленный щебень, мелкий камень.

Основное тело плотины рассматриваемого типа возводят из крупнообломочных грунтов.

Для наброски используют достаточно прочный материал. Лучшим считается рваный камень с соотношением максимального и минимального размеров не более трех-четырех. Гораздо реже для наброски используют окатанный материал — валуны, булыжник. Максимальная крупность материала для наброски ограничивается вместимостью ковша экскаватора, работающего на погрузке в карьер. Зерновой состав материала должен быть достаточно однородным, чтобы не происходило его расслоения при сбрасывании с высоты. В то же время для получения максимальной плотности укладки и минимальных эксплуатационных деформаций зерновой состав должен обеспечивать минимальную пористость, поэтому в наброске желательно иметь определенное количество мелочи, которая при уплотнении гидромониторами должна равномерно распределяться в порах, образуемых крупнозернистым материалом. Зерновой состав камня, получаемого в карьере, зависит главным образом от прочности и естественной трещиноватости породы, но в известной мере может регулироваться путем подбора способа взрывания.

В последние годы от наброски камня почти полностью отказались и перешли на отсыпку тонкими слоями с искусственным уплотнением. Это дает возможность использовать крупнообломочные грунты самого разнообразного зернового состава и качества, избегая расслоения по высоте отсыпаемого слоя. Переход на отсыпку с последующим уплотнением различными механизмами (вибро- и пневмокатками, тяжелыми тракторами, проходящим транспортом) позволяет также уменьшать деформации и повышать прочностные свойства крупнообломочных грунтов, т. е. уменьшать объем насыпи в результате обжатия профиля, выполнять ее в суровых климатических условиях, когда полив водой недопустим, и пр.

При соответствующем уплотнении и расположении в теле плотины для строительства может быть использован практически любой крупнообломочный материал. Имеются примеры использования для возведения плотины слабopрочных песчаников, сланцев, алевролитов, аргиллитов и пр. Широко применяют для строительства ответственных сооружений крупнообломочные грунты естественного происхождения: аллювиальные и делювиальные отложения, грунты конусов выноса.

Экономически целесообразно максимально

использовать для строительства материалы из полезных выемок, выветрелые и слабopрочные грунты, имеющиеся на месте строительства. Это связано с необходимостью зонировать крупнообломочные грунты различного качества в пределах поперечного профиля сооружения. Более мелкий и менее прочный материал укладывают во внутренние зоны упорных призм, а более прочный и крупнозернистый — во внешние зоны.

Для покрытия откосов плотины могут быть использованы только те крупнообломочные материалы, которые по своей крупности, прочности и морозостойкости удовлетворяют требованиям действующих нормативных документов.

7.4. Выбор типа плотины

Тип плотины выбирают исходя из инженерно-геологических, гидрогеологических и климатических условий, наличия вблизи створа тех или иных строительных материалов, имеющейся строительной техники, назначения сооружения и пр.

При сопоставлении различных вариантов необходимо учитывать следующее:

- 1) на скальном основании практически можно возводить плотины всех типов без исключения;
- 2) при нескальном основании (гравийно-галечниковых, песчаных, моренных, плотных глинистых и суглинистых грунтах) предпочтительнее следует отдавать каменно-земляным плотинам, учитывая, что неравномерные осадки основания могут привести к образованию трещин в противофильтрационных элементах;
- 3) при сильно деформируемом основании следует отдавать предпочтение плотинам с ядрами и избегать применения плотин с грунтовыми экранами и тем более с негрунтовыми противофильтрационными устройствами, поскольку последние гораздо чувствительнее к неравномерным осадкам;
- 4) при выборе типа плотины прежде всего следует учитывать наличие тех или иных материалов в близлежащих карьерах и максимально использовать материалы из полезных выемок;
- 5) при неблагоприятных климатических условиях — большое количество атмосферных осадков, суровые зимы — противофильтрационные элементы из глинистых грунтов следует делать минимального объема;
- 6) конструкции противофильтрационных элементов из негрунтовых материалов следует предусматривать только в случае отсутствия на месте строительства пригодных для этих целей грунтовых материалов;

7) выбор плотины с ядром или с экраном обуславливают следующие факторы:

а) при сооружении плотины с экраном упорную призму можно возводить с опережением независимо от экрана, в связи с этим в районах с дождливым климатом строительство плотины с экраном предпочтительнее, поскольку укладку глинистого грунта в экран в период дождей можно прекратить без остановки работ по отсыпке крупнообломочного грунта в упорную призму;

б) упорную призму плотины с экраном, особенно при устройстве ее из камня, можно использовать для пропуска паводка в процессе строительства (частью фильтрацией через ее тело, частью переливом воды через гребень);

в) плотины с экраном можно возводить и вводить в эксплуатацию очередями при частично заполненном водохранилище с выполнением минимального объема работ по отсыпке грунта; в случае необходимости плотина с экраном может быть наращена по высоте;

г) грунт, укладываемый в экран, должен обладать достаточно высокими прочностными характеристиками, в противном случае предпочтение следует отдавать плотине с ядром;

д) плотина с ядром при прочих равных условиях более экономична, т. е. при одинаковом коэффициенте запаса имеет меньший объем;

е) в плотине с ядром проще обеспечить сопряжение противофильтрационного устройства с берегами и бетонными сооружениями;

ж) ядро менее чувствительно к неравномерным осадкам, чем экран;

8) в плотинах с наклонным ядром вследствие меньшего порового давления в наклонном ядре по сравнению с вертикальным низовой откос может быть несколько более крутым, однако при наклонном ядре осложняется производство работ при сопряжении с берегами, устройстве переходных зон и пр.

7.5. Конструкции плотин

7.5.1. Очертание профиля

А. Гребень плотины. Ширину гребня плотины назначают в зависимости от типа и класса прокладываемой по нему дороги, а его превышение над НПУ определяют из тех же соображений, что и для земляных плотин (см. п. 6.4.1). Для высоких плотин ширину гребня назначают не менее 6 м; при наличии шоссейных дорог ширина гребня достигает 10—12 м, а при наличии двухпутного железнодорожного полотна и инспекционных проездов с обеих сторон от него — 13—15,5 м. При строительстве высоких и сверхвысоких плотин в сейсмических

районах ширину гребня и превышение его над НПУ назначают обычно несколько большими, чем при нормальных условиях эксплуатации.

Б. Откосы плотин. Заложения верхового и низового откосов определяют на основании расчетов устойчивости в зависимости от характеристик грунтов основания и тела плотины. Прочностной характеристикой крупнообломочных грунтов является угол внутреннего трения, который зависит от плотности сложения материала, его зернового состава, прочности отдельных частиц, их формы и шероховатости, а также от напряженного состояния грунта в зоне прохождения поверхностей обрушения. При расчетах устойчивости откосов высоких и сверхвысоких плотин угол внутреннего трения следует принимать переменным по высоте сооружения в зависимости от действующих напряжений; для плотин III и IV классов сравнительно небольшой высоты допускается принимать прочностные характеристики грунтов постоянными, не зависящими от напряжений. Сведения о прочностных характеристиках различных материалов помещены в п. 2.1.

При строительстве плотин наброской большими слоями (ярусами) крутизну откосов в пределах одного слоя следует принимать соответствующую углу естественного откоса наброски.

В каменнонабросных плотинах среднее заложение низового откоса обычно соответствует углу естественного откоса наброски, а верховой откос выполняется несколько более крутым.

Заложения верхового и низового откосов каменно-земляных плотин либо принимают одинаковыми, либо выполняют верховой откос более пологим.

В каменно-земляных плотинах с экраном угол наклона низового откоса принимают не менее угла естественного откоса материала, а верховой откос делают значительно положе — его заложение определяют прочностными характеристиками грунтов экрана и пригрузки.

Для предварительного назначения заложений откосов плотин могут быть использованы аналоги — обязательно несколько плотин данного типа, наиболее близко соответствующих по своим параметрам проектируемому сооружению. В качестве аналогов в первую очередь следует выбирать современные плотины, заложение откосов которых было достаточно подробно обосновано расчетами. К числу таких плотин могут быть отнесены Гепач, Матмарк, Инферриалло, Шмен, Оровилл, Брауилингсборо, Чарвакская, Нурекская.

Для плотин различных типов на достаточных прочных основаниях значения заложений

ТАБЛИЦА 7.1. ОРИЕНТИРОВОЧНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ЗАЛОЖЕНИЙ ОТКОСОВ ПЛОТИН

Плотина	Заложения откосов	
	верхового	низового
Каменнотрапная	1,2—1,3	1,3—1,4
Каменно-земляная с ядром	1,5—2,0	1,3—2,0
Гравийно(щебенисто)-земляная с ядром	2,0—2,5	2,0—2,5
Каменно-земляная с экраном	2,0—3,0	1,3—2,0
Гравийно(щебенисто)-земляная с экраном	2,5—3,5	2,0—3,0

верхового и низового откосов можно ориентировочно принимать по табл. 7.1.

Данные табл. 7.1 характеризуют средние по высоте заложения откосов. В реальных сооружениях по различным соображениям заложения часто изменяют по высоте, делая откос более крутым у гребня и несколько уполаживая его к подошве.

На верховом откосе обычно предусматривают бермы для упора крепления, а на низовом — для служебных проездов, сбора и отвода атмосферных осадков. Часто предусматривают бермы для устройства дорог в процессе строительства, а в отдельных случаях по бермам прокладывают постоянные шоссе или железные дороги. Наличие бермы не должно вести к увеличению среднего заложения откоса против расчетного. Ширину бермы назначают исходя из эксплуатационных требований (устройства на берегах шоссе или железных дорог и т. п.), но она должна быть не менее 3 м. Бермы следует предусматривать только в тех случаях, когда они необходимы по каким-либо из перечисленных причин. На ряде современных плотин значительной высоты (Шимен, Миборо, Саммерсвалд и др.) бермы не имеются.

7.5.2. Противофильтрационные устройства в теле плотины

А. Общие сведения. Противофильтрационные устройства в теле плотины выполняют из материалов значительно менее водонепроницаемых, чем основное тело сооружения. Такие устройства должны быть достаточно прочными, гибкими, долговечными и экономичными.

Конструктивно противофильтрационные устройства представляют собой экраны, располагаемые под защитным слоем или непосредственно на верховом откосе, либо диафрагмы и ядра, располагаемые вертикально или с некоторым наклоном на сторону нижнего бьефа в центральной части плотины.

Наиболее распространенным материалом для создания противофильтрационных устройств являются связные грунты. Из негрунтовых ма-

териалов используют бетон, асфальтобетон, в последнее время пластмассы, что является весьма перспективным. Дерево и металл применяют очень редко.

Б. Противофильтрационные устройства из грунтовых материалов. Грунтовые ядра и экраны могут быть различной конструкции в зависимости от способа производства работ, типа основания, строительных свойств материала и пр.

При определении толщины ядер и экранов учитывают экономические соображения, климатические условия строительства. Толщину ядер и экранов каменно-земляных плотин начинают обычно таким образом, чтобы градиент фильтрационного потока I находился в пределах 2...6. Минимальную толщину экрана для ядра у гребня принимают по условиям производства работ.

При устройстве экрана в сочетании с поперечной последней обычно выполняют из того же грунта, что и экран. Длину попура назначают по условию недопущения фильтрационных деформаций при выходе потока в нижний бьеф и в зависимости от допустимых фильтрационных расходов. Толщину попура принимают такой, чтобы градиент фильтрационного потока в попуре не превышал 10—12, но не менее 0,5 м.

Грунт в противофильтрационных устройствах укладывают слоями при влажности, близкой к оптимальной, и уплотняют различными механизмами, чаще всего пневмокатками; в некоторых случаях применяют также способ отсыпки грунта в воду. От плотности и влажности, с которыми уложен грунт, зависят его фильтрационные и прочностные свойства, а также нормовое давление в деформации в строительный и эксплуатационный периоды.

Грунт в ядра обычно укладывают одновременно с устройством упорных призм или с некоторым опережением; экран можно возводить независимо от основного тела плотины, с отставанием.

В гребневой части экранов и особенно ядер под влиянием различных причин (неравномерные осадки, горизонтальные перемещения при колебании уровня воды в верхнем бьефе, сейсмические воздействия) могут образовываться поперечные, продольные и горизонтальные трещины. Опасность образования трещин увеличивается в створах с крутыми, ломаного очертания бортами, при значительной высоте плотины. Фильтрация по образовавшимся трещинам с выносом частиц грунта может привести к катастрофическим последствиям, поэтому необходимо предусматривать мероприятия, снижающие опасность возникновения трещин и исключающие вредные последствия фильтрации

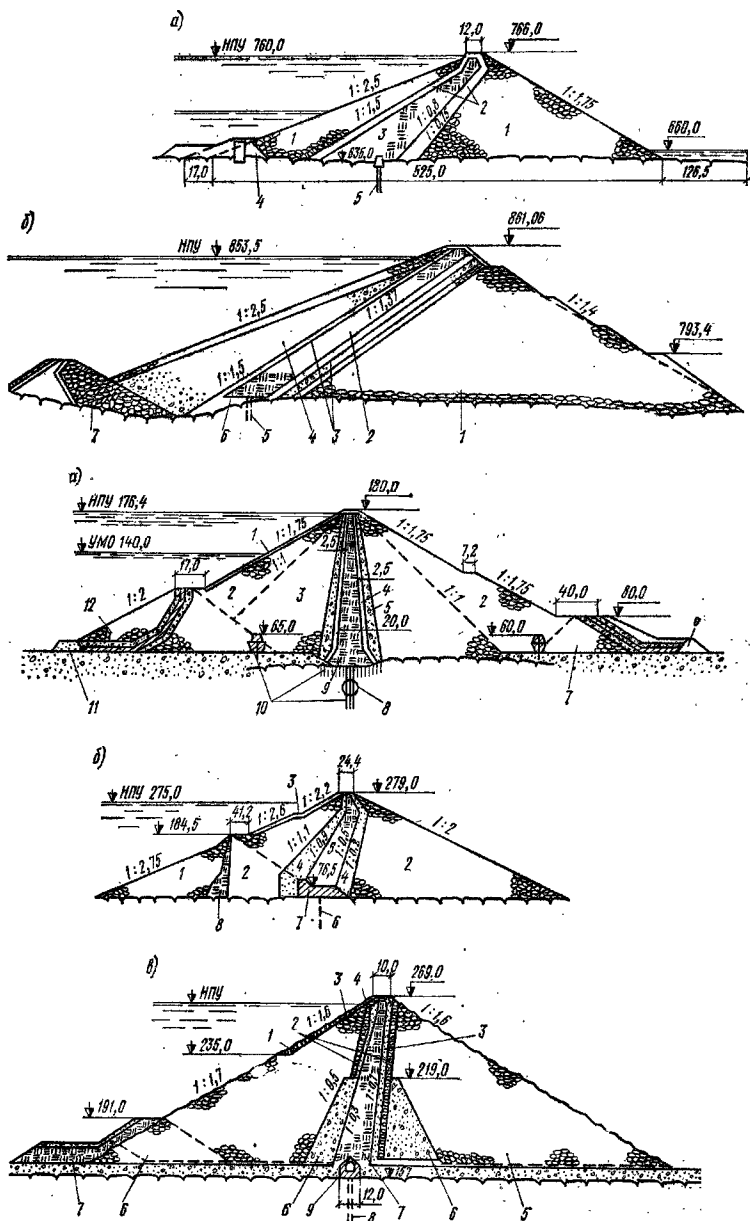


Рис. 7.3. Плотины с грунтовыми экранами

а — Минборо: 1 — каменная наброска из гранита; 2 — фильтры из песчано-гравийного грунта; 3 — экран из суглинков; 4 — верхняя перемычка; 5 — цементационная завеса; 6 — Кенин; 1 — каменная наброска, крупище которой возмещает от экрана к низовому отсеку; 2 — экран из валунной гальки; 3 — фильтры из песчано-гравийной смеси; 4 — пригрузка из гравия; 5 — цементационная завеса; 6 — бетонная подушка; 7 — перемычка

при их возникновении. Для уменьшения опасности трещинообразования противофильтрационные элементы устраивают часто криволинейными в плане, с выпуклостью в сторону верхнего бьефа; в верхней части противофильтрационных элементов целесообразно укладывать более пластичный грунт с влажностью выше оптимальной, желательно также предусматривать медленное заполнение водохранилища.

Для предотвращения возможных фильтрационных деформаций грунта ядер экранов между грунтовыми противофильтрационными элементами и упорными призмами, как правило, необходимо устраивать обратные фильтры. Их укладывают как с верхней (один-два слоя), так и с нижней (до трех слоев) стороны грунтовых ядер и экранов. Толщина каждого слоя по условиям производства работ должна быть не менее 3 м. Для обратных фильтров используют естественные или отсортированные материалы: песок, щебень, гравийно-галечниковые грунты, зерновой состав которых подбирают в соответствии с требованиями, изложенными в п. 4.11.

Если противофильтрационный элемент сопрягают с упорными призмами мощным слоем промежуточного по крупности грунта, последний называют переходной зоной.

Примеры современных каменно-земляных плотин с грунтовыми противофильтрационными устройствами различного типа показаны на рис. 7.3 и 7.4.

В. Противофильтрационные устройства на негрунтовых материалах. В каменнонабросных

плотинах из негрунтовых материалов в большинстве случаев устраивают экраны. Для создания таких экранов в набросных плотинах предусматривают специальную подэкранную кладку из постелистых камней, уложенных с перевязкой швов и расщербенкой значительных пустот; поверхность кладки выравнивается бетонной стяжкой. Толщина подэкранной кладки поверху составляет не менее 1,5—2 м и книзу увеличивается до 5—8 % высоты плотины. В последнее время, особенно в сейсмических районах, экран плотин, возводимых наброской, обычно укладывают на подготовку из бетона или гравия с выравнивающим слоем бетона (плотины Монтомери, Уртокойской и др.).

Бетонные и железобетонные экраны могут быть трех типов: жесткие, полужесткие и гибкие. Армирование железобетона достигает 0,5—1,0 %. Бетон, укладываемый в железобетонные экраны, должен иметь марку по прочности на сжатие не менее М200 и марку по водонепроницаемости не менее В8. Марку бетона по морозостойкости и водонепроницаемости принимают в соответствии с требованиями Государственного стандарта на гидротехнический бетон. Толщина железобетонного экрана в верхней части обычно составляет 20—30 см, а к основанию увеличивается примерно до 1 % высоты плотины.

Жесткие экраны разрезают только температурными швами; их можно устраивать лишь в набросных плотинах небольшой высоты с подэкранной кладкой, расположенных на скальном основании, когда деформации сооружения незначительны.

Полужесткие скользящие экраны (рис. 7.5) делают на секции вертикальными и горизонтальными температурно-деформационными швами через 4—15 м. Такие экраны укладывают на выравнивающий слой бетона, обмазанный битумом или покрытый битумными материалами, что дает возможность экрану деформироваться независимо от основного тела плотины и увеличивает его водонепроницаемость. Для предотвращения сползания бетонных плит по битуму их заанкеривают в подэкранную кладку или выполняют достаточно толстыми, чтобы был обеспечен надежный упор экрана в зуб. Экраны такого типа довольно часто применяют в набросных плотинах; при их устройстве особое внимание должно быть уделено созданию хорошо подвижных швов шириной до 25 мм и шарнирного соединения экрана с зубом в основании.

Гибкие экраны представляют собой железобетонные плиты длиной до 10 м, уложенные в несколько слоев с перевязкой швов. Швы между плитами не уплотняют (кроме верхне-

Рис. 7.4. Плотины с толстыми грунтовыми ядрами

а — Иффервалло: 1 — крепление крупным камнем; 2 — гравийно-галечниковый материал крупностью до 250 мм; 3 — уплотненная засыпка из мелкого камня; 4, 5 — первый и второй слои фильтра крупностью соответственно 0,1—10 и 5—150 мм; 6, 7 — низовые перемычки первой и второй очереди; 8 — цементационный туннель; 9 — ядро; 10 — цементационные завесы и площадная цементация; 11, 12 — верхние перемычки первой и второй очереди; б — Оранья: 1 — верхняя перемычка; 2 — гравийно-галечниковый материал крупностью до 250 мм; 3 — крепление откоса толщиной 0,9 м из крупного камня; 4 — переходная зона из песчано-гравийного материала; 5 — ядро на глинистом грунте с крупнозернистыми аэлоциниями; 6 — цементационная завеса; 7 — бетонный массив; 8 — ядро перемычки; 9 — Тиквеш: 1 — крупный камень; 2 — мелкий камень; 3 — щебень; 4 — каменная облицовка; 5 — каменная наброска; 6 — горная масса; 7 — ядро из суглинка; 8 — цементационная завеса; 9 — цементационная галерея

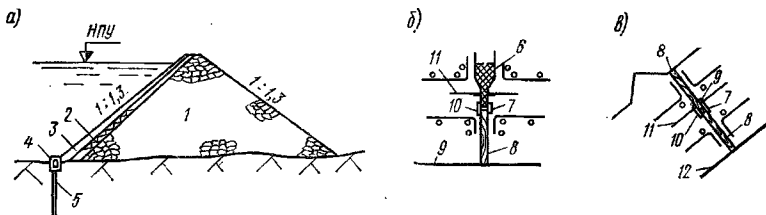


Рис. 7.5. Плотина с полукруглым железобетонным экраном (а) и конструкция вертикального (б) и горизонтального (в) температурно-деформационных швов

1 — каменная наброска; 2 — сухая кладка толщиной 3—8,6 м; 3 — железобетонный экран толщиной 0,3—1,1 м; 4 — бетонный зуб с цементационной галереей; 5 — цементационная завеса; 6 — литая резина в угловых швах; 7 — пробка; 8 — дерево; 9 — мастика; 10 — асфальт; 11 — медный лист; 12 — поверхность, покрытая битумом

го слоя). Между слоями плит укладывают прослойки битума. Для обеспечения связи между отдельными слоями плит и между экраном в целом и телом плотины железобетонные плиты заанкеривают в подэкранную подготовку. Такие экраны могут воспринимать без повреждений значительные деформации от осадок тела плотины и основания, от сейсмических воздействий. Гибкие железобетонные экраны были применены на плотинах Коготи, Когсвил, Сан-Габриэл № 2, однако ввиду сложности изготовления и значительной стоимости в последнее время их не применяют.

Расстояние между вертикальными температурными швами железобетонных экранов обычно составляет 12—18 м, а между горизонтальными осадочными швами изменяется от 12—20 м в верхней части до 3—6 м у основания.

Асфальтобетонные экраны обладают по сравнению с железобетонными рядом преимуществ: меньшая стоимость, возможность комплексной механизации работ по строительству, гибкость, простота ремонта. Такие экраны достаточно надежны в эксплуатации, но подвержены старению, что ведет к потере их гибкости. Причинами старения асфальтобетона являются испарение из него масел, окисление под воздействием кислорода и полимеризация под влиянием солнечных лучей. Однако процесс старения протекает достаточно медленно и за это время обычно затухают и всевозможные деформации тела плотины, на которое опирается экран.

Асфальтобетонные экраны обычно состоят из нескольких слоев толщиной не менее 4—6 см.

В большинстве случаев защита внешней стороны экрана не предусматривается (плотины Бонни, Монтгомери, Хенне, Риверес, Салаж и др.). При строительстве в районах с жарким климатом часто устраивают внешнее

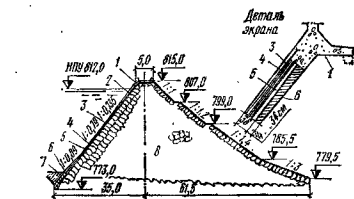


Рис. 7.6. Плотина с асфальтобетонным экраном

1 — волноотбойная стенка; 2 — сухая подэкранная кладка; 3 — защитный слой из армированного бетона; 4 — два слоя асфальтобетона; 5 — пористый бетон; 6 — выравнивающий слой из бетона; 7 — зуб; 8 — каменная наброска

покрытие из железобетонных плит толщиной 8—15 см или армированного бетона (плотины Грив, Радойна и др.). При отсутствии защитного покрытия для замедления процесса старения асфальтобетона целесообразно покрывать поверхность экрана светлыми красками.

Пример плотины с асфальтобетонным экраном показан на рис. 7.6.

Стальные экраны абсолютно водонепроницаемы, обладают большой гибкостью, хорошо приспосабливаются к деформациям тела плотины и могут быть сооружены в короткий срок, но весьма дороги. Для устройства таких экранов применяют стальные листы толщиной 6—12 мм по возможности максимальных размеров. Экран укладывают на специальные рамы или бетонную подготовку. Для предохранения от коррозии поверхность экрана покрывают защитными эмульсиями или красками (есть опыт успешной эксплуатации таких экранов более 70 лет в плотины Эш-Форк, Скэттуэй) либо применяют нержавеющую сталь (такой экран толщиной 8 мм устроен на Храмской плотине в СССР в 1935 г.).

Деревянные экраны обычно выполняют из двух слоев досок толщиной 5—7,5 см, укладываемых на подготовку из бетона и гидронепроницаемую. Между слоями досок помещают рулонный гидронепроницаемый материал. Деревянные экраны достаточно водонепроницаемы и гибки, дешевы, но недолговечны, особенно в пределах колебания уровня воды в верхнем бьефе, поэтому их можно использовать лишь в качестве временного противофильтрационного элемента (плотины Когсвил, Храмская) либо для плотины небольшой высоты при незначительных колебаниях уровня воды в верхнем бьефе. В СССР в 1948 г. на р. Косые была построена Широкоская полувальцованная плотина высотой 40 м с деревянным экраном (рис. 7.7).

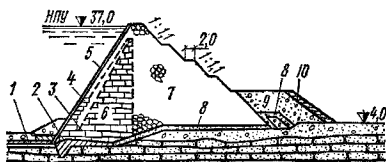


Рис. 7.7. Плотина с деревянным экраном

1 — железобетонная плита понура; 2 — бетонный зуб; 3 — сухая кладка; 4 — бутобетонные блоки и кладка на растворе; 5 — деревянный экран из двух рядов досок толщиной по 6 см и двух слоев битумных матов; 6 — укладка камня с подбором; 7 — наброска; 8 — фильтры; 9 — низовая перемычка; 10 — крепление откоса крупным камнем

Экраны из пластмасс. В противодиффузионных элементах могут быть использованы главным образом мягкие пластики в виде листов или пленок из полиэтилена, поливинилхлорида, полиизобутилена и других полимеров с добавками различных стабилизаторов (например, 2—3 % сажи) для замедления процесса старения. Мягкие пластики не только водонепроницаемы, но и обладают достаточной прочностью, эластичны, устойчивы против коррозии, дешевы, легко свариваются или склеиваются между собой, могут быть приклеены к поверхности бетона.

При устройстве экранов из пластмасс необходимо предусматривать их защиту от механических повреждений и воздействия солнечных лучей. Для этого пленочный или листовый материал укладывают между двумя рядами бетонных или железобетонных плит (рис. 7.8) либо предусматривают грунтовую подкрантовую подготовку и защитный слой грунта сверху. В последнем случае во избежание повреждения пленки с обеих ее сторон следует укладывать слой достаточно зернистого материала (с коэффициентом неоднородности не менее 20 и максимальной

крупностью фракций не более 6 мм) толщиной 0,3—0,5 м. Для предотвращения повреждения пленки грызунами и корнями растений грунт защитного слоя, как правило, подвергают специальной обработке.

Экраны из пластмасс весьма перспективны. В настоящее время первоочередной задачей является проверка их надежности в условиях знакопеременного температурного режима и в суровых климатических условиях Севера.

Можно назвать ряд плотин, находящихся в эксплуатации уже несколько лет, в противодиффузионных устройствах которых использованы мягкие пластики.

При реконструкции плотины Мишен (Канада) высотой 61 м поверх сильно поврежденного грунтового экрана была уложена поливинилхлоридная пленка толщиной 0,76 мм. Поверхность пленки была защищена последовательно уложенными слоями глины, песка и камня общей толщиной до 2 м.

На плотине Контрада-Сабетта (Италия) высотой 25 м (см. рис. 7.8, а) экран осуществлен с использованием листов оппанола (равновязность полиизобутилена) толщиной 2 мм, которые наклеивались горячим битумом на подготовку из пористого бетона. Сверху листы оппанола были защищены битумизированным картоном и бетонными плитами.

В 1960 г. в Чехословакии построена опытная плотина Добчина с экраном из поливинилхлоридной пленки толщиной 1,1 мм, уложенной между волнистыми железобетонными плитами, промазанными битумом (см. рис. 7.8, б).

Опыт применения полимерных пленок имеется и в СССР (экранирование чаши Тортгальской водохранилища, дамба на строительстве Токтогульской гидроэлектростанции, опытная земляная плотина на р. Кара-Су).

Диафрагмы из негрунтовых материалов имеют ограниченное применение,

Бетонные и железобетонные диафрагмы в настоящее время не применяют, поскольку опыт их эксплуатации на плотинах Ашокан (США), Вайнек (США), Сызранская (СССР) и др. показал, что практически очень трудно избежать появления в них деформационных трещин. К тому же при возведении плотин с железобетонными диафрагмами сильно осложняется производство работ по возведению упорных призм.

Сейчас стали получать распространение диафрагмы из асфальтобетона (рис. 7.9). Такие диафрагмы сооружают либо из мелкозернистого асфальтобетона, либо из асфальтобетона со щебнем или крупным заполнителем диаметром до 300 мм, составляющим до 30—

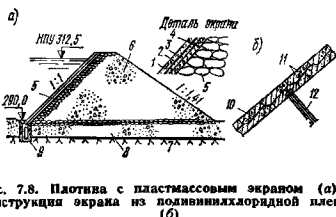


Рис. 7.8. Плотина с пластмассовым экраном (а) и конструкция экрана из поливинилхлоридной пленки (б)

1 — бетонные плиты $2 \times 2 \times 0,2$ м; 2 — листы оппанола, покрытые сверху слоем битумизированного картона; 3 — пористый бетон толщиной 0,1 м; 4 — железобетонные плиты $7 \times 7 \times 0,25$ м; 5 — сухая кладка; 6 — каменная наброска; 7 — известняк; 8 — наносные отложения; 9 — бетонный зуб и понура; 10 — пленка из поливинилхлорида толщиной 1,1 мм; 11 — сборные железобетонные плиты; 12 — анкерный болт

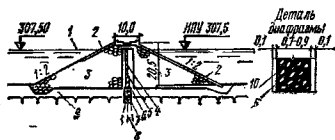


Рис. 7.9. Плотина с асфальтобетонной диафрагмой
 1 — подпор от вспомогательной плотины; 2 — крепленые откосы; 3 — отсыпка камня; 4 — асфальтобетонная диафрагма; 5 — зона распределения асфальта в насыпь при его уплотнении; 6 — слой битумной мастики; 7 — бетонный зуб; 8 — цементационная завеса; 9 — аллювий; 10 — асфальтобетон со втолщенным заполнителем

40 % объема диафрагмы. Заполнитель втапливают в асфальтобетон вибратором. Максимальный размер заполнителя не должен превышать 0,3 толщины диафрагмы. Асфальтобетон в диафрагме должен быть достаточно плотным, чтобы объем воздушных пор не превышал 3 %. Толщину укладываемых слоев асфальтобетона принимают в зависимости от конструкции асфальтобетонукладчика; обычно она составляет 20—30 см. Размеры асфальтобетонных диафрагм назначают с учетом физико-механических характеристик материала диафрагмы и предполагаемых деформаций сооружения. Обычно толщина диафрагмы составляет около 2—3 % высоты сооружения, но не менее 0,5 м.

Опыт эксплуатации низких и средней высоты плотин с асфальтобетонными диафрагмами показал, что такие сооружения могут воспринимать значительные неравномерные осадки без нарушения водонепроницаемости диафрагмы.

7.5.3. Противофильтрационные устройства в основании. Подготовка основания

Противофильтрационные устройства в основании каменнонабросных и каменно-земляных плотин выполняют с целью уменьшения фильтрационного расхода, предотвращения фильтрационных деформаций грунтов основания, снижения депрессионной кривой при обходной фильтрации, а также ликвидации дефектов основания, оставшихся незамеченными в процессе инженерно-геологических изысканий.

Конструкцию противофильтрационного устройства в основании определяют геологические условия и тип противофильтрационного устройства в теле плотины. В зависимости от глубины залегания коренных пород можно выделить три характерных случая.

А. Коренные породы выходят на поверх-

ность либо прикрыты слоем наносных отложений небольшой мощности. В этом случае сопряжения противофильтрационного устройства в теле плотины с малопроницаемым скальным основанием достигают удалением растительного слоя и наносных отложений и врезкой в основание. Аналогично осуществляют сопряжение и с нескальным основанием, если его водопроницаемость не превышает водопроницаемость противофильтрационного устройства в теле плотины.

Поверхность скалы, сопрягающейся с противофильтрационным устройством как в руслевой части, так и в береговых примыканиях, должна быть подготовлена более тщательно, чем под упорными призмами. Для обеспечения хорошего сопряжения тела плотины с основанием при вскрытии котлована производят уположение крутых склонов. Желательно, чтобы в примыканиях противофильтрационного элемента и переходных зон заложение откосов было не менее единицы.

Если русло реки проходит в узком каньоне, а выше долина расширяется, целесообразно перекрывать руслевой каньон бетонной пробкой, как это было сделано при строительстве плотины Каугар, Оровилл, Нурекской, Чарвакской. Затем скальное основание тщательно зачищают, промывают водой из гидромониторов или продувают сжатым воздухом. Трещины и другие дефекты основания расчищают и заделывают цементным раствором, бетоном или непосредственно материалом тела плотины. В некоторых случаях основание покрывают слоем торкрета или обмазывают битумом. Такие мероприятия весьма эффективны при наличии в основании малопрочных, легковетривающихся пород.

В контактной зоне грунтовых противофильтрационных устройств необходимо предусматривать тщательную укладку и уплотнение достаточно пластичного несущего грунта.

При возведении плотины на нескальном основании предусматривают защиту грунтов основания от размыва (покрытие слоем торкрета, устройство сплошной железобетонной плиты). Для предотвращения суффозии укладывают дренаж в виде обратного фильтра под подошвой плотины в местах выхода фильтрационного потока. Если выход фильтрационного потока возможен за пределами подошвы плотины, дренаж устраивают и в нижнем бьефе под пригрузкой водопроницаемого грунта.

При трещиноватом скальном основании в качестве противофильтрационных мероприятий обычно применяют цементацию и гораздо

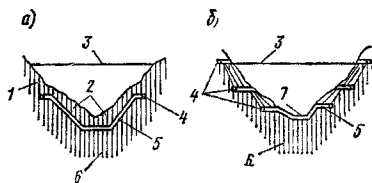


Рис. 7.10. Схемы устройства инъекционных завес в основаниях плотин

а — инъектирование с поверхности и из штолен в направлении сверху вниз и снизу вверх; б — инъектирование из галереи и штолен; 1 — скважины, пробуренные с поверхности; 2 — скважины, пробуренные снизу вверх; 3 — гребень плотины; 4 — подходы штолен; 5 — рабочие штолены; 6 — скважины, пробуренные сверху вниз; 7 — галерея

реже глинизацию или битумизацию (горячую либо холодную).

Трещиноватость скалы обычно особенно велика в верхней зоне, к тому же монолитность скалы на поверхности нарушается взрывами при разработке котлована, поэтому в большинстве случаев предварительно требуется проведение укрепительной или площадной цементации на площади сопряжения противофильтрационного устройства тела плотин с основанием. Укрепительную цементацию производят под небольшим давлением (до 0,2—0,3 МПа) на глубину до 10 м с поверхности бетонного зуба плотины, из цементационных галерей и штолен или с поверхности котлована грунтового экрана или ядра, которую предварительно покрывают торкретом или устраивают на ней бетонную подготовку.

Глубину цементационной завесы устанавливают на основании геологических изысканий и фильтрационных расчетов. В некоторых случаях глубина завесы может значительно превышать высоту плотин. Глинистую цементацию, так же как и укрепительную, производят с поверхности котлована либо из специальных галерей и штолен (рис. 7.10). Последние обычно используют также для устройства за инъекционной завесой дренажных скважин, которые создают более благоприятные условия работы сооружения и позволяют контролировать работу цементационной завесы; в случае необходимости из штолен и галерей может быть проведена повторная цементация.

Цементационные галереи выполняют в основном в плотинах с железобетонными экранами; их располагают в уширенном для этой цели бетонном зубе. В плотинах с грунтовыми противофильтрационными элементами предпочтительнее устраивать не поверхностные галереи, а заглубленные в основание штолены, что дает возможность проводить цементацию

и укладку грунта ядра или экрана независимо друг от друга.

Б. Коренные породы покрыты толщей наносных отложений, но находятся на практически достижимой глубине. В этом случае возможны самые разнообразные варианты противофильтрационных устройств в основании.

При сравнительно незначительной мощности русловых отложений (до 10—20 м) их обычно пересекают зубом, который устраивают в открытом котловане с водопонижением. Зуб может быть выполнен из бетона либо из грунтовых материалов. Устройство бетонного зуба особенно удобно при негрунтовых противофильтрационных устройствах в теле плотин (см. рис. 7.8 и 7.9), но практикуется и в сочетании с грунтовыми ядрами. Если наносные отложения подстилают трещиноватая скала, иногда сочетают устройство зуба с инъекционной завесой (см. рис. 7.9 и 7.4, в).

При большей мощности проницаемой толщи ее пересекают инъекционной завесой, а если грунты основания по своему составу не допускают устройства инъекционной завесы — диафрагмой, выполняемой в виде буробетонной стенки (Ереванская, Чурубай-Нуринская плотины) или траншеи, которую разрабатывают под защитой суспензий из бентонита или жирных гли и затем запечатывают маловодопроницаемым материалом. В некоторых случаях применяют металлический шпунт.

Для создания инъекционных завес применяют различные растворы (цементные, глиноцементные, силикатные и др.), состав которых подбирают в зависимости от крупности и проницаемости грунтов основания. Инъекцию производят с поверхности грунтового противофильтрационного устройства, возведенного на несколько метров над основанием для создания необходимой пригрузки, или из потерь, расположенных в основании противофильтрационного устройства. За инъекционной завесой обычно устраивают дренаж. Глубина инъекционных завес может достигать десятков и даже сотен метров. Такого рода завесы осуществлены на плотинах Зильвенштейн, Серр-Понсон, Асуанская, где выполнена уникальная многоярусная цементационная завеса глубиной 261 м и шириной у основания 37 м, и др.

Буробетонную стенку устраивают путем бурения в две очереди секцирующихся скважин (рис. 7.11, а) диаметром 60—100 см на глубину до 50—60 м с последующим заполнением бетоном или глиноцементным раствором. Недостатком таких стенок является большая стоимость и неодинаковая толщина — в мес-

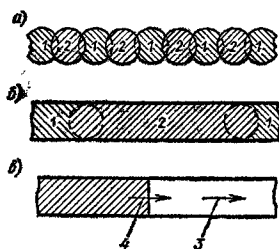


Рис. 7.11. Схема устройства противофильтрационных стенок

a — буробетонной свайного типа; *б* — буробетонной траншейного типа; *в* — грунтовой в непрерывно разрабатываемой траншее; 1 — скважины и траншеи первой очереди; 2 — скважины и траншеи второй очереди; 3 — направление разработки траншеи; 4 — направление засыпки траншеи грунтом

тах сопряжения скважины она уменьшается до 30—60 см. Буробетонную стенку в виде траншеи разрабатывают участками шириной 30—100 см и длиной 5—10 м (рис. 7.11, б). Разрыленный путем бурения грунт удаляют из траншеи, наполненной глинистым раствором, эрлифтом. Для заполнения траншеи используют пластичный бетон, который непрерывно подается по бетоноводам снизу и постепенно вытесняет глинистый раствор. На Снонской плотине в валуно-галечниковых грунтах таким образом была пройдена траншея шириной 60 см, длиной 170 м и глубиной до 26 м. После проходки траншеи была заполнена бетоном.

Разработку траншей под грунтовыми стенками производят непрерывно чаще всего драглайками или многоковшовыми экскаваторами. Ширина траншей составляет 1,5—4 м, глубина может достигать 25—30 м. По мере разработки траншеи ее заполняют маловодопроницаемым грунтом, пнонерно отсыпаемым с автосамосвалов (рис. 7.11, в).

В. Коренные породы находятся на практически недостижимой глубине. В этом случае в основании плотины чаще всего устраивают всющую инъекционную завесу или диафрагму. В сочетании с грунтовыми экранами могут применяться понуры из того же материала. Длина понура определяется фильтрационными расчетами и может быть весьма значительной (например, на плотине Тарбела высотой 148 м понур уложен по гравию и песку на длину 1730 м). Следует иметь в виду, что проницаемость русловых отложений в горизонтальном направлении значительно больше (до 10 раз), чем в вертикальном, потому вертикальные противофильтрационные устройства, как правило, предпочтительнее понуров. В некоторых случаях понуры устраивают в сочетании с раз-

личного рода вертикальными противофильтрационными элементами в основании.

7.6. Пропуск паводковых расходов через недостроенные плотины

7.6.1. Общие сведения

При строительстве каменно-земляных и каменнотравертных плотин на реках с большими паводковыми расходами эти расходы целесообразно пропускать через недостроенные плотины для уменьшения размеров временных водосбросных сооружений и ограждающих перемычек. Таким образом пропускали паводковые расходы при строительстве Нурекской, Токтогульской и Усть-Хантайской плотин.

Пропуск паводка через недостроенное сооружение можно осуществлять по схеме быстротока, по схеме водослива с широким порогом или фильтрацией воды через каменную наброску.

7.6.2. Пропуск паводка по схеме быстротока

После устройства строительного туннеля, рассчитанного на пропуск меженных расходов, и перекрытия русла производят подготовку основания и до наступления паводка возводят часть профиля сооружения на максимально возможную высоту. Паводковый расход за вычетом той его части, которая проходит по строительному туннелю, пропускают через недостроенную плотину, на низовом откосе которой устроен быстроток.

При известной высоте построенной части плотины $H_{пл}$ и максимальном расходе $Q_{пл}$, который будет сбрасываться через гребень, а также при задании зерновом составе камня для крепления сливной поверхности необходимо определить устойчивый уклон быстротока i .

Максимальный удельный расход в сечении $II-II$ (рис. 7.12):

$$q = \frac{Q_{пл}}{B_2} \beta, \quad (7.1)$$

где B_2 — ширина быстротока в сечении $II-II$; $\beta = 1,1 \dots 1,2$ — коэффициент неравномерности распределения удельных расходов в плане.

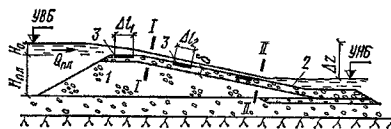


Рис. 7.12. Пропуск паводка через недостроенную плотину по схеме быстротока

1 — горная масса; 2 — крепление крупным камнем; 3 — полосы омоноличеного бетоном камня

Неразмывающая скорость в сечении II—II:

$$v = 2,7 (d_{10}/d_{50})^{0,5} \sqrt{gd_{50}}, \quad (7.2)$$

где d_{10} и d_{50} — диаметры камней, мельче которых в составе крепления содержится соответственно 10 и 50 % материала.

Глубина воды в сечении II—II:

$$h = q/v. \quad (7.3)$$

Допускаемый уклон быстротока:

$$i_0 = \frac{d_{90} d_{10}}{10hd_{50}}. \quad (7.4)$$

Проектный уклон быстротока принимают с запасом: $i = 0,8i_0$.

Формулы (7.2) и (7.4) могут быть использованы для потоков с бурным течением (число Фруда $Fr > 1$), которое наблюдается при $h/d_{50} < 5$ и $i_0 > 0,02$.

Пользуясь приведенными формулами, можно определить устойчивый уклон быстротока и на участках с меньшими удельными расходами (например, в сечении I—I). Если задать уклон быстротока постоянным, то в его средней и верхней частях можно использовать для крепления более мелкий камень.

Толщину крепления быстротока принимают не менее удвоенного среднего диаметра камня: $\delta \geq 2d_{50}$.

Напор в верхнем бьефе определяют из формулы водослива с широким порогом:

$$q = m \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (7.5)$$

где $m = 0,30 \dots 0,36$ — коэффициент расхода.

Для предотвращения сбойных течений гребень водослива на участке Δl_1 (см. рис. 7.12) омоноличивают бетоном. На сливной поверхности также устраивают несколько полос омоноличеного бетоном камня шириной $\Delta l_2 = (3 \dots 5) d_{10}$ или укладывают заикеренные балки. Подобные мероприятия необходимы также в зонах, где возможно местное увеличение удельных расходов.

При пропуске паводка по схеме быстротока низовой откос должен быть достаточно пологим, поэтому на практике такую схему целесообразно применять главным образом при строительстве перемычек. Более крутая сливная поверхность быстротока при сокращении объема крупного негабаритного камня, необходимого для крепления, может быть устроена, если использовать для этой цели бетон или железобетон, как это было сделано при строительстве перемычек Токтогульского и Нурекского гидроузлов. Например, на верховой перемычке Нурекской плотины при пропуске удельных расходов до $40 \text{ м}^3/\text{с}$ низовой откос с уклоном $i = 0,1$ был укреплен железобетонными плитами размером $2 \times 2 \times 0,8 \text{ м}$, уложен-

ными в шахматном порядке и омоноличеными бетоном.

7.6.3. Пропуск паводка по схеме водослива с широким порогом

Эту схему целесообразно применять во всех случаях, когда по условиям производства работ к моменту пропуска паводка можно возвести профиль недостроенного сооружения на всю ширину и обеспечить уклоны $i < 0,02$ и скорости потока $v < \sqrt{gh}$, соответствующие спокойному течению ($Fr < 1$). В этом случае условия пропуска паводка значительно облегчаются и определяются главным образом степенью затопления недостроенного сооружения со стороны нижнего бьефа. В зависимости от этого различают два случая.

А. Затопленный профиль недостроенного сооружения ($h_{\text{п.д.}}/h \approx 1$). Такой случай возможен при строительстве плотины на аллювиальных отложениях. Под прикрытием верховой и низовой перемычек рассчитывают основание и к моменту пропуска паводка возводят плотину (рис. 7.13, а), на незначительную высоту (до отметки дна бытового русла или несколько выше). При пропуске паводка перепад между бьефами Δz незначителен. В этом случае пропускаемый через недостроенную плотину расход $Q_{\text{пл}}$ близок к полному паводковому расходу реки. В зависимости от объема выполненных работ расход $Q_{\text{пл}}$ можно пропускать либо по всему фронту сооружения, либо на стесненном участке — через проран.

Расчет профиля плотины или допустимой ширины прорана B производят при заданных высоте построенной части плотины $H_{\text{пл}}$, глубине h в сечении II—II, расходе $Q_{\text{пл}}$ в зерновом составе камня в теле плотины или в крепления на ее поверхности.

Допускаемая неразмывающая скорость при спокойном течении ($Fr < 1$) в сечении II—II:

$$v_0 = 1,65 (d_{10}/d_{50})^{0,25} \sqrt{g} (hd_{50})^{0,25}. \quad (7.6)$$

Минимальная допускаемая ширина прорана в сечении II—II:

$$B = \frac{Q_{\text{пл}}}{q} \beta = \frac{Q_{\text{пл}}}{v_0 h} \beta, \quad (7.7)$$

где h — глубина в сечении II—II, принимаемая равной глубине воды в нижнем бьефе; $\beta = 1,1 \dots 1,2$ — коэффициент неравномерности распределения расходов.

Допускаемый уклон русла прорана:

$$i_0 = \frac{d_{90}}{10h}. \quad (7.8)$$

Проектный уклон русла i принимают равным i_0 . При известном i находят отметку рус-

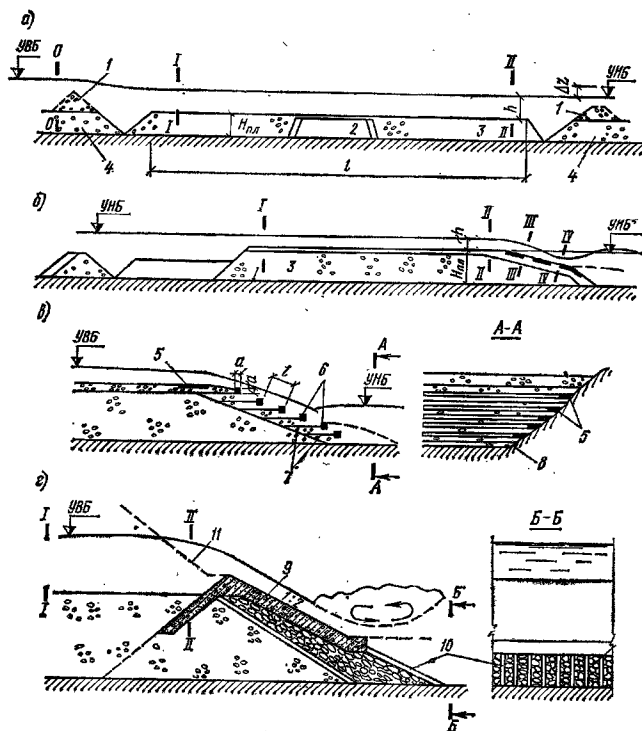


Рис. 7.13. Пропуск паводка через недостроенную плотину по схеме водослива с широким порогом а и б — соответственно затопленный и незатопленный профиль недостроенной плотины; в и г — соответственно балочное и железобетонное крепление низового откоса; 1 — верхняя и низовая перемычки, размываемые в паводок; 2 — ядро; 3 — горная масса; 4 — русловой аллювий; 5 — полосы омоноличенного бетоном камня; 6 — железобетонные или деревянные балки ($a > 0,7d_{30}$; $l = 4d_{30}$); 7 — анкеры; 8 — крупный камень; 9 — железобетонный водослив; 10 — опорные балки; 11 — проектный профиль плотины

ла в сечении I—I. Движение воды на участке между сечениями I—I и II—II можно считать равномерным, глубину в сечении I—I равной h .

Подпор в сечении 0—0 верхнего бьефа Δz_1 и полный перепад уровней в бьефах Δz составляют:

$$\Delta z_1 = \frac{v_0^2 - v_{сб}^2}{2g}; \quad (7.9)$$

$$\Delta z = h + \Delta z_1. \quad (7.10)$$

При известном перепаде Δz можно уточнить расходы через строительный туннель и недостроенную плотину. Проверки запроектированного русла на пропуск расхода меньше расчетного не требуется.

Как следует из формулы (7.6), допускаемая неразмывающая скорость при спокойном теч-

нии ($Fr < 1$; $i < 0,02$) зависит не только от зернового состава камня, но и от глубины h . Увеличивая h , можно повысить значение допускаемой скорости v_0 , что дает возможность пропускать значительные удельные расходы без существенных затрат на устройство креплений. Это является основным преимуществом рассматриваемой схемы.

Б. Незатопленный профиль недостроенного сооружения ($h_{н0}/h < 1$). Такой случай характерен для строительства плотины на скальном основании (рис. 7.13, б).

На участке между сечениями I—I и II—II проектируют спокойное течение ($Fr < 1$; $i < 0,02$). Этот участок рассчитывают на максимальный расход $Q_{нл}$ по методике, изложенной ранее. Допустимую глубину потока h в сечении II—II определяют по формуле (7.6),

выразив ее через удельный расход $q = v \cdot h$. Высота плотины в сечении II—II, при которой обеспечивается затопленное истечение, $H_{II} = h_{II} - h$, где h_{II} — глубина воды в нижнем бьефе при пропуске максимального расхода.

На участке между сечениями III—III и IV—IV при спаде паводка и снижении уровня воды в нижнем бьефе возникает бурное течение ($Fr > 1$). Наиболее неблагоприятные условия наблюдаются при расходе $Q'_{пл} = (1/2 \dots 1,3) Q_{пл}$. Исходя из условия обеспечения общей устойчивости на этом участке должен быть уклон откоса $i = 0,5 \dots 0,3$. Однако при защите такого откоса от размыва крупным камнем допускаемые удельные расходы будут невелики. При значительном перепаде уровней воды в бьефах и больших удельных расходах наиболее эффективно применение крепления в виде заанкеренных балок (рис. 7.13, в) и железобетонных покрытий (рис. 7.13, з). На ряде зарубежных плотин для защиты низового откоса применяли заанкеренную арматурную сетку.

7.6.4. Пропуск паводка фильтрацией воды через каменную наброску

Пропуск паводка фильтрацией воды через каменную наброску возможен при строительстве плотины с экраном, когда строительство последнего отстает от возведения низовой призмы. В этом случае необходимо предусмотреть крепление низового откоса, чтобы при выходе фильтрационного потока на поверхность не нарушалась устойчивость плотины. Крепление низового откоса зависит от параметров фильтрационного потока.

Удельный фильтрационный расход через каменнонабросную плотину, расположенную на водонепроницаемом основании, и высота высачивания фильтрационного потока могут быть определены по графикам В. А. Ярошского, составленным для случая квадратичного закона фильтрации, когда потери напора вдоль потока пропорциональны квадрату скорости течения. Практически квадратичный закон фильтрации соблюдается при среднем гидравлическом градиенте $I > 0,1$ и крупности камня $d \geq 2$ см.

Величину $q_0 / (k_0 H_1)$ при различных значениях B/H_1 , m_1 и m_2 можно определять по графику на рис. 7.14, б, где q_0 — удельный фильтрационный расход при отсутствии воды в нижнем бьефе ($H_2 = 0$); k_0 — коэффициент фильтрации, м/с, остальные обозначения показаны на рис. 7.14, а. Влияние подтопления H_2 со стороны нижнего бьефа определяют по графику на рис. 7.14, в, который может быть использован при любых значениях заложений

верхового и низового откосов m_1 и m_2 в пределах от 0 до 3.

Высоту высачивания фильтрационного потока на низовом откосе h_b при $H_2 = 0$; $1,25 \leq m_1 \leq 3$; $0 \leq m_2 \leq 3$ и B/H_1 от 0 до 3 определяют по графикам на рис. 7.15, а—г. При наличии подтопления со стороны нижнего бьефа ($H_2 > 0$) значение h_b определяют, пользуясь графиком на рис. 7.15, д в такой последовательности: на оси ординат находят точку, соответствующую h_b/H_1 при отсутствии подтопления ($H_2 = 0$). Из этой точки проводят линию, параллельную ближайшей кривой, до пересечения в точке O с вертикалью, проведенной из точки на оси абсцисс с заданным значением H_2/H_1 . Умножая ординату точки O на H_1 , получают искомое значение h_b .

Устойчивость низового откоса на размыв при выходе на его поверхность фильтрационного потока проверяют по формуле

$$i_0 = \frac{d_{50} (\operatorname{tg} \varphi \cos \alpha - \sin \alpha)}{10h} \quad (7.11)$$

где i_0 — допустимый уклон низового откоса; d_{50} — диаметр камня, мельче которого в наброске содержится 50 % материала по массе; φ — угол естественного откоса наброски; α — угол откоса; h — глубина фильтрационного потока на откосе.

Необходимо также проверить устойчивость откоса с учетом гидродинамических сил фильтрационного потока.

Подсчеты по формуле (7.11) показывают, что практически по низовому откосу можно пропускать лишь небольшие фильтрационные расходы. В связи с этим возникает необходимость крепления откоса в пределах выклинивания фильтрационного потока. Для этой цели могут быть использованы заанкеренные балки, арматурная сетка или пригрузка из более крупного однородного камня. Соотношение коэффициентов фильтрации материала пригрузки и тела плотины должно быть не менее трех, чтобы фильтрационный поток высачивался на откос пригрузки значительно ниже, чем в основном теле плотины. Низовой откос пригрузки в месте выхода фильтрационного потока в свою очередь должен быть проверен на размыв.

7.7. Фильтрующие и водосливные каменно-земляные плотины

При небольших напорах пропуск паводковых расходов может быть осуществлен фильтрацией через тело или переливом через гребень каменно-земляной плотины, либо одновременно фильтрацией и переливом. Стойкость таких сооружений благодаря использованию местных строительных материалов обычно меньше стоимости водосливных плоти-

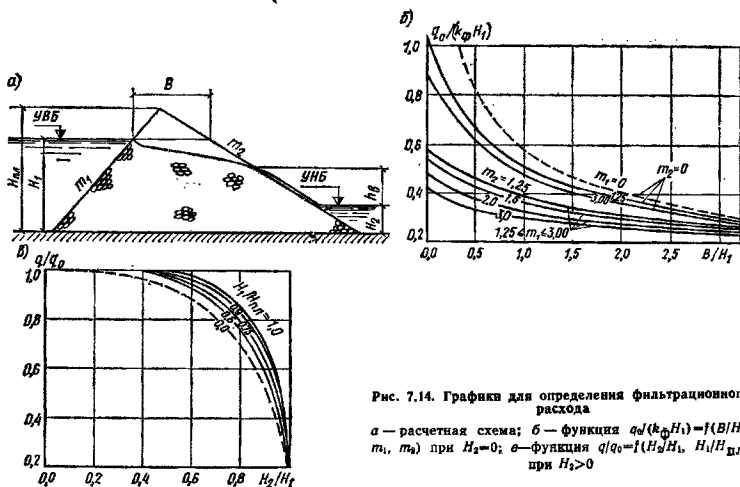


Рис. 7.14. Графики для определения фильтрационного расхода

а — расчетная схема; б — функция $q_0/(k_{\Phi}H_1) = f(B/H_1, m_1, m_2)$ при $H_2=0$; в — функция $q/q_0 = f(H_2/H_1, H_1/H_{пл}, m_1, m_2)$ при $H_2>0$

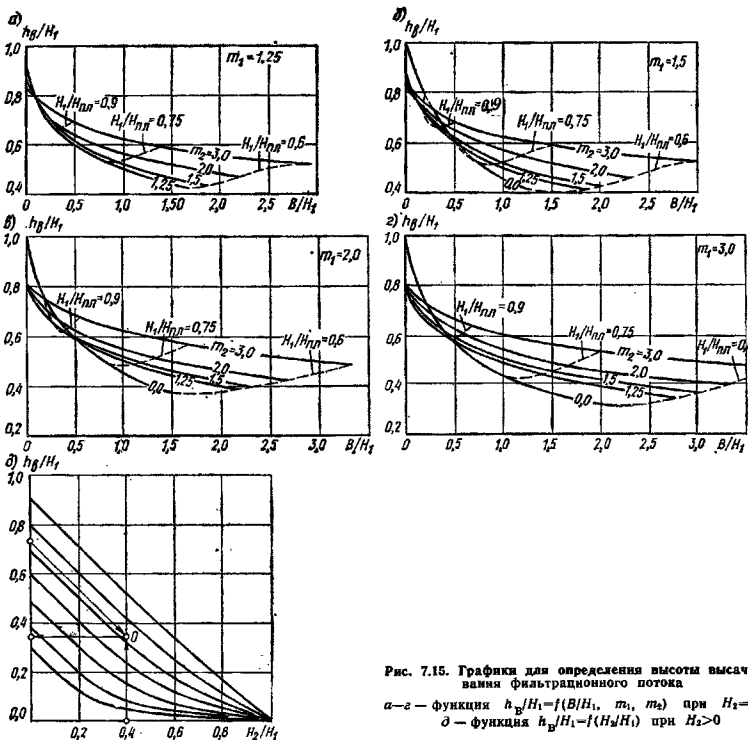


Рис. 7.15. Графики для определения высоты высачивания фильтрационного потока

а-г — функция $h_B/H_1 = f(B/H_1, m_1, m_2)$ при $H_2=0$; д — функция $h_B/H_1 = f(H_2/H_1, m_1, m_2)$ при $H_2>0$

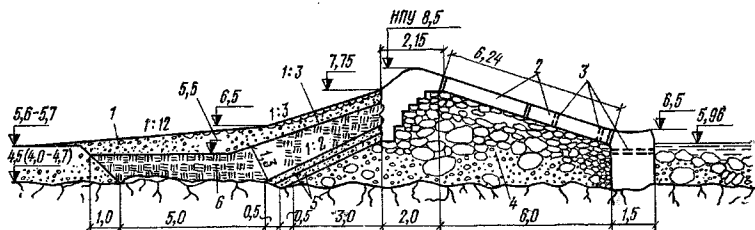


Рис. 7.16. Водосливная плотина на Южном Буге

1 — защитный слой; 2 — бетонные плиты толщиной 0,5—0,6 м; 3 — дренажные отверстия; 4 — каменная наброска; 5 — слой обратного фильтра из песка и щебня; 6 — экран и понур из лессовидного суглинка

тин других типов. Методы расчета пропуска воды через тело каменно-земляных плотин как переливом, так и фильтрацией через крупнообломочный материал изложены в работах Н. Н. Беляшевского и П. И. Гордиенко (см. также п. 7.6).

Перелив воды через каменную наброску крупностью до 50 см не опасен лишь при сравнительно небольших удельных расходах — до 2—3 м³/(с·м). По этой причине в большинстве случаев предусматривают укрепление водосливной грани плотины того или иного типа в зависимости от расчетных расходов.

Одной из первых плотин такого типа была Тишинская водосливная плотина, построенная в 1938 г. на Алтае. Тишинская плотина имеет высоту 10 м, ее низовая часть выполнена из каменной наброски. Сбрасываемый расход (до 4 м³/с на 1 м длины водослива) пропускается не только по поверхности низового откоса, укрепленного водопроницаемым ржавевым каркасом, обшитым досками, но и через каменную наброску, в результате чего энергия потока частично гасится. Однако опыт эксплуатации Тишинской плотины показал, что идея выполнения водосливных плотин по принципу фильтрующих насыпей не оправдывает себя, поскольку тело плотины такого типа сильно засорится и займется и быстро теряет фильтрационную способность. С учетом этого обстоятельства Н. Н. Беляшевским были предложены улучшенные типы водосливных плотин из каменной наброски. Гребень и низовой откос таких плотин облицовывают железобетонными плитами; максимальные удельные расходы могут достигать 20 м³/(с·м). В настоящее время на Украине успешно эксплуатируется несколько плотин такого типа при напорах 3—6 м. В качестве примера на рис. 7.16 показана водосливная плотина на р. Южный Буг.

Имеются также предложения по строительству земляных водосливных плотин (П. И. Гор-

диенко). На гребне таких плотин располагают порог водослива в виде тонкой железобетонной плиты с бычками и устоями, верховому откосу придают заложение, равное 3—4, и закрепляют его аналогично понурным участкам обычных водосливных плотин, а низовой откос с заложением около 8, представляющий собой быстроток, покрывают сборными сквозными железобетонными плитами.

7.8. Особенности возведения взрывонабросных плотин

7.8.1. Условия строительства

Взрывонабросные плотины возводят в районах, обладающих необходимыми топографическими и инженерно-геологическими условиями. Наиболее благоприятны для строительства таких плотин горные реки, у которых:

а) ущелье в створе плотины достаточно узко (отношение его ширины на отметке гребня к высоте плотины $B/H \leq 2 \dots 3$), а крутизна бортов характеризуется углом $\alpha \geq 30^\circ$;

б) склоны ущелья представлены скальными породами, годными по физико-механическим свойствам для укладки в тело плотины;

в) запасы скальных пород, слагающих борта ущелья выше НПУ, достаточны для обеспечения необходимого объема сброса.

Отсутствие какого-либо из перечисленных условий в створе не всегда исключает возможность строительства взрывонабросной плотины, но может существенно усложнить конструкцию сооружения и технологию его возведения.

Грунт перемещают в тело плотины направленным взрывом пород на выброс или сброс с помощью зарядов взрывчатых веществ (ВВ), располагаемых на одном или обоих берегах реки выше гребня проектируемой плотины для исключения разрушения пород, слагающих борта ущелья, к которым примыкает

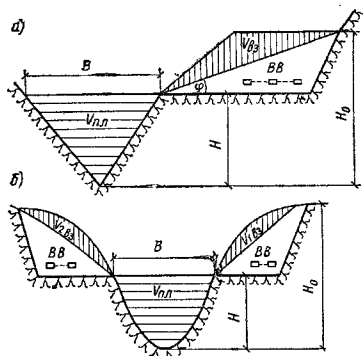


Рис. 7.17. Профиль ущелья и схема размещения взрывчатых веществ (ВВ) при одностороннем (а) и двустороннем (б) способах взрывания

сооружение (рис. 7.17, а, б). Сущность направленного взрыва состоит в том, что энергия, выделяемая при взрыве, используется для дробления и перемещения пород в заданном направлении.

Взорванный грунт укладывается в тело плотины в сухое русло или в текущую воду при малом расходе. В первом случае воду аккумулируют перед временной перемычкой, создаваемой предварительным взрывом.

Скальный грунт, уложенный путем взрыва в тело плотины, имеет меньшую плотность сложения, чем в природном состоянии. Степень увеличения объема взорванной породы характеризуется обычно коэффициентом разрыхления K_p , значение которого в построенных сооружениях изменяется в пределах 1,15—1,5.

При известном объеме тела плотины $V_{пл}$ взрываемый объем $V_{вз}$ должен быть равен:

$$V_{вз} = V_{пл} / K_p \quad (7.12)$$

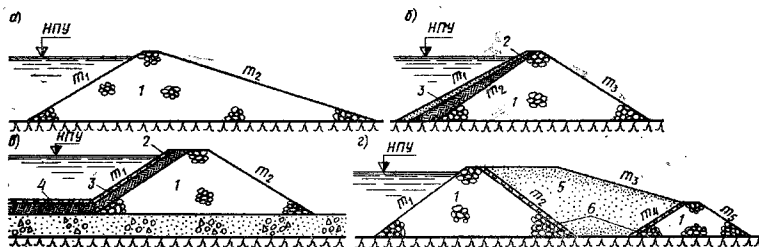


Рис. 7.18. Типы взрывонабросных плотин

а — однородная; б — с экраном; а — с экраном и понуром; в — взрывонабросная; 1 — скальная наброска, образованная взрывом; 2 — экран; 3 — защитный слой грунта; 4 — понур; 5 — связный маловодопроницаемый грунт, укладываемый наывом; 6 — переходные зоны

7.8.2. Типы плотин

В результате изучения физико-механических и фильтрационных свойств скальных грунтов в построенных взрывонабросных плотинах ВНИИ ВОДГЕО рекомендует для применения три типа таких сооружений: однородную плотину, плотину с экраном и понуром, взрывонабросную плотину.

Однородная взрывонабросная плотина (рис. 7.18, а) представляет собой навал скального грунта, образованный направленным взрывом в заданной части пространства. Плотины такого типа характеризуются обычно значительной водопроницаемостью. Снижения потерь воды на фильтрацию через тело таких плотин достигают путем кольматажа навала речными наносами или придания сооружению распластанного профиля со средним значением градиента фильтрационного потока в пределах 0,05—0,15.

При возведении взрывонабросных плотин с экраном (рис. 7.18, б) создают взрывом низкую упорную призму, далее плотину достраивают традиционным способом с использованием различных строительных машин и механизмов. В качестве материала для экрана в таких плотинах могут использоваться суглинки, глины, а также смесь суглинка с крупнозернистыми включениями крупностью до 80—100 мм. Такие экраны обладают значительной плотностью, достаточной пластичностью и водонепроницаемостью.

В случае строительства взрывонабросных плотин на проницаемых основаниях необходимо устройство понура из малопроницаемого грунта (рис. 7.18, в).

В некоторых случаях целесообразно возводить направленным взрывом и противофильтрационные элементы. С этой целью на одном или обоих берегах реки заранее складывают связный грунт, объем которого на

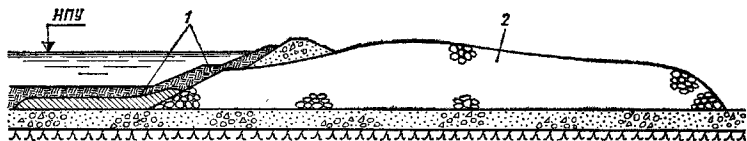


Рис. 7.18. Врезывающая плотина Байпазньского гидроузла на р. Вахш

1 — суглинистый экран и понур, образованные с помощью направленного взрыва; 2 — скальная наброска, образованная взрывом

30—40 % превышает объем понура и экрана. Грунт укладывают на плоские заряды ВВ. Взрыв этих зарядов с интервалами позволяет уложить в зону понура и верхового откоса плотины связанный грунт и тем самым снизить потери воды на фильтрацию через тело плотины. Таким способом была построена плотина Байпазньского гидроузла на р. Вахш (рис. 7.19).

Взрывонамывная плотина (рис. 7.18, з) состоит из возводимых взрывом верховой и низовой упорных призм и образуемой намывом маловодопроницаемого грунта центральной зоны. При строительстве плотин этого типа сначала с помощью взрыва возводят верховую и низовую упорные призмы, а затем в образовавшуюся между ними полость намывают маловодопроницаемый грунт. Намыв производится в воду и может осуществляться и после ввода гидроузла в эксплуатацию. Возведение плотины подобного типа позволяет значительно сократить сроки строительства благодаря использованию двух высокопроизводительных способов ведения земельно-скальных работ — направленного взрыва и намыва.

7.8.3. Физико-механические свойства грунтов во взрывонабросных плотинах

Основным показателем, определяющим свойства скальных грунтов, формирующих тело плотины, является их зерновой состав. Он зависит от физико-механических свойств грунтов, используемых для возведения плотины, степени трещиноватости горного массива и способа ведения буровзрывных работ (БВР).

Ожидаемый зерновой состав грунта в теле проектируемой плотины можно ориентировочно оценить с помощью кривых, приведенных на рис. 7.20.

Основной характеристикой плотности сложения скального грунта в теле взрывонабросных плотин является плотность сухого грунта, которая в значительной степени обуславливается зерновым составом взорванной

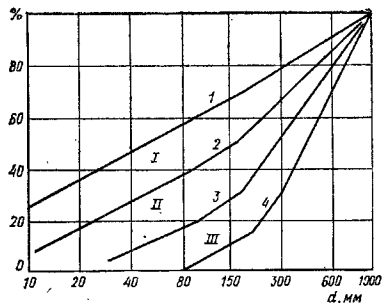


Рис. 7.20. Обобщенные кривые зернового состава скальных грунтов, получаемых при разработке с помощью взрыва массивов скальных пород

1 — чрезвычайно трещиноватых; 2 — сильнотрещиноватых; 3 — среднетрещиноватых; 4 — трещиноватых; I — зона мелкоблочных (чрезвычайно- и сильнотрещиноватых) массивов; II — зона средне- и крупноблочных (среднетрещиноватых и трещиноватых) массивов; III — зона крупноблочных (малотрещиноватых) массивов

скальной породы. В общем случае чрезвычайно- и сильнотрещиноватые массивы горных пород (зона I на рис. 7.20) при скажинном способе взрывания с удельным расходом ВВ около 0,4—0,6 кг/м³ обеспечивают получение скальных грунтов с содержанием до 40—60 % фракций частиц мельче 100 мм. Малотрещиноватые массивы (зона III на рис. 7.20) при взрыве дают скальный грунт с меньшим содержанием фракций частиц мельче 100 мм (в пределах 5—20 %), укладываемый в теле плотины с меньшей плотностью.

Грунты, кривые зернового состава которых приведены на рис. 7.20, можно различить по коэффициенту относительной плотности λ , который независимо от способа уплотнения определяется отношением:

$$\lambda = \rho / \rho_0, \quad (7.13)$$

где ρ — плотность взорванного скального грунта многофракционного состава; ρ_0 — плотность отдельных фракций того же грунта, например фракций 1—2; 2—3; 3—5; 5—10; 10—20 мм и т. д.

Величина ρ_0 при заданном способе БВР обуславливается типом горной породы, фор-

мой и шероховатостью поверхности частиц и не зависит от крупности фракций, если отношение предельных размеров ($d_{\max} : d_{\min}$) этих фракций находится в пределах 1,5—2,0.

Уплотняемость скальных грунтов может характеризоваться степенью уплотнения Θ , определяемой отношением плотности грунта в предельно плотном и предельно рыхлом состоянии. Степень уплотнения скальных грунтов изменяется в небольшом диапазоне: 1,12—1,18 при среднем значении 1,15.

Для приведенных на рис. 7.20 обобщенных кривых зернового состава при $\Theta=1,15$ коэффициент относительной плотности изменяется от $\lambda_1=1,18$ и $\lambda_2=1,22$ (кривые 1, 2) до $\lambda_3=1,15$ и $\lambda_4=1,05$ (кривые 3 и 4).

При этих исходных данных плотность укладки в плотину взорванного скального грунта данного зернового состава ρ может быть найдена по формуле Н. П. Лушина:

$$\rho = \lambda \Theta \rho_{\text{рыхл}}, \quad (7.14)$$

где $\rho_{\text{рыхл}}$ — средняя плотность отдельных фракций в рыхлом состоянии, изменяющаяся в пределах 1,35—1,46 т/м³; меньшее значение относится к остроугольным фракциям, большее — к округлым.

Другим показателем плотности сложения грунта во взрывонабросных плотинах является коэффициент разрыхления K_p , определяемый по следующей формуле:

$$K_p = \rho_{\text{пл}} / \rho, \quad (7.15)$$

где $\rho_{\text{пл}}$ — плотность породы; ρ — плотность скального грунта в теле плотины.

В табл. 7.2 приведены некоторые характеристики грунтов в построенных взрывонабросных плотинах и дамбах.

Для плотин, возводимых методом взрыва из скальных грунтов, одним из важнейших факторов, определяющих эффективность работы сооружения, является водонепроницаемость грунтов, формирующих тело плотины, характеризующая коэффициентом фильтрации. Исследованиями, выполненными во ВНИИ ВОДГЕО и в САО Гидропроекта, установлено, что движение фильтрационного потока в

многофракционных скальных грунтах взрывонабросных плотин, как правило, не подчиняется линейному закону Дарси. В этом случае коэффициент нелинейной фильтрации $k_{\text{нл}}$ рекомендуется определять по формуле

$$k_{\text{нл}} = k_{\text{л}} l / \sqrt{l}, \quad (7.16)$$

где $k_{\text{л}}$ — коэффициент фильтрации при линейном законе движения, определяемый экспериментально либо по аналитическим формулам; l — средний градиент фильтрационного потока на сооружении; m — параметр, обозначенный в п. 4.8.5 буквой l .

Для взрывонабросных плотин из скальных грунтов во ВНИИ ВОДГЕО Г. И. Покровский были получены следующие зависимости для коэффициента ламинарной линейной фильтрации $k_{\text{л}}$ и скорости фильтрации v , см/с:

$$k_{\text{л}} = 0,0925 \frac{g}{v} \frac{n^2}{(1-n)^2} \frac{1}{S^2}; \quad (7.17)$$

$$v = 0,5 (\sqrt{\theta^2 + 4\eta} - \theta), \quad (7.18)$$

где g — ускорение свободного падения, см/с²; v — кинематическая вязкость, см²/с; $n=1-\rho_{\text{сух}}/\rho_s$ — пористость; $S = \sum_i \phi_i d_i^2$ — площадь удельной поверхности частиц смеси скального грунта (см²/см³)

(здесь ϕ_i — коэффициент формы фракции, изменяющийся в диапазоне 0,45—0,55; d_i — максимальный размер частицы, например, для фракции 0,2—0,3 мм следует брать 0,3, для фракции 0,3—0,5 мм—0,5 и т. д.; ρ_i — относительное содержание фракции в смеси); $\theta = 10n^{2,3} \sqrt{v k_{\text{л}} v/g}$; $\eta = 10n^{2,3} \sqrt{k_{\text{л}} v/g l}$ (здесь l — градиент фильтрационного потока).

Плотины, возводимые взрывом из скальных грунтов без протнвофильтрационных устройств, рассчитывают по двум методам в зависимости от значения параметра Дарси. Этот параметр, введенный в теорию фильтрации В. Н. Шелкачевым, определяется равенством

$$Da = \sigma / (k_{\text{л}} l), \quad (7.19)$$

где σ и $k_{\text{л}}$ — соответственно скорость фильтрации и коэффициент ламинарной линейной фильтрации, вычисляемые по формулам (7.18) и (7.17).

В случае, если $Da=1$, фильтрацию в теле плотины рассчитывают по зависимостям п. 4.8.2, если $Da < 1$, расчет выполняют согласно п. 4.8.5.

ТАБЛИЦА 7.2. ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ В ПОСТРОЕННЫХ ВЗРЫВОНАБРОСНЫХ ПЛОТИНАХ И ДАМБАХ

Сооружение и место строительства	Высота сооружения, м	Объем тела плотины, тыс. м ³	Горная порода	Плотность, т/м ³		Коэффициент разрыхления, K_p
				горной породы	грунта в теле плотины	
Селезащитная плотина в урочище Медое (КазССР)	72—75	2370	Гранит	2,66	2,1—2,3	1,27—1,15
Плотина Байпазисского гидроузла (ТалжССР)	65	778	Известняк	2,60	2,1—2,2	1,24—1,18
Транспортная дамба через ущелье р. Ах-Су (ДагАССР)	~90	266	>	2,74	2,0	1,37
Плотина на р. Бурыкья (КиргССР)	50	~ 300	Гранит	2,65	1,8—2,1	1,47—1,26

При этом необходимо предварительно вычислить значение коэффициента нелинейной фильтрации $k_{нл}$ по зависимости (7.16). Величину параметра m , входящего в эту формулу, определяют следующим образом. При заданных значениях градиентов фильтрационного потока находят по формуле (7.18) скорости фильтрации, после чего вычисляют логарифмы значений I и v , строят зависимость $\lg v$ от $\lg I$. Тангенс угла наклона этой зависимости к оси $\lg v$ дает значение параметра m . Формула (7.18) справедлива для изменения градиента в диапазоне $0,5 \geq I \geq 0,05$.

Для грунтов, характеризуемых зоной I (кривые 1, 2 на рис. 7.20), было получено экспериментально несколько значений параметра m при среднем градиенте фильтрационного потока I и значениях плотности в диапазоне $1,9-2,0 \text{ т/м}^3$ (табл. 7.3).

ТАБЛИЦА 7.3. ЗНАЧЕНИЯ ПАРАМЕТРА m

I	m
0,05—0,10	1,20—1,25
0,10—0,15	1,25—1,30
0,15—0,25	1,30—1,40

На рис. 7.21 в качестве примера показана зависимость коэффициента ламинарной линейной фильтрации взрывообросной плотины из скального грунта при $\rho=1,85 \text{ т/м}^3$ от процентного содержания фракции частиц мельче 1 мм. Значения $k_{л}$ получены в результате обработки по формуле (7.16) экспериментальных данных фильтрационных исследований грунта со следующими характеристиками (при 20 %-ом содержании фракции частиц мельче 1 мм): $d_{10}=0,3 \text{ мм}$; $d_{17}=0,7 \text{ мм}$; $d_{60}=18 \text{ мм}$; $\eta=60$; $n=0,3$; $d_{\max}=120 \text{ мм}$.

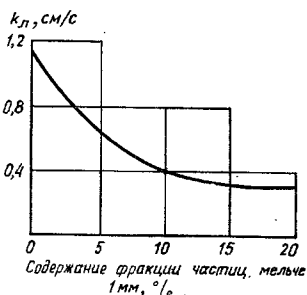


Рис. 7.21. Зависимость коэффициента фильтрации многофракционного скального грунта $k_{л}$ от процентного содержания фракции частиц мельче 1 мм

7.9. Особенности возведения плотин из грунтовых материалов в условиях сурового климата *

7.9.1. Влияние сурового климата на строительство плотин

Природные особенности районов сурового климата существенно влияют на конструкции плотин и способы их возведения. В частности, глубокое охлаждение промерзших откосов и гребня плотины, отсыпанных из связных грунтов, может приводить к образованию морозобойных трещин. Особенно опасны трещины, направленные поперек гребня.

Наличие слоя вечной мерзлоты большой мощности и широкое распространение в мерзлых отложениях и в бортах речных долины погребенных льдов, а также льдонасыщенных грунтов, теряющих несущую способность при оттаивании, вызывает необходимость сохранения мерзлоты в основании и бортах как в период строительства, так и при эксплуатации гидроузла.

Способы производства работ в значительной степени определяются продолжительностью теплого сезона года, влажностью, температурами воздуха и количеством ясных дней в этот период, длительностью периодов сильных морозов, а также силой и продолжительностью ветров.

Создание водохранилищ при наличии вечной мерзлоты влияет на формирование термического режима и устойчивость основания плотины и берегов водохранилища. Тепловое воздействие водохранилища вызывает неизбежное оттаивание дна и берегов верхнего бьефа и основания верхнего клина плотины. В связи с этим необходимо выполнять температурные расчеты для прогноза формы и динамики развития зон оттаивания и выяснения величины возможной фильтрации и термопродолжительности деформаций после оттаивания высокольдистых мерзлых грунтов.

Выбор типа плотины (мерзлая, талая), а также створа и компоновки гидроузла определяются мерзлотно-инженерно-гидрогеологическими условиями, наличием местных строительных материалов, прогнозом теплового влияния водохранилища на мерзлоту и другими факторами.

Плотины и водосбросы надлежит проектировать по одному из двух принципов: I — с сохранением основания в вечномерзлом состоянии в зоне сопряжения с мерзлыми протнвофильтрационными элементами; II — с допуще-

* Написано совместно с кандидатами техн. наук Г. И. Кузнецовым и Ю. И. Святеевым.

нием оттаивания основания, в частности под противодиффузионными и дренажными устройствами плотины.

При строительстве по принципу I неизбежно происходит оттаивание основания под верховым клином плотины. Конструкция плотины должна обеспечить плотный контакт частично талой верховой призмы с мерзлой центральной частью профиля, чтобы термическая и статическая устойчивость плотины не уменьшились при деформациях оттаивающего основания верхового откоса. При этом предусматривается сохранение отрицательных температур или дополнительное охлаждение вечномерзлых грунтов основания мерзлой противодиффузионной зоны плотины, береговых примыканий; а также основания водосброса и всех других сооружений напорного фронта гидротузла.

При строительстве по принципу II допускается повышение отрицательных температур вечномерзлых грунтов основания и регулируемое (или естественное) оттаивание основания в период строительства и эксплуатации под действием тепла водохранилища и фильтрационного потока.

7.9.2. Мерзлые плотины

Основным конструктивным элементом мерзлой плотины, определяющим ее устойчивость и водонепроницаемость, является искусственно замороженная центральная часть плотины, сопрягающаяся с мерзлым основа-

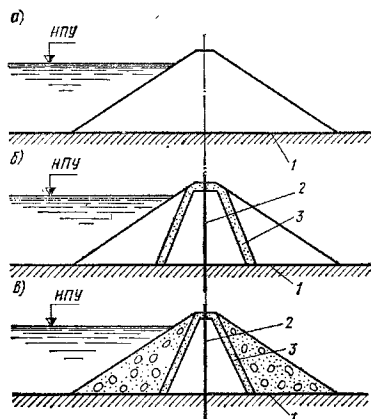


Рис. 7.22. Типы мерзлых плотин

а — однородная; б — земляная с мерзлым грунтовым ядром; в — каменно-земляная с грунтовым ядром; 1 — мерзлое основание; 2 — замораживающая система; 3 — переходной слой

нием. Водонепроницаемость мерзлого противодиффузионного элемента обеспечивается при полном заполнении льдом пор промораживаемого грунта.

В период эксплуатации мерзлых плотин центральная противодиффузионная зона может смыкаться с промораживающим низовым откосом. Значительная часть верхового откоса может находиться в талом состоянии.

Рекомендуются следующие схемы мерзлых плотин с возможным применением воздушных замораживающих колонок, термосвай или других охлаждающих устройств:

а) однородная плотина из грунта, отсыпаемого в талом состоянии и послойно промораживаемого в зимний период (рис. 7.22, а);

б) плотина с мерзлым ядром из связанного грунта и упорными призмами из любого однородного талого грунта (рис. 7.22, б, в).

Верховую грунтовую призму следует рассматривать как теплоизоляционный элемент, предохраняющий от оттаивания центральную мерзлую зону. Ближайшая к мерзлой части влотини зона верхового клина должна отсыпаться из мелкопористого грунта, не допускающего тепловой конвекции воды верхнего бьефа.

Мерзлая водонепроницаемая зона может быть создана различными способами. Наиболее распространенным способом является промораживание грунтов в зимнее время с помощью воздушных замораживающих систем. Весьма эффективными охлаждающими устройствами являются парожидкостные термосвай конструкции Ленгидропроекта — ЛТИХП. При замораживании грунтов коэффициент теплопереноса по вертикали для парожидкостной термосвай в 3 раза выше, чем для жидкостной. Применение термосвай возможно в районах с менее суровой зимой, чем требуется для применения воздушных колонок, а также при значительных (более 30 м) глубинах замораживания грунтов.

Центральную часть мерзлых плотин необходимо возводить из талого связанного грунта, способного удержать имеющуюся в порах воду, необходимую для образования водонепроницаемого мерзлого ядра. Центральная промороженная зона мерзлой плотины должна быть полностью монолитной и водонепроницаемой; в ней недопустимо наличие трещин и пустот, а также зон сыпучемерзлых грунтов с неполным заполнением пор текстуробразующим льдом. Этим требованиям отвечает грунт с влажностью, близкой к 0,9 полной его влагоемкости W_n при проектной плотности укладки.

Для обеспечения водонепроницаемости

мерзлых зон и термической устойчивости плотины средняя температура мерзлого ядра и охлаждаемых вечномерзлых грунтов основания и береговых примыканий к моменту заполнения водохранилища должна быть на 1,5 °С ниже температуры фазовых переходов влаги в этих грунтах.

Естественные условия талики на контакте мерзлой противифльтрационной зоны с основанием должны быть полностью проморожены до заполнения водохранилища. Талики под верховой призмой, учитывая ее талое состояние в период эксплуатации, не представляют опасности для сооружения.

В однородные плотины и в мерзлые противифльтрационные ядра неоднородных плотин допускается укладывать до 15 % по объему комьев мерзлого грунта. В верховые и низовые призмы неоднородных плотин допускается укладка до 30 % комьев мерзлых грунтов и до 10 % комьев торфа.

Грунты, укладываемые в верховой клин, который в условиях эксплуатации будет талым, должны обладать достаточной для его устойчивости сопротивляемостью сдвигу как в процессе оттаивания, так и после завершения оттаивания и консолидации. Деформируемость этих грунтов должна обеспечивать монолитность плотины при оттаивании и термопросадочных деформациях основания талой части профиля. Для этого мерзлые комья следует перемешивать со слоями сыпучего грунта.

Примыкание мерзлой плотины к бортам долины должно осуществляться так, чтобы мерзлая зона плотины смыкалась с вечномерзлыми грунтами бортов. Для этого мерзлотная завеса должна быть продолжена в борта долины на величину, определяемую результатами прогноза оттаивания бортов на участке примыкания.

Вытаивание подземных льдов в пределах напорного фронта следует считать основной причиной появления разрушающей сосредоточенной фильтрации по термокарстовым полостям и опасных деформаций плотин на мерзлых основаниях. При проектировании и строительстве мерзлых плотин на рыхлых отложениях, включающих ледяные линзы и клиновидные льды, следует учитывать локальные процессы интенсивного вытаивания крупных ледяных включений в основании и в береговых примыканиях талого верхового клина плотины, а также в пределах теплового влияния водосброса и водохранилища.

Сопряжение мерзлого противифльтрационного элемента с высокольдистыми грунтами основания и береговых склонов следует осуществлять путем глубокой врезки этого эле-

мента до достижения малопросадочных, относительно водоупорных вечномерзлых пород. В береговых примыканиях противифльтрационный элемент должен быть продолжен за прогнозируемую границу термообразной переработки льдонасыщенных берегов. Стабильность этой границы достигается конструктивными мероприятиями.

Льдонасыщенные берега с крупными ледяными включениями в примыканиях и сооружениям напорного фронта могут быть защищены от термообразования теплоизоляционным экраном из водонепроницаемого грунта или полимерной пленки, прикрытого защитным слоем разнородного грунта и слоем каменной наброски.

Для уменьшения осадок и деформаций верховой призмы высокольдистые грунты под ней рекомендуется предварительно оттаивать или заменять тальми уплотненными грунтами в зоне расчетного оттаивания. Наиболее эффективной такая замена будет при сравнительно неглубоком (до 10 м) залегании кровли малопросадочных вечномерзлых грунтов.

Низовую призму мерзлой плотины допускается возводить на льдистых вечномерзлых грунтах основания без их специальной подготовки (предстроеное оттаивание, дополнительное промораживание и др.) со снятием растительного слоя поздней осенью, перед наступлением устойчивых отрицательных температур воздуха, чтобы не создать сезонного оттаивания обнаженной поверхности основания.

Заполненные водой понижения в нижнем бьефе вблизи подошвы низового откоса мерзлой плотины недопустимы. Появляющиеся здесь вследствие фильтрации из берегов при их сезонном оттаивании или таяния снега и наледи воду необходимо удалять от подошвы плотины.

Гребень, низовой откос и падвовидная часть верхового откоса мерзлой плотины подвержены сезонному оттаиванию и замерзанию. Для предотвращения пучения, морозобойного трещинообразования и солифлюкционных сплывов на низовом откосе слой сезонного оттаивания отсыпает на песчаных, гравелистых и щебенчатых грунтах без пылеватых и глинистых примесей.

Очертание и крутизну верхового откоса мерзлой плотины на различных стадиях ее возведения следует назначать с учетом динамики и полной величины осадки основания верхового клина, т. е. с запасом, обеспечивающим устойчивость верхового откоса в процессе и после оттаивания основания верхового клина плотины.

7.9.3. Талые плотины

Все требования, предъявляемые действующими нормативными документами к плотинам из грунтовых материалов, являются обязательными для талых плотин в условиях сурового климата.

При проектировании различных гидроузлов возможно применение следующих конструктивных схем талых плотин:

а) однородные фильтрующие плотины из связного или несвязного грунта с обязательным устройством внутреннего утепленного дренажа и защитного слоя, предотвращающего морозное пучение, трещинообразование и сольфлюкционно-оползневые явления в слое сезонного оттаивания на гребне, низовом откосе и надводной части верхового откоса; этот тип плотин рекомендуется применять при непросадочных основаниях, характеризующихся низкой водопроницаемостью после оттаивания;

б) плотины с глинистым центральным ядром и упорными призмами из несвязных грунтов; возведение таких плотин допускается на непросадочных основаниях, а также на просадочных основаниях ограниченной мощности при обязательном выполнении предпостроечного оттаивания наиболее льдонасыщенного поверхностного слоя по всей площади подошвы плотины;

в) плотины с жесткой центральной диафрагмой, которая прочно заделана в основание, не испытывающее термпросадочных неравномерных деформаций и обладающее свойством водоупора после оттаивания; необходимым конструктивным элементом таких плотин следует считать песчаное ядро, предохраняющее диафрагму от повреждения при осадках упорных призм;

г) каменно-земляные плотины с ядром из связного грунта с обязательным устройством теплозащитных слоев из лобых местных непучинистых грунтов (кроме торфа), предохраняющих верхнюю часть ядра выше уровня воды от глубокого сезонного промерзания, пучения и морозобойного трещинообразования и обеспечивающих нормальную работу внутреннего дренажа при охлаждении низовой каменнонабросной призмы вследствие естественной конвекции холодного воздуха в зимнее время;

д) каменно-земляные плотины с грунтовым экраном;

е) каменнонабросные плотины с жесткой или гибкой диафрагмой (негрунтовой);

ж) каменнонабросные плотины с экраном (негрунтовым).

Поперечные сечения некоторых построенных талых плотин и проектные решения плотин такого типа представлены на рис. 7.28.

7.9.4. Сопряжение плотин с основанием и его подготовка

Сопряжение с основанием противофильтрационных устройств из глинистых грунтов может быть выполнено с помощью глинистого зуба, а также с помощью инъекционной завесы; для сопряжения с основанием жесткой диафрагмы необходимо ее заглубление в водоупорный слой. Глубина заделки глинистого зуба в плотную скалу или непросадочный водоупорный слой должна быть не менее 1 м.

Для уменьшения деформаций талой плотины можно осуществить предварительное оттаивание и уплотнение наиболее льдонасыщенного слоя основания в период строительства или комбинированное оттаивание, включающее период интенсивного предпостроечного оттаивания и период постепенного равномерного естественного завершения процесса оттаивания после заполнения водохранилища в первые годы его эксплуатации.

При проектировании плотины на мощной толще крупнозернистых грунтов или трещиноватой скалы, водопроницаемость которых резко возрастает при оттаивании, рекомендуется устраивать противофильтрационную завесу после искусственного предварительного оттаивания основания плотины под ней до максимальной расчетной глубины протаявания. Допускается постепенная (послойная) инъекция основания по мере его естественного оттаивания в первые несколько лет эксплуатации водохранилища. Для этого необходимы постоянные наблюдения за температурами пород основания и ходом их оттаивания.

Зуб и инъекционная завеса должны перерезать термпросадочные грунты, скальные и полускальные породы с трещинами, заполненными фильтрующим материалом или льдом, а также заторфованные талые и мерзлые грунты.

Использование в качестве водоупора мерзлой трещиноватой скалы без специальной подготовки основания допускается в том случае, если трещины ее заполнены глинистым грунтом или объем трещины настолько мал, что при вытывании трещинного льда водопроницаемость породы возрастает незначительно и нет опасности размыва грунтового противофильтрационного элемента по контакту с трещиной. Если это требование не выполняется, необходимо предусмотреть цементацию или другое инъекционное противофильтрацион-

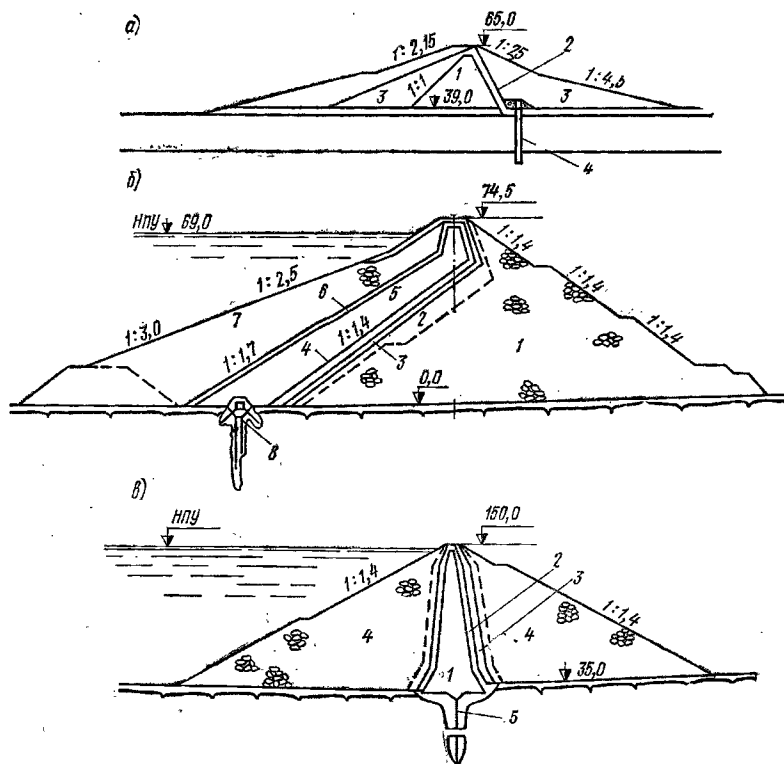


Рис. 7.23. Талые плотины (построенные и проектные решения)

a — правобережная на р. Хаитайке: 1 — ядро плотины из коренного грунта; 2 — слой фильтра; 3 — гравийно-галечниковый грунт; 4 — вертикальный дренаж; 6 — на р. Видло: 1 — наброска из рядового камня; 2 — выравнивающий слой; 3 — второй слой фильтра; 4 — первый слой фильтра; 5 — экран из древесно-щепнистого суглинка; 6 — верхний фильтр; 7 — пригрузка из рядового камня; 8 — цементационная завеса; 6 — на р. Колыме (проектный вариант): 1 — ядро из древесно-щепнистых суглинков; 2 — первый слой фильтра; 3 — второй слой фильтра; 4 — упорные приемы из горной массы; 5 — скважины глубокой цементации

ное уплотнение оттаивающей зоны основания.

Если система трещин скального основания непосредственно соединяется с верхним бьефом, то для уменьшения фильтрации после заполнения водохранилища можно применить отсыпку в воду суглинка, включая и мерзлый, для образования понура при частичной кольматации поверхностной трещиноватой зоны. Выходы трещин на поверхность в пределах низовой призмы рекомендуется защитить слоем обратного фильтра для предотвращения выноса грунта фильтрационным потоком, развивающимся в оттаивающем основании.

Длина и глубина врезки, а также ковст-

рукция берегового сопрягающего противofильтрационного устройства определяются величиной оттаивания берегового склона, устанавливаемой прогнозом развития обходной фильтрации, термокарста и береговой термоабразии на льдистых участках бортов долины вблизи береговых примыканий плотины. Этот прогноз выполняют как приближенными методами, рассмотренными в гл. 9, так и методами гидротепловых и электрических аналогов, методами математического моделирования на ЭВМ и путем прямого моделирования на физических моделях.

При технико-экономическом обосновании допускается предусматривать предпостроечное

оттаивание и уплотнение или замену неустойчивых при оттаивании льдонасыщенных грунтов на участках береговых выпрямлений.

При проектировании талой плотины на основаниях, характеризующихся значительной величиной осадки при оттаивании, рекомендуются предварительное оттаивание с уплотнением или замена грунта в верхнем, наиболее льдонасыщенном слое. При естественном оттаивании высокольдистого основания конструкция плотины должна быть приспособлена к восприятию медленно развивающихся деформаций оттаивающего грунта.

При проектировании талой плотины на мерзлом основании, не испытывающем значительной осадки при оттаивании, следует ориентироваться на естественное оттаивание вечномерзлых грунтов, обычно завершающееся в начальный период эксплуатации плотины (10—15 лет).

Предварительное оттаивание просадочного основания ограниченной мощности может быть выполнено путем временного заполнения водохранилища при недостроенной плотине. После затухания осадки оттаивающего основания водохранилища опорожняют, деформированные участки тела плотины заделывают и завершают отсыпку ее полного профиля.

В проекте следует предусматривать своевременную заделку трещин, которые могут возникать в теле талой плотины в начальный период эксплуатации вследствие осадки оттаивающих грунтов основания.

Превышение гребня талой плотины над НПУ должно назначаться с учетом осадки оттаивающего основания, если не предусматривается предварительное оттаивание или замена льдонасыщенного слоя основания уплотненным грунтом.

Внутренний дрепаж земляной плотины следует располагать в постоянно талой части ее профиля.

7.9.5. Основные требования к водосборным сооружениям

В северной строительной-климатической зоне разрушение плотины из местных материалов часто происходит в местах расположения водосборных сооружений, поэтому водосборные сооружения в составе гидрозла, включающего в себя мерзлую плотину, как правило, следует располагать за пределами плотины.

В сопряжениях водосборов и грунтов плотины может происходить контактная фильтрация, вызванная неравномерными деформациями основания под водосбором (сезонное промерзание и протавание грунтов), разными температурными деформациями водосборной и плотины и другими факторами. Эти явления необходимо учитывать при проектировании. Неблагоприятными для устройства обходных водосборов по типу открытого саморегулирующегося водосборного канала следует считать береговые террасы, сложенные высокольдистыми грунтами, включающими просолённые льды. В этом случае не рекомендуется устройство обходного водосборного канала.

Для небольших расходов может быть устроен сифонный водосбор, а для значительных паводковых расходов — гидро- и теплоизолированный лотковый водосбор, опирающийся с помощью свай на мерзлое основание или на тело плотины.

Водосборные, пересекающие тело мерзлой плотины или опирающиеся на поверхность ее замороженной части, следует теплоизолировать таким образом, чтобы в периоды пропуска воды их местное отепляющее воздействие на плотину было минимальным; нулевая изотерма не должна выходить за пределы материала водосбора или теплоизоляции; местные утечки и фильтрация через тело водосбора не допускаются. Необходимое термическое сопротивление теплозащитного слоя определяется теплотехническим расчетом. Ориентировочная толщина этого слоя непучинистого грунта 1,2—1,8 м для длительно действующего водосбора.

Если трасса обходного водосборного канала проходит в пучинистых грунтах, под дном и стенками канала следует укладывать теплозащитный слой непучинистого грунта толщиной от 1,0 до 2,5 м.

Если трасса водосбора на значительные расходы воды может быть проложена только по сильнольдистому вечномерзлому основанию с крупными включениями чистого льда, его стенки и дно должны быть тепло- и гидроизолированы.

Наиболее перспективными затворами в северной зоне следует считать сегментные. Они имеют незатопляемые опоры и легко могут быть оборудованы обогревателями.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гидротехнические сооружения/И. А. Васильев, Г. И. Журавлев, С. Н. Корюкин и др.; Под ред. Н. П. Розанова. М., Стройиздат, 1978.

2. Гордиенко П. И. Железобетонно-земляные водосливные плотины. — Сб. тр. НИЯТ им. В. В. Куйбышева, 1970, № 61.

3. Моисеев С. Н., Моисеев И. С. Каменно-земляные плотины. М., Энергия, 1977.
 4. Ничипорович А. А. Плотины из местных материалов. М., Стройиздат, 1973.
 5. Ничипорович А. А. Проектирование и строи-

тельство плотин из местных материалов. М., Энергия, 1967.

6. Пропуск наводковых расходов через недостроенные плотины. М., ВНИИ ВОДГЭС, 1971.

7. СНиП II-68-73. Плотины из грунтовых материалов. М., Стройиздат, 1974.

ГЛАВА 8. КРЕПЛЕНИЯ ОТКОСОВ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ И БЕРЕГОВЫХ СКЛОНОВ

8.1. Основные технические характеристики креплений и условия их применения

В состав крепления, применяемого для защиты земляного откоса, входят пять конструктивных частей (рис. 8.1): 1) основное покрытие (крепление), защищающее земляной откос в зоне наиболее интенсивного механического действия волн, льда и других факторов, могущих вызвать его размыв; 2) переходная часть в виде подготовки или обратного фильтра, которая служит главным образом для сопряжения покрытия с земляным откосом, для защиты от выноса (суффозии) частиц грунта откоса при прогибном покрытии или для дренирования берегового откоса при высоком уровне грунтовых вод и резком колебании уровня водоема; 3) облегченное крепление или покрытие с соответствующей подготовкой на откосе и дне в зоне ослабленных механических влияний действующих факторов; 4) упор внизу основного крепления для предотвращения сползания покрытия по откосу и сопряжения основного крепления с облегченным на дне или на откосе; 5) парапет, позволяющий снизить отметку верхней границы крепления.

Далее рассмотрены наиболее распространенные на практике типы креплений из железобетона в камня.

Основное покрытие из железобетона выполняют сплошным, бетонируемым непосредственно на откосе, сборным омоноличиваемым или сборным с открытыми швами, армированным обычным способом или с предварительным напряжением арматуры. Сплошное по-

крытие из монолитного железобетона при бетонировании разрезают на отдельные плиты с уплотнением швов между ними. Покрытие этого типа отличается жесткостью конструкции. Сборное омоноличиваемое железобетонное покрытие обычно выполняют из плит, соединяемых связями из арматуры с уплотнением швов для увеличения жесткости конструкции и ее водонепроницаемости. Сборное железобетонное покрытие с открытыми швами обычно выполняют из плит, соединяемых шарнирными связями из арматуры (рис. 8.2), что придает конструкции гибкость и повышенную водонепроницаемость.

Основное покрытие из каменной наброски (рис. 8.3) выполняют с использованием сортированного или несортированного по фракциям материала. Применение однородного сортированного камня требует специального технико-экономического обоснования, особенно при высоте расчетных волн, достигающих и превышающих 2 м, когда используются камни значительной крупности.

Переходную часть крепления — подготовку под сплошными и сквозными покрытиями выполняют однослойной из развошерстного материала или слоистой из двух-трех слоев различного по крупности материала, подобранного по типу обратного фильтра или по правилам, учитывающим условия волнового воздействия.

Облегченное крепление подводного откоса и покрытие дна или защитную пригрузку применяют ниже основного крепления, где вследствие уменьшенной интенсивности воздействий волн, льда и других факторов не требуются

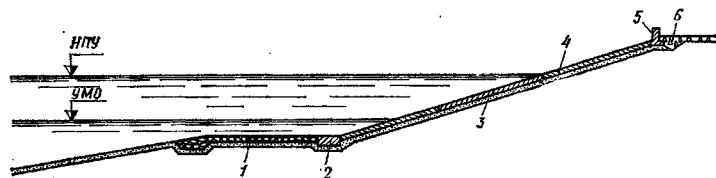


Рис. 8.1. Пример конструкции откосного крепления из монолитного или сборного омоноличиваемого железобетона на подготовке

1 — облегченное крепление; 2 — упор основного крепления; 3 — подготовка; 4 — основное железобетонное покрытие; 5 — парапет; 6 — насыпка из рядового щебня или крупнообломочного грунта

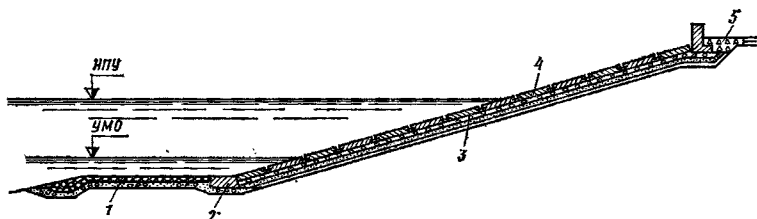


Рис. 8.2. Пример конструкции откосного сборного сквазного крепления с применением железобетонных плит 1 — облегченное крепление; 2 — упор основного крепления; 3 — подготовка слоистая или однослойная; 4 — основное покрытие из плит с открытыми швами; 5 — засыпка из рядового щебня

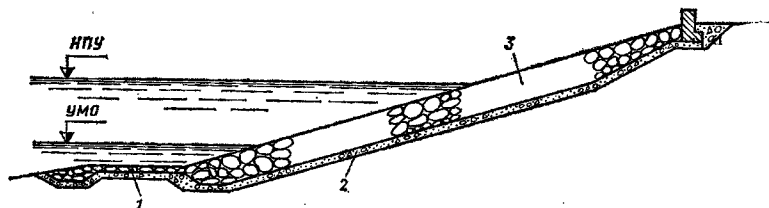


Рис. 8.3. Пример конструкции откосного крепления из каменной наброски на однослойной подготовке 1 — облегченное крепление; 2 — подготовка однослойная; 3 — основное покрытие из камня

более капитальные конструкции. Облегченное покрытие обычно выполняют из одного слоя разноразмерного щебня, гравия, галечника или набросанного мелкого камня, реже — из железобетонных плит. Зерновой состав материала этого покрытия должен обеспечивать достаточную его устойчивость от размыва и препятствовать суффозии грунта откоса через пригрузку. Облегченное крепление вдоль нижней границы сопрягают зубом с земляным откосом, а вдоль верхней границы сопрягают с упором основного крепления.

Упоры креплений при сплошных монолитных и сборных железобетонных покрытиях выполняют в виде заглубленных в грунт железобетонных плит или железобетонных блоков, а иногда в виде каменных призм или ряда свай. Высота упора не должна быть меньше суммарной толщины плиты покрытия и подготовки. При устройстве упора в виде плиты ширину ее назначают не менее 1,5—2 м.

Под упорные плиты укладывают подготовку из рядового щебня или гравия толщиной слоя 15 см. Между упорной плитой и облегченным креплением для устраивают прорезь, заполняемую камнем. Нижний ряд плит покрытия соединяют с упорами жесткими связями.

Монолитные сплошные железобетонные покрытия применяют при высоте расчетной волны

более 2 м и сложении откосов из грунтов, требующих достаточно жестких креплений.

Сборные железобетонные покрытия из омоноличиваемых плит применяют при необходимости сокращения сроков строительства и комплексной механизации работ, требовании водо- и грунтопроницаемости покрытия.

Сборные железобетонные покрытия из плит с открытыми швами применяют при значительной неравномерности осадки откоса; интенсивном изменении уровня воды в водоеме и в грунте откоса; выходе на откос фильтрующихся или изливающихся подземных вод; агрессивном действии сред; необходимости укрепления подводных откосов; производстве работ в зимнее время; необходимости сокращения сроков строительства и комплексной механизации работ; условиях эксплуатации, отрицательно влияющих на прочность и долговечность омоноличивающего заполнителя швов.

Каменную наброску применяют при значительной агрессивности воды — среды, содержащей вредные химические примеси большой концентрации; сложении откосов из грунтов с растворимыми вредными примесями; повышенных требованиях по долговечности покрытия в условиях сурового климата (при переиспленных условиях требуется, кроме того, наличие соответствующего по качеству местного камня); необходимости защиты откоса во-

допроницаемым покрытием; значительной неравномерности осадки откосов; необходимости укрепления подводных откосов; производстве работ в зимнее время.

При компоновке креплений береговых откосов и откосов земляных гидротехнических сооружений следует учитывать рекомендации по применению различных типов защитных конструкций в зависимости от местных условий и прогнозируемые изменения режимов их работы на различных участках по фронту сооружения и по высоте откоса.

В связи с неодинаковыми условиями работы креплений в разных зонах по высоте откосов следует применять крепления различных конструктивных типов и различной капитальности. В зоне наиболее интенсивных воздействий применяют так называемые основные крепления, выполняемые обычно между верхней и нижней границами по одному из выбранных вариантов. В пределах этих границ основное крепление может иметь различную капитальность, уменьшающуюся с глубиной и в надводной части откоса. Ниже основного крепления откос, дно перед откосом или берегозащитным сооружением иного типа защищают в случае необходимости облегченным креплением, которое доводят до глубины, где придонные скорости не превышают размывающую скорость для залегающего здесь грунта.

8.2. Расчеты креплений на ледовые воздействия

8.2.1. Ледовые нагрузки на крепления

При расчете креплений откосов в зависимости от условий их работы учитывают нагрузки, перечисленные в гл. 1.

Нагрузки от ледяного поля и зазорных масс льда составляют усилия, действующие в сторону откоса в горизонтальном направлении. Нормальные к откосу составляющие от этих нагрузок при расчете защитных откосных конструкций с наклонной внешней поверхностью определяют по формуле

$$P_H = P_T \sin \alpha, \quad (8.1)$$

где P_H — нормальная к откосу составляющая нагрузки; P_T — нагрузка в горизонтальном направлении; α — угол наклона откоса к горизонту.

При движении ледяного поля под углом $\theta \leq 80^\circ$ к фронту сооружения нормальную к откосу нагрузку от льда определяют по формуле

$$P_\Phi = P_H \sin \theta, \quad (8.2)$$

где P_Φ — нормальная к откосу составляющая нагрузки, действующей под углом θ к фронту сооружения.

8.2.2. Расчеты креплений на прочность и устойчивость

Прочностные расчеты железобетонных покрытий при ледовых нагрузках производят применительно к условиям расположения конструкций на упругом оттаявшем основании, без учета возможного его промерзания и изменения геотехнических характеристик в связи с действием отрицательных температур, вызывающих переход воды в грунте из жидкой фазы в твердую. Прочность железобетонных покрытий проверяют, если соотношение между толщиной ледяного покрова и толщиной покрытия превышает 3—3,5 или имеются специальные данные об усложненных зимних режимах эксплуатации проектируемых сооружений.

Общую устойчивость креплений рассчитывают при вырывающей ледовой нагрузке, определяемой по формуле (1.42). Ледовую нагрузку на крепление принимают равномерно распределенной вдоль линии уреза воды.

Устойчивость сплошных монолитных и сборных омоноличиваемых покрытий не проверяют. Устойчивость сборного покрытия с открытыми швами рассчитывают на вырывающую ледовую нагрузку при толщине ледяного покрова, превышающей 0,5 м.

При расчете плиты на действие предельной моментной нагрузки принимают, что силы смерзания льда с поверхностью плиты превышают силы, передающиеся на плиту от деформирующегося льда.

Если ширина наледи, примерзшей к внешней поверхности крепления, более чем в 1,5 раза превышает длину ребра отдельной плиты по откосу, предельную моментную нагрузку равномерно распределяют между двумя смежными плитами или тем же плитами, на которых располагается наледь.

Общую устойчивость покрытия или устойчивость всего крепления на откосе при действии вырывающей ледовой нагрузки проверяют по формуле

$$K = \Sigma (M_y)_{x_0} / M_{np}, \quad (8.3)$$

где $K > 1$; $\Sigma (M_y)_{x_0}$ — сумма моментов сил, удерживающих крепление, относительно расчетного вертикального сечения x_0 ; M_{np} — предельный (вырывающий) момент, действующий в сечении x (M_x), в котором возникает первая береговая трещина в ледяном покрове при появлении в нем разрушающих напряжений.

При опускании ледяного покрова в случае снижения уровня воды сечение x_0 совпадает с сечением x , в котором возникает первая береговая трещина (рис. 8.4, а). При подъеме ледяного покрова вслед за уровнем воды сечение x_0 проходит через центр вращения все-

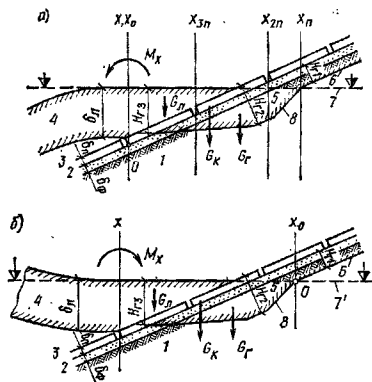


Рис. 8.4. Схемы сил к расчету устойчивости крепления при опускании (а) и подъеме (б) ледяного покрова

О — центр вращения «смерзшегося массива»; 1 — грунт откоса; 2 — подготовка; 3 — покрытие; 4 — ледяной покров; 5 — смерзшийся грунт ниже уровня воды; 6 — граница промерзания грунта выше уровня воды; 7 — уровень воды (зимний); 7' — то же, при ледоставе и нарастании ледяного покрова; 8 — граница грунта и подготовки, примерзших к покрытию

го «смерзшегося массива», состоящего из наледи, крепления и грунта, примерзшего к нему с нижней стороны. Центр вращения в этом случае находится на пересечении плоскости, лежащей на уровне воды, с поверхностью контура, ограничивающего низ промерзшего грунта, расположенного выше уровня воды (рис. 8.4, б).

Силы, удерживающие крепление, состоят из его собственного веса, веса намерзшего льда и веса примерзшего к креплению грунта откоса, которые в сумме определяют вес «смерзшегося массива». При опускании ледяного покрова и наличии связей между отдельными элементами покрытия в состав удерживающих сил могут быть включены также реактивные силы в связях конструктивных элементов, расположенных выше по откосу.

Сумма моментов сил, удерживающих крепление,

$$\Sigma(M_{\gamma})_{x_0} = \Sigma(M_R)_{x_0} + \Sigma(M_N)_{x_0} + \Sigma(M_T)_{x_0} + \Sigma(M_C)_{x_0}, \quad (8.4)$$

где $\Sigma(M_K)_{x_0}$ — сумма моментов от собственного веса отдельных элементов крепления G_K относительно сечения x_0 ; $\Sigma(M_N)_{x_0}$ — то же, от веса наледи G_N ; $\Sigma(M_T)_{x_0}$ — то же, от веса примерзшего грунта G_T ; $\Sigma(M_C)_{x_0}$ — то же, от реактивных сил в связях соседних элементов покрытия (только при понижении уровня воды).

При понижении уровня воды все суммы моментов, кроме $\Sigma(M_C)_{x_0}$, определяют в грани-

цах только того участка грунта, примерзшего к покрытию, который оказывает удерживающее влияние на крепление. Нижняя граница этого участка находится около сечения x . Верхняя граница может проходить не по его краю, как указано на рис. 8.4, а (сечение x_n), а через один из швов между составляющими покрытие несоединенными элементами (сечения x_{2n} , x_{3n}) или через любые промежуточные сечения между x и x_n (например, при покрытиях из камня).

При подъеме уровня воды все суммы моментов принимают полностью в пределах сечений $x-x_0$ в предположении, что в этом случае «смерзшийся массив» не деформируется (см. рис. 8.4, б). Как уже было сказано, $\Sigma(M_C)_{x_0}$ в данном случае учитывать не следует.

Для определения удерживающих сил от веса промерзшего грунта устанавливают очертанье его контура (см. рис. 8.4, а и б). Основные размеры ограниченного этим контуром участка промерзшего грунта для установления его нижней границы могут быть вычислены при предварительных расчетах по формулам:

глубина промерзания грунта выше УВ (уровня воды) при ледоставе

$$H_{Г1} = H_T - \left(\frac{\delta_C}{\beta_C} + \frac{\delta_{\Pi}}{\beta_{\Pi}} + \frac{\delta_{\Phi 1}}{\beta_{\Phi 1}} \right) \beta_T; \quad (8.5)$$

глубина промерзания грунта на УВ

$$H_{Г2} = H_T - \left(\frac{\delta_C}{\beta_C} + \frac{\delta_{\Pi}}{\beta_{\Pi}} + \frac{\delta_{\Phi 2}}{\beta_{\Phi 2}} \right) \beta_T; \quad (8.6)$$

глубина промерзания грунта ниже УВ

$$H_{Г3} = \delta_{\Pi 1} + \delta_{\Pi} \cos \alpha; \quad \delta_{\Pi 1} = \delta_{\Pi 1\%} - \delta_{\Pi 2};$$

$$\delta_{\Pi 2} = \delta_{\Pi} \beta_{\Pi} / \beta_{\Pi}. \quad (8.7)$$

где H_T — глубина промерзания грунта на откосе без крепления; при предварительных расчетах значение H_T можно принимать по нормативной глубине промерзания грунта аналогичной категории в данном районе; δ — толщина соответствующей защитной среды (ска-снега, «ша-покрытия»); $\beta_{\Phi 1}$ и $\beta_{\Phi 2}$ — глубина промерзания подготовки соответственно выше уровня и на уровне воды; обычно $\beta_{\Phi 1} \sim \beta_{\Phi 2} \sim \beta_{\Phi}$ (здесь β_{Φ} — толщина подготовки); β — теплопроводность соответствующей среды, Вт/(м·К).

При окончательных расчетах устойчивости покрытия глубину промерзания грунта на откосе определяют теплотехническим расчетом.

Расчетную толщину снежного покрова для определения глубины промерзания откоса под креплением принимают равной среднегодичной его толщине на ледяном покрове.

Вес примерзших к покрытию грунта откоса и материала подготовки, от которого зависит удерживающая нагрузка при понижении уровня воды, определяют по эпюре с ординатами:

в точке промерзания на глубину $H_{г1}$

$$q_{г1} = H_{г1} \gamma_{г.л} + \delta_{ф1} \gamma_{ф.л}; \quad (8.8)$$

в точке промерзания на глубину $H_{г2}$

$$q_{г2} = H_{г2} \gamma_{г.л} + \delta_{ф2} \gamma_{ф.л}, \quad (8.9)$$

где $\gamma_{г.л}$ — удельный вес мерзлого грунта откоса выше уровня воды; $\gamma_{ф.л}$ — удельный вес мерзлого материала подготовки выше уровня воды, содержащего в порах неучитываемое количество льда; $\gamma_{г.л}$ — удельный вес мерзлого грунта откоса, ранее покрытого водой, с учетом веса льда в порах

$$\gamma_{г.л} = \gamma_{г.л} (1 + i_{л} W_{общ}) \quad (8.10)$$

[здесь $i_{л}$ — льдистость грунта (отношение массы льда к массе всей воды в порах грунта); при приближенных расчетах может приниматься для несвязных и крупнообломочных грунтов равной 1, для суглинков в пределах 0,8–0,9, для глины 0,7; $W_{общ}$ — общая влажность грунта, численно равная отношению массы всей воды (во всех фазах) к массе сухого грунта в единице его объема; для приближенных расчетов при несвязных грунтах в данном случае может приниматься равной 0,5]; $\gamma_{ф.л}$ — удельный вес мерзлого материала подготовки, ранее находившегося под водой, с учетом веса льда в порах

$$\gamma_{ф.л} = \gamma_{ф.л} \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} i_{л} \gamma_{л} \quad (8.11)$$

[здесь ε — коэффициент пористости грунта откоса или материала подготовки (отношение объема пор к объему минеральной части), средние значения которого определяют согласно СНиП II-16-76; $\gamma_{л}$ — удельный вес пресноводного льда, равный 9–9,2 кН/м³ (0,9–0,92 тс/м³)].

Вес примерзших к покрытию грунта откоса и материала подготовки при повышении уровня воды определяют по эюре с ординатами:

в точке промерзания на глубину $H_{г1}$

$$q_{г1} = H_{г1} \gamma_{г.л} + \delta_{ф1} \gamma_{ф.л}; \quad (8.12)$$

в точке промерзания на глубину $H_{г2}$

$$q_{г2} = H_{г2} \gamma_{г.л.в} + \delta_{ф2} \gamma_{ф.л.в}, \quad (8.13)$$

где $\gamma_{г.л.в}$ и $\gamma_{ф.л.в}$ — удельный вес соответственно мерзлого грунта и мерзлого материала подготовки, содержащих в порах неучитываемое количество льда, при взвешивающем действии воды:

$$\gamma_{г.л.в} = \gamma_{г.л} \frac{1}{1 + \varepsilon} \gamma_{в}; \quad (8.14)$$

$$\gamma_{ф.л.в} = \gamma_{ф.л} \frac{1}{1 + \varepsilon} \gamma_{в} \quad (8.15)$$

(здесь $\gamma_{в}$ — удельный вес воды); $\gamma_{г.л.в}$ и $\gamma_{ф.л.в}$ — удельный вес соответственно мерзлого грунта и мерзлого материала подготовки с учетом веса льда в порах при взвешивающем действии воды:

$$\gamma_{г.л.в} = \gamma_{г.л} (1 + i_{л} W_{общ}) - \gamma_{в} (1 + \varepsilon i_{л} W_{общ}) \frac{1}{1 + \varepsilon}; \quad (8.16)$$

$$\gamma_{ф.л.в} = \gamma_{ф.л} (1 + i_{л} W_{общ}) - \gamma_{в} (1 + \varepsilon i_{л} W_{общ}) \frac{1}{1 + \varepsilon}. \quad (8.17)$$

Допустимость учета веса мерзлого грунта при определении удерживающего момента, действующего на крепление, устанавливают

путем сопоставления значения предельного момента $M_{пр}^r$ внутренних сил в сечении x_n мерзлого грунта с суммой моментов внешних сил ΣM_n ; ΣM_n ; ΣM_n относительно сечения x_n по соотношению

$$\Sigma (M_n)_{x_n} + \Sigma (M_n)_{x_n} + \Sigma (M_n)_{x_n} < M_{пр}^r \quad (8.18)$$

Для определения $M_{пр}^r$ используют формулу (1.42).

Предельные напряжения на растяжение и сжатие принимают применительно к мерзловому грунту соответствующей категории.

8.3. Проектирование подготовок для креплений откосов

8.3.1. Общие положения

Конструктивное исполнение подготовок, которые служат для сопряжения покрытий с грунтом откосов, зависит от условий их работы. Подготовки могут состоять из нескольких слоев различного по крупности материала, т. е. быть слоистыми, либо выполняться из одного слоя.

В зависимости от местных режимов эксплуатации и условий работы креплений подготовки применяют для дренирования подземных вод с откоса, для гашения энергии волновых потоков и отвода из-под покрытий воды, профильтровавшейся при воздействии волн на откос, для перераспределения нагрузки на грунт откоса и его защиты от промерзания, а также для комбинированного выполнения перечисленных функций или для производственно-технологических целей.

Подготовки следует выполнять из материалов, содержащих не более 5 % по массе пылеватых частиц ($d \leq 0,1$ мм).

8.3.2. Подготовка под сплошное защитное покрытие

При сплошных покрытиях типа монолитных железобетонных, сборных железобетонных с омоноличенными плитами и других практически водо- и грунто непроницаемых конструкциях на откосах, требующих дренирования вследствие интенсивных эксплуатационных понижений уровня воды в водоемах или высокого расположения уровня грунтовой воды в береговых склонах, подготовка работает как обычное дренажное устройство. В таких случаях подготовку рассчитывают согласно общим правилам проектирования обратных фильтров напорных гидротехнических сооружений.

Сплошное покрытие достаточной жесткости с надежно уплотненными швами, работающее в условиях стабилизированных или медленно изменяющихся уровней воды на откосах напорных сооружений из несвязных грунтов или при отсутствии подпора со стороны подземных вод, а также расположенное на откосах, состоящих из грунтов с повышенными фильтрационными свойствами, при которых исключается возможность появления избыточного давления воды со стороны нижней грани защитного покрытия, может устраиваться без подготовки.

Покрытия, применяемые при укреплении откосов из пылеватых, мелкозернистых или разжижающихся грунтов, а также в условиях вероятной осадки основания следует располагать на сплошных подготовках. Исключая особые случаи, когда требуется дренирование или консолидация основания покрытия, подготовки под сплошные водо- и грунтопроницаемые конструкции выполняют из рядового щебня или разнозернистого крупнообломочного грунта, укладываемого в один слой толщиной 15—20 см. Под температурно-осадочными швами, обычно располагаемыми с шагом 40—60 м в монолитных и 30—40 м в сборных сплошных покрытиях, не имеющих подготовки или с подготовкой из рядового материала, следует устраивать легочную подготовку, конструкцию и зерновой состав которой выбирают в соответствии с требованиями, предъявляемыми к ней при сквозных покрытиях, работающих в условиях волнового воздействия.

При укреплении откосов связных грунтов, лучищающихся в условиях отрицательных температур, под подготовку из крупнообломочных материалов для сплошных покрытий креплений, не обеспечивающих вследствие недостаточной толщины защиты основания от промерзания, следует укладывать утепляющий слой разнозернистого песка соответствующей мощности. Толщина слоя песка определяется теплотехническим расчетом с учетом защитного действия покрытия и подготовки.

8.3.3. Подготовка под сквозное защитное покрытие

Для устройства подготовки под наброску стабилизированного камня используют рядовой щебень или разнозернистый крупнообломочный грунт, укладываемый в один слой толщиной около 20 см.

Подготовку, работающую в условиях волнового воздействия под сквозным покрытием из железобетонных плит с открытыми швами

или отверстиями, можно выполнять из нескольких подобранных по крупности материалов, уложенных в два или три слоя, или из одного слоя разнозернистого материала заданного зернового состава.

Нижний слой слоистых подготовок сквозных железобетонных покрытий на откосах связных грунтов должен состоять в условиях волнового воздействия из средне- или крупнозернистого песчаного грунта, удовлетворяющего определенным требованиям контактирования с вышерасположенным слоем подготовки. При применении слоистых подготовок на откосах пылеватых песчаных грунтов их нижний слой выполняют из песка. Под однослойные подготовки сквозных железобетонных покрытий на откосах связных и пылеватых песчаных грунтов укладывают уплотняющий слой разнозернистого песка.

Подготовку под сквозное сборное покрытие из железобетонных плит на откосах, требующих дренирования вследствие интенсивных эксплуатационных понижений уровня водоема или высокого уровня подземных вод на береговых склонах, рассчитывают согласно общим правилам проектирования обратных фильтров напорных гидротехнических сооружений. Подбор крупности материала верхнего слоя подготовки в этом случае выполняют методом, учитывающим волновое воздействие на крепление.

Пригодность местного материала по зерновому составу для однослойной подготовки под сквозное покрытие устанавливают исходя из степени его неоднородности, а также из соотношения размеров частиц материала с размерами открытых швов и сквозных отверстий в покрытии и размерами частиц грунта откоса.

Степень неоднородности материала однослойной подготовки допускается в пределах

$$K_{60/10} = D_{60}/d_{10} = 5 \dots 20. \quad (8.19)$$

При покрытиях из плит не рекомендуется $D_{60} > 50$ —60 мм.

Размеры частиц однослойной подготовки D_n в поперечный размер отверстий в покрытии b должны удовлетворять соотношению

$$b < 0,6D_n, \quad (8.20)$$

где l — содержание частиц, % по массе, допускаемое к вымыванию из подготовки исходя из безвредных размеров деформаций покрытия; для сквозных покрытий из плит рекомендуется принимать $l \leq 25 \dots 30$ %.

При расположении продольной оси швов или отверстий нормально линии уреза воды соотношения между размерами частиц однослойной подготовки и поперечными размерами b швов или отверстий принимают в пределах:

при высоте расчетной волны 1 %-ной обеспеченности до 2 м

$$3 \text{ см} > b < 0,6D_n; \quad (8.21)$$

при высоте расчетной волны 1 %-ной обеспеченности более 2 м

$$2 \text{ см} > b < 0,6D_n. \quad (8.22)$$

Если продольная ось швов или отверстий расположена вдоль линии уреза воды, то можно принимать в расчетах соотношение

$$4 \text{ см} > b < 0,8D_n. \quad (8.23)$$

Размеры частиц однослойной подготовки D_{10} следует выбирать с учетом размеров частиц песчаного грунта откоса d_{50} по соотношению

$$D_{10}/d_{50} < 30. \quad (8.24)$$

Нижний слой подготовки, состоящей из двух или трех слоев в зависимости от характеристик применяемых материалов, для надежного контактирования с песчаным грунтом откоса выполняют из материала со степенью неоднородности

$$K_{60/10} < 20 \quad (8.25)$$

в удовлетворяющего определенным пределам соотношений между размерами своих частиц D в размерах частиц d грунта откоса

$$D_{10}/d_{10} < 10 \quad (8.26)$$

или

$$D_{50}/d_{50} < 10. \quad (8.27)$$

Состав слоя, расположенного непосредственно под сквозным покрытием, определяют исходя из трех следующих критериев:

а) значения степеней неоднородности материала слоя

$$K_{60/10} < 2; \quad (8.28)$$

б) значения коэффициента междуслойности с расположенным под ним слоем подготовки

$$K_M = D_{50}/d_{50} = 3 \dots 4; \quad (8.29)$$

в) соотношения размера D_M наименьших частиц верхнего слоя подготовки и поперечного размера отверстий в покрытии b

$$b < 0,6D_M. \quad (8.30)$$

При расположении продольной оси швов отверстий нормально линии уреза воды соотношения между размерами частиц верхнего слоя подготовки и поперечными размерами b швов или отверстий принимают в пределах: при высоте расчетной волны 1 %-вой обеспеченности до 2 м

$$3 \text{ см} > b < 0,6D_M; \quad (8.31)$$

при высоте расчетной волны 1 %-ной обеспеченности более 2 м

$$2 \text{ см} > b < 0,6D_M. \quad (8.32)$$

Если продольная ось швов или отверстий расположена вдоль линии уреза воды, то можно принимать в расчетах соотношение

$$4 \text{ см} > b < 0,8D_M. \quad (8.33)$$

Составы промежуточного в расположеного под ним нижнего слоя трехслойной подготовки устанавливают исходя из следующих требований:

а) значение междуслойного коэффициента

$$K_M < 20; \quad (8.34)$$

б) соотношение значений степени неоднородности

$$K_{60/10} / k_{60/10} < 12. \quad (8.35)$$

8.3.4. Толщина слоев подготовок

Толщину однослойных подготовок δ_Φ под покрытиями из плит с открытыми швами или сквозными отверстиями принимают в пределах

$$35 \text{ см} < \delta_\Phi < 10D_{50}; \quad (8.36)$$

под каменной наброской из несортированного камня — в пределах

$$20 \text{ см} < \delta_\Phi < 7D_{50}. \quad (8.37)$$

Толщину однослойных подготовок под сплошными покрытиями типа монолитных и сборных железобетонных с уплотненными швами или омоноличеными плитами принимают в пределах:

$$15 \text{ см} < \delta_\Phi < 4D_{50}. \quad (8.38)$$

Толщину отдельных слоев двух- или трехслойных подготовок при механизированной укладке на откос принимают не менее 20 см для крупнообломочных грунтов и щебня и не менее 15 см для крупного песка.

8.4. Проектирование монолитных и сборных омоноличенных железобетонных покрытий

8.4.1. Расчеты покрытий на общую устойчивость

Устойчивость или сопротивляемость всплыванию сплошных непрерывно армированных жестких покрытий обеспечивается, если их толщина не менее большей из определяемых по зависимостям:

$$\delta_{\text{м}} = \frac{k_{1\%}^2 \text{Эл}\Psi\gamma_W [3B_1(1+k) + k_{1\%} \Psi(1,5+k)^2]}{3 [B^2 \gamma_n - (B^2 - B_1^2) \gamma_W] \cos \alpha} \quad (8.39)$$

$$\delta_{\text{пз}} = \frac{h_{1\%}^2 \xi \Psi \gamma_W [3B_2(1+k) - h_{1\%} \Psi(1.5+k)^2]}{3(B^2 \gamma_n - B_2^2 \gamma_W) \cos \alpha} \quad (8.40)$$

где $h_{1\%}$ — высота расчетной волны 1 %-ной обеспеченности в ширине, м; ξ, Ψ, k — параметры, характеризующие линейные размеры эпюры взвешивающего волнового давления (табл. 8.1); λ — коэффициент переноски, равный 1,1; B_1 — расстояние от линии уреза воды на откосе при расчетном статическом уровне до верхней границы покрытия, м; B — расстояние между верхней и нижней границами рассчитываемого крепления, м; γ_n — удельный вес материала плиты; B_2 — расстояние от линии уреза воды на откосе при расчетном статическом уровне до нижней границы покрытия, м.

ТАБЛИЦА 8.1. ЗНАЧЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ ξ, Ψ, k

Заложение откоса λ	$\xi = \frac{P_{\text{пл}}}{\gamma_W h_{1\%}}$	$\Psi = \frac{l_1}{h_{1\%}}$	$k = \frac{l_2}{l_1}$
2,0	0,40	1,2	1,2
2,5	0,30	1,2	1,1
3,0	0,30	1,6	1,1
3,5	0,30	1,6	0,9
4,0—4,5	0,25	1,9	0,8

Примечание. $P_{\text{пл}}$ — ордината эпюры взвешивающего волнового давления; l_1 и l_2 — линейные размеры эпюры взвешивающего волнового давления по откосу.

Толщину монолитного железобетонного покрытия $\delta_{\text{п}}$ принимают не менее $0,1 h_{1\%}$ по условиям армирования плит, надежности уплотнения швов, а также обеспечения достаточной долговечности креплений.

8.4.2. Расчеты покрытий на прочность и деформации

Железобетонные покрытия рассчитывают на прочность при взвешивающей волновой нагрузке в соответствии со СНиП II-21-75 и II-56-77 по максимальным значениям изгибающего момента M_{max} и поперечной силы Q_{max} . Их определяют по эпюре взвешивающей нагрузки согласно следующим формулам:

$$M_{\text{max}} = \gamma_W h_{1\%}^3 \xi \Psi^2 \left[M_A - \frac{x^2}{2r} + Ax + \frac{k(x-a+k/3)}{2} - \frac{(x-a)^2(x-a-3)}{6} \right]; \quad (8.41)$$

$$Q_{\text{max}} = \gamma_W h_{1\%}^2 \xi \Psi \left[A - \frac{x}{r} + \frac{1}{2k}(x-a+k)^2 \right]; \quad (8.42)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{где } M_A &= \frac{l^2}{24r} - \frac{1+k+k^2}{36r} - \frac{Al}{2}; \\ A &= \frac{1}{90} \left[\frac{2(k^4-1)+5k(k^2-1)}{l^3} \right]; \\ a &= \frac{k-1}{3} + \frac{l}{2}; \end{aligned} \right\} \quad (8.43)$$

ξ, Ψ, k — те же параметры, что и в формулах (8.39) и (8.40); r — параметр, характеризующий взвешивающую нагрузку по отношению к весу покрытия:

$$r = \frac{\xi \gamma_W h_{1\%}}{q \cos \alpha}$$

[здесь q — вес единицы покрытия с учетом гидростатического взвешивания: $q = \delta(\gamma - \gamma_W)$; α — угол наклона откоса, град].

Величины x и x определяют по формулам:

$$x = \frac{r-1 - \sqrt{(r-1)^2 + 2(Ar - ar + 0,5r^2 k)}}{r};$$

$$x = a - k + k/r.$$

Величина l есть относительная длина части покрытия, приподнятой взвешивающей нагрузкой; ее определяют из условий равновесия свд, действующих на покрытие, по следующим формулам:

при $r > 2$

$$l = 0,5r(1+k);$$

при $1 < r < 2$

$$l = 0,5r(1+k) - \Delta,$$

где Δ зависит от параметров r и k (табл. 8.2);

при $r < 1$

$$l = 0.$$

В последнем случае расчет не производят, так как взвешивающее давление уравновешивается собственным весом покрытия, и изгибающего момента в нем не возникает.

ТАБЛИЦА 8.2. ЗНАЧЕНИЯ ВЕЛИЧИНЫ Δ

Параметр r	Значения Δ при параметре k				
	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8
1,75	0,020	0,018	0,017	0,018	0,020
1,5	0,083	0,079	0,075	0,079	0,083
1,25	0,186	0,174	0,165	0,174	0,186

Во избежание значительных перемещений покрытий над откосом, которые могут привести к нежелательным переформированиям грунта под покрытиями, следует проводить расчет сплошных покрытий на местные деформации при действии взвешивающей волновой нагрузки. При этом величина допустимых упругих перемещений над откосом Σf должна удовлетворять соотношению: $\Sigma f < d_{50}$, где d_{50} — средний размер частиц под покрытием.

Величину максимального прогиба сплошного покрытия над откосом определяют по следующей формуле:

$$\Sigma f = \frac{\gamma_W h_{1\%}^5 \xi \Psi^4}{D} \left[M_A \frac{l^2}{8} + A \frac{l^3}{48} - \frac{l^4}{384r} + \frac{l}{144} + \frac{(l-2a+2k/3)^2}{96k} - \frac{(l/2-a)^4(l/2-a-5)}{120} + \frac{(45a-17)}{3^2 \cdot 120} \right]; \quad (8.44)$$

где $D = E_{\text{п}} I / (1 - \nu_{\text{п}}^2)$ — цилиндрическая жесткость плиты (здесь $I = \delta^3 / 12$ — момент инерции плиты; $E_{\text{п}}$ и $\nu_{\text{п}}$ — соответственно модуль упругости и коэффициент Пуассона для материала плиты); остальные обозначения те же, что и в формулах (8.41)–(8.43).

Для расчетов плиты на прочность при ударной волновой нагрузке на откос используют типовую эпюру соответствующей нагрузки, которую при нерегулярных волнах определяют по рекомендациям ВНИИ ВОДГЕО [1]. Наибольшую ординату эпюры совмещают с центром рассчитываемой плиты. Волновую нагрузку вдоль линии уреза воды условно принимают распределенной по плите равномерно согласно эпюре.

Прочностной расчет покрытия ведут по схеме плиты на упругом основании, характеристики которого определяют по грунту откоса сооружения или берегового склона. Для обычных покрытий толщиной 10–40 см, собственная частота которых находится в пределах 100–300 с⁻¹ при времени нарастания ударной волновой нагрузки 0,05–0,1 с, динамический коэффициент может приниматься равным единице.

8.4.3. Конструирование сплошных железобетонных покрытий

Сплошное монолитное железобетонное покрытие по условиям температурно-усадочных деформаций и технологическим требованиям разрезают на плиты с длиной ребра до 20 м. Расстояние между температурно-усадочными швами монолитных железобетонных покрытий следует принимать не более 40–60 м.

Уплотнение швов между плитами монолитного покрытия можно осуществлять деревянными антисептированными досками («на ребро»), резиновыми шпонками, асфальтовыми досками, битумными замками с цементной защитой, железобетонными досками, подкладываемым под швы, или комбинациями этих решений, которыми достигается сопротивляемость заполнителя размыву при ударах волн и его долговечность при действии вредных факторов.

Сборное покрытие из железобетонных плит омоноличивают соединением (сваркой или другими способами) выпущенных в торцах плит закладных частей и заполнением швов раствором или бетоном с инертными заполнителями определенной крупности в зависимости от ширины швов. Для обеспечения повышенной жесткости сборных покрытий подводных откосов на каждой боковой стороне плиты следует устанавливать не менее двух соединений.

Допустимые отклонения от проектных размеров плит сборных покрытий:

по длине и ширине плит	±5 мм
по толщине плиты	±2,5 %
по длине диагонали	±15 мм
по массе плит	±5 %
по толщине защитного слоя	+5 мм

Для плит сборных покрытий рекомендуется применять двойную арматуру, что улучшает сопротивляемость плит растрескиванию при подъемно-транспортных операциях, складировании их и в случае неравномерной осадки откосного основания.

При заполнении швов между плитами омоноличиваемого сборного покрытия предпочтительнее применять составы, расширяющиеся при схватывании и твердении.

В целях уменьшения жесткости и прочности омоноличиваемых сборных железобетонных покрытий при действии поперечных сил, а также улучшения технологии заполнения и повышения водонепроницаемости швов следует под них укладывать железобетонные доски или достаточно надежные подкладки других конструктивных форм.

Расстояние между температурно-усадочными швами сплошных сборных покрытий из железобетонных плит принимают не более 30 м.

Сплошные водо- и грунтоупроницаемые сборные покрытия из железобетонных плит в целях их более плотного прилегания к откосу укладывают на щебеночную или гравийную подготовку.

8.5. Проектирование сквозного сборного покрытия из железобетонных плит

8.5.1. Расчеты покрытия на устойчивость и прочность

Устойчивость плит, свободно лежащих на откосе, при действии взвешивающей волновой нагрузки зависит от ряда факторов, в том числе от размеров плит в плане и их толщины. Остальные факторы либо являются исходными данными проектирования, либо определяются этими данными.

Размеры плит в плане назначают в зависимости от грузоподъемности и иных технических характеристик подъемно-транспортных средств, а также производственных возможностей изготовителя плит.

Толщину свободно лежащей плиты при заложении откоса в пределах 2–5, при суммарной площади сквозных отверстий в покрытии в пределах 2,5–6 % общей площади покрытия в действии взвешивающей волновой нагрузки с учетом гидростатического взвешивания и коэффициента перегрузки $n_1 = 1,2 \dots 1,3$

определяют по условиям ее устойчивости по формуле

$$\delta_{\text{п}} = 0,6 \frac{n_2 \bar{h}^2 \sqrt{B_{\text{отн}}^3}}{B \cos \alpha} \frac{\gamma_{\text{ш}}}{\gamma_{\text{д}} - 0,3k_{\text{в}} \gamma_{\text{ш}}}, \quad (8.45)$$

где n_2 — коэффициент перегрузки (дополнительный), принимаемый для гидротехнических сооружений I—III классов равным 1,1 исходя из вероятности появления в расчетном шторме волны высотой менее 1 %-ной обеспеченности, а в остальных случаях равным 1; \bar{h} — средняя высота волны в расчетном шторме, м; $B_{\text{отн}}$ — относительная длина ребра плиты; $B_{\text{отн}} = B/h$; B — длина ребра плиты, расположенного по нормали к линии уреза воды, м; $\gamma_{\text{ш}}$ — удельный вес воды; $\gamma_{\text{д}}$ — удельный вес материала плиты; $k_{\text{в}}$ — коэффициент относительного погружения расчетной плиты в аэрированную водную среду при действии расчетной взвешивающей нагрузки (табл. 8.3).

Т А Б Л И Ц А 8.3. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА $k_{\text{в}}$

$B_{\text{отн}} = B/\bar{h}$	$k_{\text{в}}$	$B_{\text{отн}} = B/\bar{h}$	$k_{\text{в}}$
<1,0	1,00	3,5—4,3	0,6
1,2—1,5	0,75	5,0—6,0	0,5
2,2—2,8	0,67	>6,0	0,5

Прочность плит сборного покрытия рассчитывают при волновой нагрузке, определяемой согласно рекомендациям [1]. Наибольшую ординату эпюры волновой нагрузки совмещают с центром рассчитываемой плиты. Волновую нагрузку вдоль линии уреза воды условно принимают распределенной по плите равномерно согласно эпюре.

В соответствии с принятой схемой прочностного расчета, плита располагается на упругом основании с геотехническими характеристиками грунта откоса сооружения без учета сжимаемости слоя или слоев подготовки из крупнообломочных материалов, укладываемых под плиту, жесткость которых велика по сравнению с жесткостью грунта откоса.

Прочностной расчет плиты сборного покрытия при погрузочно-разгрузочных и монтажных работах производят по типовой расчетной схеме, учитывающей собственный вес плиты с коэффициентом динамичности, равным 1,5.

Прочность плиты для случая неравномерной осадки откоса может быть проверена по условной схеме действия сил, согласно которой плита опирается на откос в центральной своей части в пределах $1/2$ длины ребра и нагружена с двух сторон (в центрах противоположных ребер) сосредоточенными силами, равными $1/2$ веса соседних с ней плит. Возможно также применение других вариантов расчета плит на прочность при неравномерной осадке откоса.

8.5.2. Конструирование сквозного сборного покрытия

При проектировании сквозного сборного покрытия из железобетонных плит следует руководствоваться основными рекомендациями п. 8.4.3, относящимися к конструкции сборных омоноличиваемых покрытий, и дополнительными положениями по конструкции сквозных покрытий, приведенными далее.

Один из вариантов шарнирного соединения плит сборных покрытий с открытыми швами представляет собой звено, выполняемое из круглой арматурной стали диаметром не менее 16 мм с заваренным стыком. Анкерные стержни из круглой стали диаметром не менее 16 мм имеют на концах отгибы под прямым углом. Анкерные стержни соединяют хомутами с нижней арматурной сеткой плиты. При сборке покрытия закрепляют звенья за отогнутые под прямым углом концы соединяемых анкеров. Анкерные стержни отгибают в сторону плиты до образования крюка, захватывающего звено. Анкерные стержни и звенья защищают от коррозии кузбасслаком в три-четыре слоя или другими водостойкими покрытиями.

Плиты сборных покрытий укладывают с плотным прилеганием к подготовке, которая весьма тщательно выравнивается и легко уплотняется трамбовками до укладки плит.

Плиты в смежных горизонтальных рядах (параллельных линии уреза воды) при крутизне откоса 1 : 3,5 и более следует укладывать со смещением на $1/2$ длины их ребра, чтобы открытые швы не были сквозными по всей высоте откоса.

Допускаемые отклонения от проектных размеров плит принимают по п. 8.4.3; отклонения по ширине открытых швов не следует допускать более ± 5 мм или более ± 10 % размера, установленного проектом.

При применении сборных покрытий с открытыми швами на откосах из разжижающихся грунтов (лессовидные пылеватые глинки, пылеватые и мелкие пески, оттаявшие вечнотермальные грунты и др.) подготовку под покрытие укладывают на дренарующий слой разнородного песка. Толщина слоя песка и его состав устанавливают в зависимости от характеристики грунта, величины и характера нагрузки, размеров плит и других условий, учитываемых специально проводимыми исследованиями.

8.6. Проектирование покрытия из каменной наброски

8.6.1. Общие положения

Для защиты земляных откосов от абразии и водной эрозии применяют преимущественно

несортированный камень. Использование в защитных набросках сортированного камня допускается в исключительных случаях — при наличии такого местного материала и соответствующем технико-экономическом обосновании целесообразности его применения. При этом следует учитывать технические трудности сортировки, особенно крупного камня, требующей затраты дополнительных средств.

Крупность несортированного камня при нерегулярном волнении на внутренних водоемах рекомендуется назначать по формулам, приведенным в п. 8.6.2.

Наброску несортированного камня на откосах песчаных и связных грунтов выполняют по рядовой подготовке из крупнообломочного материала без применения дополнительного утепляющего слоя независимо от возможных деформаций основания при его замораживании и оттаивании.

При проектировании покрытий из несортированного камня подлежат расчетному определению следующие характеристики:

а) наименьшие расчетные размеры камня для наброски по его устойчивости в условиях волновых воздействий;

б) расчетные размеры камня, необходимого для образования опорной пространственной решетки наброски, в гнездах которой обеспечивается устойчивость более мелких фракций материала, а также для обеспечения устойчивости покрытия в целом при волновых воздействиях;

в) толщина слоя наброски по условиям волновых воздействий;

г) общая устойчивость покрытия по выходящему действию ледяного покрова при изменении уровня воды и возможном примерзании льда к каменной наброске (нагрузка и расчетная схема даны в п. 8.2). Общая устойчивость каменнабросного покрытия подлежит проверке при толщине ледяного покрова, превышающей 0,8 толщины слоя наброски, и во всех случаях при толщине ледяного покрова, превышающей 1 м.

При применении в наброске для защиты земляных откосов от абразии и водной эрозии несортированного камня оптимальный технико-экономический эффект получается в случае назначения заложения внешнего откоса наброски 3 и более.

8.6.2. Определение размеров камня

Наименьший расчетный размер D_m , м, камня, приведенного к шару, для наброски из несортированного материала определяют по его устойчивости в условиях волновых воздей-

ствий при откосах с заложениями в пределах 2...5 по формуле

$$D_m = 0,12c \frac{h_{1\%}}{m_{h1\%}} (m_{h1\%}^2 + 10) \times \\ \times \frac{2,8m - 0,8}{1,8m + 1} \frac{\gamma_a}{\gamma_n - \gamma_a}, \quad (8.46)$$

где c — гидравлический коэффициент сопротивления, принимаемый равным 0,2 при диаметре камня более 15 см и высоте волны более 0,5 м; $m_{h1\%}$ — положение волны 1%-ной обеспеченности, принимаемая для водохранилищ равной 7; γ_a — удельный вес азрированной воды в струе от разрушающейся волны на откосе наброски, принимаемый равным 8 кН/м³ (0,8 тс/м³); γ_n — удельный вес камня.

Размер, получаемый по формуле (8.46), относится к наименьшим фракциям камня, которые при наброске не перемещаются в нижнюю часть ее поперечного сечения, а задерживаются на поверхности покрытия.

Формула (8.46) составлена для случая действия на откос наброски прибойной волны и такого расположения расчетного камня, при котором он на половину диаметра выступает за пределы габарита поперечного профиля покрытия.

Расчетный размер D_0 , м, камня, приведенного к шару, необходимого для образования опорной пространственной решетки и обеспечения общей устойчивости наброски из несортированного материала в условиях волновых воздействий при откосах с заложением в пределах 2...5, определяют по формуле

$$D_0 = 1,5ch_{1\%} \left(\frac{\sqrt[3]{m_{h1\%}}}{m} + 0,5 \right) \frac{m + 1,8}{1,8m - 1} \frac{\gamma_a}{\gamma_n - \gamma_a}, \quad (8.47)$$

где c — гидравлический коэффициент сопротивления, принимаемый равным 0,2 при диаметре камня более 15 см и высоте волны более 1 м; γ_a — удельный вес азрированной воды, стекающей с наброски в конце отката волны, принимаемый равным 10 кН/м³ (1 тс/м³).

8.6.3. Конструирование покрытия

Несортированный материал для наброски должен содержать не менее 50 % по объему камня наибольшего расчетного размера D_0 , не менее 25 % по объему камня размерами в пределах наибольшего и наименьшего расчетных диаметров, и не более 25 % по объему камня размерами, выходящими за пределы расчетных [по формулам (8.46) и (8.47)].

При составлении проекта организации работ по наброске камня следует предусматривать такие технологические методы, которые обеспечивают равномерное распределение фракций несортированного каменного материала как по поперечному сечению, так и по площади укрепляемого откоса.

Толщину покрытия из несортированного камня определяют для условий волнового воздействия по зависимости

$$\delta_n = (2 \dots 2,1) D_{\sigma}. \quad (8.48)$$

На нижней границе каменнотранспортного покрытия следует предусматривать каменный упор в виде банкета, либо железобетонный упор в виде массива, либо надежный упор иной конструкции, сопрягаемый в необходимых случаях с облегченным покрытием дна или нижней части откоса для защиты их от размыва и нарушения устойчивости основания самого покрытия.

8.7. Проектирование облегченного покрытия дна около подошвы откоса

Облегченное покрытие выполняют из крупнообломочного грунта или щебня для защиты дна около сооружения и участков откоса, подверженных волновым воздействиям на глубинах, превышающих глубину расположения нижней границы основного крепления H , которая определяется соотношением $H \geq 2h_{1\%}$, где $h_{1\%}$ — высота волны 1 %-ной обеспеченности при соответствующих расчетных уровнях воды.

Нижнюю границу облегченного покрытия назначают на глубине, где придонные скорости течения не превышают размывающей скорости залегающего здесь грунта.

Рассчет облегченного покрытия состоит в определении необходимой крупности d_{50} материала, устойчивого при придонных скоростях v_d , возникающих при расчетных параметрах волнения и соответствующих расчетных положениях уровня воды. При этом размывающая скорость v_d для принятой крупности d_{50} должна иметь следующее соотношение с придонной скоростью: $v_d \geq v_d$.

Придонные волновые скорости определяют на глубине $H \geq 2h_{1\%}$ по следующей формуле

$$v_d = \frac{\pi h_{50\%}}{\sqrt{\frac{\pi \lambda_{50\%}}{g} \operatorname{sh} \frac{4\pi z}{\lambda_{50\%}}}}, \quad (8.49)$$

где π — коэффициент, равный 0,8 при $\lambda/h > 20$ и 0,7 при $\lambda/h \leq 10$; $h_{50\%}$ — высота волны 50 %-ной обеспеченности в ширине при расчетной скорости ветра; $\lambda_{50\%}$ — длина волны высотой $h_{50\%}$, определяемая по ее наибольшей пологости; z — переменная глубина на откосе или глыба около подошвы сооружения в зоне расположения облегченного покрытия: $z \geq 2h_{1\%}$.

Толщину δ_{05} облегченного покрытия принимают по соотношению:

$$\delta_{05} = 10d_{50}. \quad (8.50)$$

где d_{50} — средний размер фракций материала.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рекомендации по проектированию железобетонных и каменнотранспортных креплений откосов земляных сооружений и берегов внутренних водоемов. М., ВНИИ ВОДГЕО, ПЭМ ЦИНИС Госстроя СССР, 1979.
2. СНиП II-16-78. Основания гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1977.
3. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. М., Стройиздат, 1976.

4. СНиП II-56-77. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1978.
5. СНиП II-57-82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). М., Стройиздат, 1983.
6. Шайтан В. С. Крепление земляных откосов гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1974.

ГЛАВА 9. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ ПЛОТИН ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

9.1. Устойчивость откосов

9.1.1. Общие положения

Целью расчета является определение минимальных коэффициентов запаса устойчивости откосов плотины заданного поперечного профиля при известных нагрузках и характеристиках грунтов тела плотины и основания.

Основные расчетные случаи регламентированы СНиП II-53-73.

При расчете устойчивости верхнего откоса рассматривают два основных случая сочетания нагрузок и воздействий:

1) максимально возможное снижение уровня воды в водохранилище от НПУ с наибольшей возможной скоростью; при этом учитывают фильтрационные силы, возникающие в верховой упорной призме плотины;

2) уровень воды в водохранилище находится на самой низкой эксплуатационной отметке (но не ниже 0,2 H); уровень воды в теле плотины принимают на той же отметке, что и в водохранилище.

В качестве особого расчетного случая рассматривают максимально возможное снижение уровня воды в верхнем бьефе от ФПУ с максимальной скоростью; при расчете учитывают

фильтрационные силы, возникающие в верховой упорной призме плотны.

Основным расчетным случаем при проверке устойчивости низового откоса является схема, когда в теле сооружения имеется установившийся фильтрационный поток, дренажные устройства работают нормально, уровень воды в верхнем бьефе находится на отметке НПУ, а в нижнем он максимальный (но не более 0,2 Н). Если нормальная работа дренажа нарушена и уровень воды в водохранилище находится на отметке ФПУ, то имеется особый расчетный случай.

К числу особых сочетаний нагрузок при расчетах устойчивости верхового и низового откосов относят также случаи, когда учитывают избыточное поровое давление консолидации или сейсмические силы.

Значения минимальных допускаемых коэффициентов запаса устойчивости откосов при основных и особых сочетаниях нагрузок, установленные СНиП II-53-73 в зависимости от класса сооружения, приведены в табл. 1.30.

Устойчивость плотин из грунтовых материалов должна быть обеспечена при всех возможных условиях эксплуатации, а также в период возведения сооружения. В связи с этим следует рассматривать также строительные случаи, когда плотина частично или полностью построена, но водохранилище еще не наполнено или уровень воды находится на промежуточных отметках.

В настоящее время еще не разработано достаточно строгих и надежных методов расчета устойчивости в случае пространственной задачи, поэтому при расчетах устойчивости откосов обычно рассматривают плоскую задачу, предполагая, что обрушение откоса может произойти по некоторой заранее заданной поверхности, которую чаще всего принимают в виде дуги окружности (круглоцилиндрическая поверхность скольжения) или ломаной, состоящей из нескольких прямолинейных отрезков*. Для решения задачи используют одно из уравнений статки: $\Sigma M = 0$ при круглоцилиндрической поверхности скольжения или $\Sigma X = 0$ в случае сдвига по поверхности, состоящей из прямолинейных отрезков.

Коэффициент запаса находят путем сопоставления действительного состояния откоса с предельным, которое характеризуется одновременным возникновением во всех точках заданной поверхности обрушения (но не во всех точках рассматриваемого откоса) предельных касательных напряжений. В соответствии с

критерием прочности Кулона—Мора для грунтов их значения устанавливают по зависимости:

$$\tau_{\text{пр}} = \sigma'_n \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (9.1)$$

где σ'_n — эффективное нормальное напряжение на площадке скольжения; φ и c — показатели сопротивления сдвигу (соответственно угол внутреннего трения и сцепление).

Тогда при действительном состоянии откоса касательные напряжения на той же площадке скольжения могут быть представлены в виде

$$\tau_{\text{сдв}} = \sigma'_n \operatorname{tg} \varphi_M + c_M,$$

где $\operatorname{tg} \varphi_M$ и c_M — показатели сопротивления сдвигу при его частичной мобилизации, которые связываются с действительными величинами соотношением

$$\frac{1}{k_b} = \frac{\operatorname{tg} \varphi_M}{\operatorname{tg} \varphi} = \frac{c_M}{c}. \quad (9.2)$$

Следовательно, коэффициент запаса устойчивости характеризует степень мобилизации сопротивления грунта сдвигу по кривой скольжения.

9.1.2. Расчеты устойчивости по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения

При использовании гипотезы о круглоцилиндрической форме потенциальной поверхности скольжения значение коэффициента запаса устойчивости устанавливают исходя из условия статического равновесия $\Sigma M = 0$:

$$M_{\text{акт}} - R \int_L \frac{\tau_{\text{пр}}}{k_b} dL = 0 \text{ или } k_b = \frac{M_{\text{пр}}}{M_{\text{акт}}}.$$

Отсюда

$$k_b = \frac{\int_{x_H}^{x_R} (\sigma'_n \operatorname{tg} \varphi + c) \frac{dx}{\cos \alpha}}{\int_{x_H}^{x_R} \tau_{\text{сдв}} \frac{dx}{\cos \alpha}}. \quad (9.3)$$

При этом призму обрушения рассматривают либо как одно монолитное тело, либо дискретно, производя деление ее на конечное число отсеков (рис. 9.1) с переходом в формуле (9.3) на суммирование. Способы расчета без деления призмы обрушения на отсеки пригодны для оценки устойчивости откосов только из однородных грунтов. Для этого случая Тейлором получено точное решение, которое обычно используют при оценке точности других расчетных методов. При расчетах устойчивости откосов из однородных грунтов на равно-

* Методы расчета устойчивости откосов, основанные на теории предельного равновесия, на практике применяют редко.

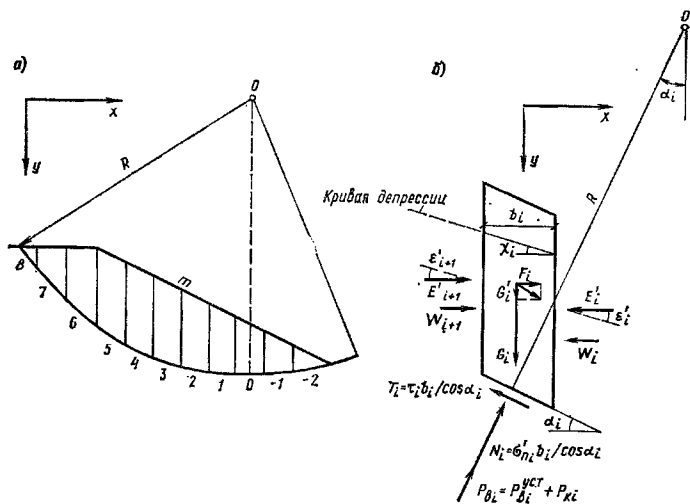


Рис. 9.1. Схемы к расчету устойчивости откосов по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения
 а — общая схема; б — схема сил, действующих на отсек

прочном основании, не подвергающихся воздействию внешних (например, сейсмических) сил и гидродинамических сил фильтрационного потока, могут быть использованы специальные графики*.

Методы расчета устойчивости с делением призмы обрушения на отсеки имеют наибольшее практическое значение, поскольку позволяют учесть неоднородность грунта в различные силы, действующие на откос (сейсмические, гидродинамические, давление воды в верхнем и нижнем бьефах и пр.). Разработано несколько способов расчета по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения с делением на отсеки, которые отличаются друг от друга выражением для эффективных нормальных напряжений, действующих по поверхности скольжения.

В общем виде эффективное нормальное напряжение на площадке скольжения, образующей угол α с осью x , выражается через напряжения, которые действуют на вертикальной σ'_x и горизонтальной σ'_y площадках, до известной зависимости:

$$\sigma'_n = \sigma'_y \cos^2 \alpha + \sigma'_x \sin^2 \alpha - \tau_{xy} \sin 2\alpha, \quad (9.4)$$

* Чугаев Р. Р. Графики для расчета устойчивости земляных откосов, частично насыщенных покоящейся водой. М.; Л., Энергия, 1966.

или, с учетом соотношений $\xi = \sigma'_x / \sigma'_y$ и $\text{tg } \delta = \tau_{xy} / \sigma'_x$

$$\sigma'_n = \sigma'_y \cos \alpha [\cos \alpha + \xi \sin \alpha (\text{tg } \alpha - 2 \text{tg } \delta)]. \quad (9.5)$$

При использовании уравнения (9.5) выражение для коэффициента запаса устойчивости запишется в виде

$$k_3 = \frac{\sum (\sigma'_y \cos \alpha \text{tg } \varphi + c / \cos \alpha) \Delta x + \sum \xi \sigma'_y \sin \alpha (\text{tg } \alpha - 2 \text{tg } \delta) \Delta x \text{tg } \varphi}{\sum \tau_{\text{сдв}} \Delta x / \cos \alpha}, \quad (9.6)$$

В случае деления призмы обрушения на n отсеков шириной $\Delta x = b$ рассматривают следующие элементарные силы, действующие на i -й отсек (см. рис. 9.1, б):

G_i' — вес грунта и воды в пределах отсека — при наличии вертикальной составляющей внешней нагрузки G_i' ее заменяют на эквивалентный слой фиктивного грунта;

F_i' — горизонтальная составляющая внешней нагрузки на отсек (поверхностные и объемные силы, исключая фильтрационные);

$N_i' = \sigma'_n b_i / \cos \alpha_i$ — равнодействующая эффективных нормальных напряжений по подошве отсека;

$T_i' = \tau_i b_i / \cos \alpha_i$ — равнодействующая касательных напряжений по подошве отсека;

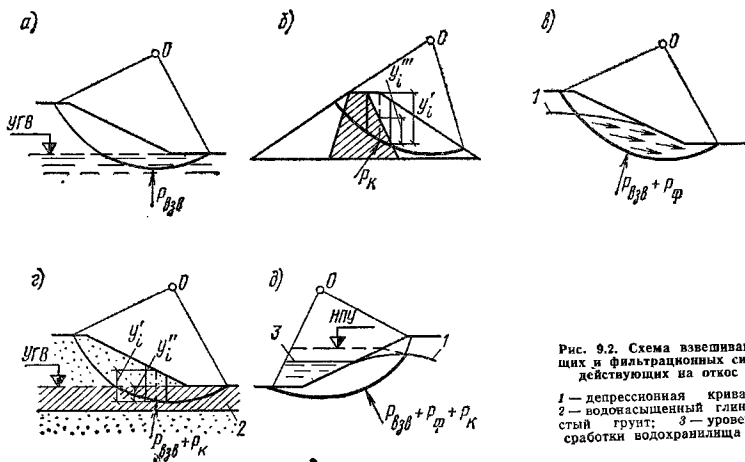


Рис. 9.2. Схема взвешивающих и фильтрационных сил, действующих на откос

1 — депрессионная кривая; 2 — водонасыщенный глинистый грунт; 3 — уровень сработки водохранилища

$P_{\text{нз}}$ — равнодействующая давления воды (порового давления) по подошве отсека:

$$P_{\text{нз}} = P_{\text{нз}}^{\text{уст}} + P_{\text{нз}},$$

где $P_{\text{нз}}^{\text{уст}}$ — давление воды в условиях установившегося режима; $P_{\text{нз}}$ — избыточное поровое давление, в частности, за счет консолидации грунта;

ΔW_i — равнодействующая давления воды на вертикальные грани отсека;

$\Delta E'_i$ — нормальная составляющая от распора грунта, образующего угол e'_i с горизонталью.

Из условий статического равновесия для i -го отсека:

$$\Sigma X = 0,$$

откуда $\Delta E'_i =$

$$= \frac{(G - P_{\text{в}} \cos \alpha)_i (\text{tg } \alpha - \text{tg } \varphi_{\text{м}})_i}{1 + \text{tg } \alpha_i \text{tg } \varphi_{\text{м}i} + \text{tg } e'_i \times} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{-c_{\text{м}i} b_i (1 + \text{tg}^2 \alpha_i)}{\times (\text{tg } \alpha - \text{tg } \varphi_{\text{м}})_i}; \quad (9.7)$$

$$\Sigma Y = 0,$$

откуда $N_i =$

$$= \frac{(G - P_{\text{в}} \cos \alpha)_i - \Delta E'_i \text{tg } e'_i}{\cos \alpha_i (1 +} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{-c_{\text{м}i} b_i \text{tg } \alpha_i}{+ \text{tg } \varphi_{\text{м}} \text{tg } \alpha_i)}. \quad (9.8)$$

Исходя из уравнения $\Sigma M = 0$ для призмы обрушения в целом [в интегральном виде —

уравнение (9.3)] коэффициент запаса устойчивости выразится следующим образом:

$$k_3 = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} [(G - P_{\text{в}} \cos \alpha) \text{tg } \varphi +} \rightarrow$$

$$\sum_{i=1}^{i=n} (G_i \sin \alpha_i +} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{+ c_{\text{б}i} (1 + \text{tg } \alpha \text{tg } e'_i) I_i A_i^{-1}}{+ I_i F_i / R}, \quad (9.9)$$

где $A_i = \cos \alpha_i [1 + \text{tg } \alpha \text{tg } \varphi_{\text{м}} + \text{tg } e' (\text{tg } \alpha - \text{tg } \varphi_{\text{м}})]_i$; f_i — плечо силы F_i относительно моментной точки (при круглоцилиндрической поверхности скольжения относительно центра окружности O с радиусом R).

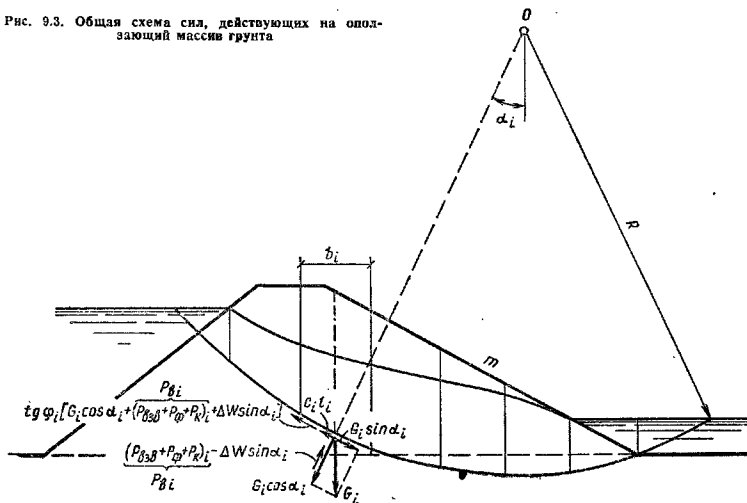
В целях нахождения величины e'_i можно использовать для совместного решения с уравнением (9.9) условие статического равновесия $\Sigma X = 0$ в интегральной форме (для призмы обрушения в целом):

$$\sum_{i=1}^{i=n} (\Delta E'_i + P_{\text{нз}} \sin \alpha_i) + \Sigma F = 0. \quad (9.10)$$

Такой подход, так же как и нахождение коэффициента запаса устойчивости на основе всеобъемлющего изучения напряженного состояния сооружения и его основания при непосредственном использовании уравнения (9.6), требует реализации на ЭЦВМ.

При проведении расчетов устойчивости на практике исходит из допущений в отношении величины e'_i , которую принимают постоянной или же в виде известной функции от угла наклона площадок скольжения α_i . Наибольшее

Рис. 9.3. Общая схема сил, действующих на оползающий массив грунта



распространение получили следующие предложения:

- $\epsilon'_i = \varphi/2$ — метод наклонных сил взаимодействия (предложение Р. Р. Чугаева);
- $\epsilon'_i = \beta$, где β — среднее значение угла наклона откоса;
- $\epsilon'_i = 0$ — метод горизонтальных сил взаимодействия (расчетная схема Г. Крея).

В соответствии с условием «в» уравнение (9.9) примет следующий вид:

$$k_3 = \frac{1}{\sum (G_i \sin \alpha_i + f_i F_i / R)} \times \sum \frac{(G - P_{\delta} \cos \alpha)_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i b_i}{\cos \alpha_i (1 + \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i / k_3)}. \quad (9.11)$$

Метод горизонтальных сил взаимодействия достаточно точен, но трудоемок при нахождении решения вручную, так как искомая величина k_3 выражена неявной функцией (то же присуще условиям «а» и «б»). Приближенный результат можно получить, приняв k_3 в правой части уравнения (9.11) равным единице.

Так как при $\epsilon'_i = 0$ значение $\delta = 0$, т. е. вертикальные грани отсеков являются главными площадками, существует возможность для упрощения путем непосредственной подстановки в уравнение (9.6) значений коэффициента бокового давления, полученных, например, теоретически для сыпучих грунтов:

по Яки

$$\xi_i = 1 \mp \sin \varphi_i,$$

где φ_i — угол сдвига грунта на рассматриваемой площадке скольжения; $\varphi_i = \operatorname{arctg} (\operatorname{tg} \varphi + c/\sigma'_y)_i$;

или по Г. И. Покровскому

$$\xi_i = 1 \mp 0,74 \operatorname{tg} \varphi_i \mp 1,52 c_i / \sigma'_{y,i}.$$

Для площадок, расположенных на нисходящей ветви кривой скольжения ($\alpha > 0$), принимают верхние знаки, а на восходящей ($\alpha < 0$) — нижние. Величину $\sigma'_{y,i}$ устанавливают из соотношения $(\sigma'_y b)_i = (G - P_{\delta} \cos \alpha)_i$.

Способ «весового давления», основанный на формальном совпадении результатов расчетов по нему с точными результатами, полученными по методу Тейлора при заложениях откоса $m \geq 2,5$, может быть охарактеризован коэффициентом бокового давления: $\xi_{с.в.д} = \operatorname{ctg} \alpha_i \times (1 - \cos \alpha_i) / \sin \alpha_i$. При этом зависимость (9.6) приобретает следующий вид:

$$k_3 = \frac{\sum (G - P_{\delta} \cos \alpha)_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i b_i / \cos \alpha_i}{\sum G_i \sin \alpha_i + f_i F_i / R}. \quad (9.12)$$

Подход, принятый для обоснования этого способа, не позволяет оценить его достоверности при различных сочетаниях нагрузок, а также при неоднородном сложении откоса и его основания. Следует указать, что применение этого способа при условии, когда в основании на значительную глубину залегают грунты, обладающие более низкими прочностными свойствами, чем материал откоса, приводит к занижению коэффициента запаса устойчивости.

Допущение об одноосном напряженном состоянии грунта в пределах призмы обрушения (расчетная схема К. Терцаги), при котором $\xi=0$, значительно упрощает зависимость (9.6):

$$k_0 = \frac{\Sigma (G - P_{\text{в}} \cos \alpha)_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i b_i / \cos \alpha_i}{\Sigma G_i \sin \alpha_i + f_i F_i / R} \quad (9.13)$$

Выражение (9.13) может быть получено также формально из формулы (9.9) на основе допущения о параллельности равнодействующей сил взаимодействия подошвы отсека, т. е. при $\epsilon'_i = \alpha_i$.

Метод К. Терцаги нашел широкое применение благодаря своей простоте, однако при расчетах пологих откосов с заложением $m > 2,5$ он может приводить к значительной ошибке в сторону преуменьшения величины k_0 (т. е. «в запас») и в этих случаях его применять не рекомендуется.

На основе расчетной схемы К. Терцаги и допущения $\Delta W_i = 0$ получена формула А. А. Ничипоровича, которая в принятых обозначениях имеет вид:

$$k_0 = \frac{\Sigma (G - P_{\text{в}})_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i b_i / \cos \alpha_i}{\Sigma G_i \sin \alpha_i + f_i F_i / R} \quad (9.14)$$

Расчеты ведут в следующем порядке. Из точки O проводят круглоцилиндрическую поверхность с радиусом R и разбивают призму обрушения на n отсеков шириной b . Ширину отсеков обычно принимают равной $0,1R$. Разбивку на отсеки начинают с нулевого, середины которого располагается на вертикали, проходящей через точку O . Остальные отсеки нумеруют в порядке, показанном на рис. 9.1, а. При $b=0,1R$ величины $\sin \alpha$ оказываются равными $1/10$ порядкового номера отсека с соответствующим знаком. Нагрузки от поверхностных и объемных сил, действующих на каждый отсек (рис. 9.1, б; 9.2; 9.3), определяют следующим образом.

Вес грунта и воды в пределах i -го отсека G_i . Если отсек высотой y'_i целиком расположен вне зоны фильтрационного потока или грунтовых вод:

$$G_i = y'_i \gamma_i b_i, \quad (9.15)$$

где γ_i — удельный вес грунта при естественной влажности.

Для отсеков, целиком расположенных ниже кривой депрессии (на участках, где кривая депрессии выходит на откос):

$$G_i = y'_i \gamma_{\text{наст}} b_i, \quad (9.16)$$

где $\gamma_{\text{наст}}$ — удельный вес грунта, насыщенного водой.

15°

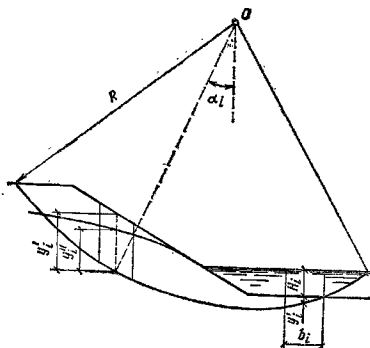


Рис. 9.4. Схема к учету веса отсеков

При наличии над отсеком слоя воды (рис. 9.4)

$$G_i = (y'_i \gamma_{\text{наст}} + H_i \gamma_{\text{в}}) b_i, \quad (9.17)$$

где H_i — высота столба воды над отсеком; $\gamma_{\text{в}}$ — удельный вес воды.

В пределах кривой скольжения, где $y'_i = 0$, величины $G_i = H_i \gamma_{\text{в}} b_i$ определяют воздействие гидростатического давления воды в пределах подошвы отсека.

Для отсеков, в которых проходит депрессионная кривая (см. рис. 9.4):

$$G_i = (y'_i - y''_i) \gamma_i b_i + y''_i \gamma_{\text{наст}} b_i. \quad (9.18)$$

Если в пределах отсека находятся различные грунты, его вес подсчитывают с учетом удельного веса каждого грунта.

Суммарное воздействие взвешивающих и фильтрационных сил в пределах i -го отсека. Для условий установившейся фильтрации учет этого воздействия осуществляют, рассматривая в качестве равнодействующих гидродинамического давления по контуру отсека силы $P_{\text{в}}^{\text{уст}}$ и ΔW_i (см. рис. 9.2, в). Расчетное гидродинамическое давление, соответствующее установившемуся режиму, при построении фильтрационной сетки в пределах призмы обрушения определяют следующим образом:

$$P_{\text{в}}^{\text{уст}} = \gamma_{\text{в}} h_i b_i / \cos \alpha_i, \quad (9.19)$$

где h_i — пьезометрическая высота в центре i -го отсека.

С достаточной точностью эту величину можно установить исходя из допущения о ливневом характере эпюры гидродинамического давления по контуру отсека, что позволяет избежать построения фильтрационной сетки:

$$P_{\text{в}}^{\text{уст}} = \gamma_{\text{в}} y_i^2 \cos^2 \alpha_i b_i / \cos \alpha_i, \quad (9.20)$$

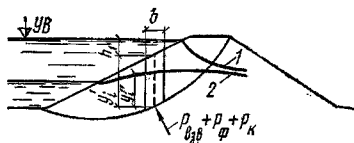


Рис. 9.5. Схема к учету сил при быстрой сработке водохранилища

1 и 2 — депрессионная кривая соответственно до и после сработки водохранилища

где χ_i — среднее значение угла наклона кривой депрессии в пределах i -го отсека.

Когда кривая депрессии имеет незначительный уклон, им в большинстве случаев пренебрегают ($\chi_i \approx 0$). Это позволяет привести формулу (9.20) к виду:

$$P_{вг}^{св} = \gamma_w y_i^* b_i / \cos \alpha_i \quad (9.21)$$

Поровое давление в связных грунтах в ответственных случаях определяют по решениям фильтрационной теории консолидации или подсчитывают приближенно. В отсеках, целиком расположенных вне зоны фильтрационного потока или грунтовых вод (см. рис. 9.2, б):

$$P_{вг} = \gamma_i y_i^* \alpha^* b_i / \cos \alpha_i \quad (9.22)$$

где α^* — коэффициент порового давления.

При высоком стоянии уровня грунтовых вод (см. рис. 9.2, в)

$$P_{вг} = (y_i^* - y_i^*) \gamma_i \alpha^* b_i / \cos \alpha_i \quad (9.23)$$

В последнем случае величину $P_{вг}^{св}$ определяют по формуле (9.21).

При быстрой сработке водохранилища (со скоростью более 0,3—0,5 м/сут) суммарное поровое давление $P_{вг}$ (рис. 9.2, д и 9.5) определяют по предложению Бишопа, по зависимости:

$$P_{вг} = (y_i^* + h_1 - h_1 \alpha^*) \gamma_w b_i / \cos \alpha_i \quad (9.24)$$

В этом случае при определении веса отсека принимают удельный вес грунта, насыщенного водой, а вес столба воды над отсеком не учитывают.

При практических расчетах необходимо найти поверхность скольжения, для которой коэффициент запаса имеет минимальное значение. В полной мере эта задача может быть решена при помощи ЭВМ, когда для отсека просчитываются десятки и даже сотни поверхностей скольжения. При проведении расчетов «вручную» наиболее опасную поверхность скольжения определяют, пользуясь различными приемами, позволяющими путем расчета нескольких поверхностей скольжения (обычно не более шести—десяти) найти значение k_0 , кото-

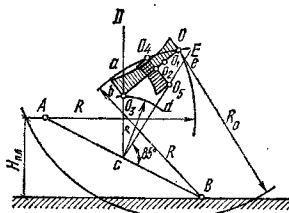


Рис. 9.6. Схема для определения центра наиболее опасной поверхности скольжения

рое принимается за минимальное; строго говоря, это значение является минимальным лишь среди ограниченного числа просчитанных поверхностей скольжения, но обычно достаточно близко к действительному минимуму.

По данным В. В. Аристовского, центр наиболее опасной поверхности скольжения располагается в пределах многоугольника *Oedba* (рис. 9.6), который строится следующим образом. Из середины отсека (точка *c* на рис. 9.6) проводят вертикаль *cd* и линию *ce* под углом 85° к откосу. Затем из точек *A* и *B*, как из центров, проводят две дуги окружности с радиусом *R* до пересечения в точке *O*. Значение *R* находят по формуле

$$R = (R_u + R_n) / 2 \quad (9.25)$$

Величины R_u и R_n являются нижним и верхним пределом радиуса поверхности скольжения R_0 и определяются в долях от высоты плотин $H_{пл}$ (табл. 9.1).

ТАБЛИЦА 9.1. ЗНАЧЕНИЯ $R_u/H_{пл}$ и $R_n/H_{пл}$

Завождение отсека m	$R_u/H_{пл}$	$R_n/H_{пл}$
1	1,1	2,2
2	1,4	2,5
3	1,9	3,2
4	2,5	4,7
6	3,3	5,8
6	4,3	6,7

Проводя из точки *c* дугу радиусом $r = Oc/2$ до пересечения с линиями *cd* и *ce*, получим искомым многоугольник *Oedba*.

Чаще всего центры наиболее опасных поверхностей скольжения располагаются по линии *bo*, на которой в первую очередь и выбирают несколько центров O, O_1, O_2 и т. д. Вычислив для поверхностей скольжения с центрами в этих точках коэффициенты запаса устойчивости, для уточнения расчета через точку с минимальным значением k_0 можно провести линию, перпендикулярную *bo*, на которой также наметить ряд центров (см. рис. 9.6) и подсчитать для соответствующих им поверхностей

скольжения значения k_a . Таким образом определяется $k_{\text{мин}}$.

Следует иметь в виду, что при расчетах откосов из несвязных грунтов центр наиболее опасной поверхности скольжения располагается обычно вблизи от точки O , а при расчетах откосов из грунтов, обладающих сцеплением, удаляется от нее. Наиболее опасная кривая скольжения при расчетах откосов из песчаного грунта на песчаном основании проходит через подошву откоса (точку B на рис. 9.6), а если в основании залегает глинистый грунт, может захватывать часть основания на глубину, обычно не превышающую $H_{\text{пл}}$, считая от его поверхности; при этом начало кривых скольжения на поверхности основания обычно не выходит за пределы $2H_{\text{пл}}$ во внешнюю сторону от подошвы откоса.

В случае необходимости минимальное значение k_a можно уточнить, задаваясь еще двумя-тремя значениями радиусов кривых скольжения в пределах:

$$(R_H + R_B)/2 < R_0 < R_B; \quad (9.26)$$

$$R_H < R_0 < (R_H + R_B)/2. \quad (9.27)$$

В этом случае порядок нахождения k_a при каждом значении R_0 такой же, как описанный выше.

9.1.3. Расчеты устойчивости по плоским или комбинированным поверхностям скольжения

В тех случаях, когда поверхность скольжения не может быть аппроксимирована круглоцилиндрической поверхностью (при наличии в основании или теле плотины прослоек или зон грунта с пониженными характеристиками сопротивления сдвигу, при расчетах устойчивости экрана и защитного слоя и пр.), оценку устойчивости осуществляют на основе рассмотрения уравнения статики $\Sigma X=0$ [см. уравнение (9.10)].

Как указывалось в п. 9.1.2, угол наклона равнодействующей сил взаимодействия между

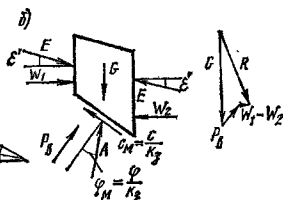
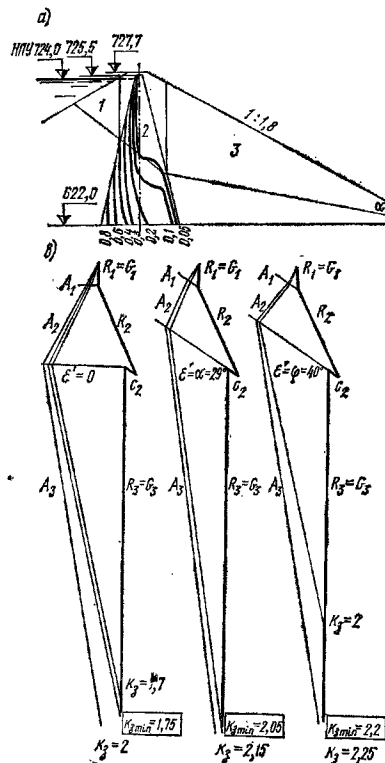


Рис. 9.7. Схемы к расчету устойчивости откосов графическим способом

а — деление на отсеки; б — схема сил, действующих на отсек; в — силовые многоугольники для определения коэффициента запаса устойчивости при $\epsilon=0$, $\epsilon=\alpha$ и $\epsilon=\varphi$; в ядре показаны линии равного порогового давления в МПа

отсеками ϵ_i устанавливают при совместном решении на ЭЦВМ всех уравнений статического равновесия [с этой целью в уравнение (9.9) вводят изменения, касающиеся размера плеч сил относительно моментной точки O , и дополнительно учитывают в знаменателе выражения момент от нормальной силы, действующей на основание отсека]. Величину угла ϵ_i можно принимать также исходя из допущений.

Расчеты устойчивости откосов при любой заданной поверхности обрушения можно проводить, пользуясь графическим способом и учитывая при этом все силы, действующие на сооружение.

Порядок расчета следующий:

1) задаются поверхностью обрушения произвольного вида;

2) разбивают выделенную призму обрушения на отсеки произвольной ширины. Ширину отсеков выбирают так, чтобы их основание проходило в пределах одного материала (рис. 9.7, а). Криволинейные участки поверхности обрушения в основаниях отсеков (если они имеются) заменяют хордами, которые не должны сильно отличаться по длине от стягиваемых ими дуг;

3) подсчитывают для каждого отсека следующие силы (рис. 9.7, б): а) полный вес, равный площади отсека, умноженной на соответствующий удельный вес; б) силы давления воды на дно и боковые стороны отсека $P_{в1}$ и ΔW_i , равные среднему давлению воды, умноженному на площадь действия;

4) определяют для каждого отсека по известному весу и давлению воды результирующую силу R_i (в соответствующих случаях силу R_i можно определять с учетом сейсмических воздействий);

5) заканчивают расчет графическим построением. Задав коэффициент запаса устойчивости k_2 , определяют величины $c_{м1} = c_1/k_2$ и $\varphi_{м1} = \varphi_1/k_2$ и строят многоугольник сил для всех отсеков, начиная с любого конца. Если многоугольник сил не замкнется, то принимают другое значение коэффициента устойчивости и повторяют построение, пока не будет достигнута замкнутость многоугольника сил.

Искомое значение коэффициента запаса существующим образом зависит от принятого направления внутренних сил взаимодействия между отсеками, которое может изменяться в пределах $0 < \epsilon' < \varphi$. Влияние принятого направления сил взаимодействия между отсеками на величину k_2 иллюстрируется примером на рис. 9.7, в. Сопоставительные расчеты показывают, что при $\epsilon' = \alpha$ графический метод дает практически такие же результаты, как расчеты по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения.

9.1.4. Расчет устойчивости экрана и защитного слоя

Устойчивость экрана и защитного слоя проверяют в предположении круглоцилиндрических и плоских поверхностей скольжения. Круглоцилиндрические поверхности скольжения проводят внутри экрана, плоские — по контакту защитного слоя и экрана (проверка устойчивости защитного слоя) и по контакту экрана и верховой упорной призмы (проверка устойчивости экрана вместе с защитным слоем).

При расчетах по плоским поверхностям скольжения коэффициент запаса устойчивости k_2 определяют как отношение пассивного $E_п$

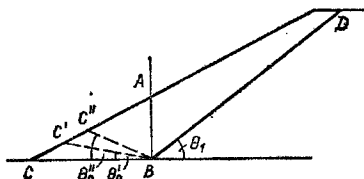


Рис. 9.8. Схема к расчету устойчивости экрана и защитного слоя

и активного $E_а$ давлений, действующих соответственно слева и справа от вертикали AB (рис. 9.8):

$$E_а = G_1 \cos \theta_1 \sin \theta_1; \quad (9.28)$$

$$E_п = G_1 \cos^2 \theta_1 \operatorname{tg} \varphi + G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \theta_a) + c + (L_1 \cos \theta_1 + L_2 \cos \theta_2), \quad (9.29)$$

где G_1 — вес экрана (или защитного слоя) справа от вертикали AB ; θ_1 — угол наклона экрана или защитного слоя к горизонту; φ — угол внутреннего трения (на контакте двух грунтов принимают меньшее значение); G_2 — вес части экрана (или защитного слоя) слева от вертикали AB , дающей минимальное значение члена $G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \theta_a)$; вычисляется подбором при различных значениях угла θ_a , которые рекомендуется задавать с интервалом 5° (часто наиболее неблагоприятный случай наблюдается при $\theta_a = 0$); c — сцепление (при расчете устойчивости защитного слоя принимают $c = 0$); L_1 и L_2 — длина экрана (на рис. 9.8 $L_1 = BD$) и основания части экрана слева от вертикали AB при минимальном значении члена $G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \theta_a)$ (на рис. 9.8 $L_2 = BC$).

Устойчивость экрана и защитного слоя при плоских поверхностях обрушения можно также проверить графическим способом, принимая $\epsilon' = \alpha$ (см. п. 9.1.3). Этот способ дает практически такие же результаты, как и расчет по формуле (9.26).

9.1.5. Расчет устойчивости низового откоса на оплывание в месте выхода фильтрационного потока на его поверхность

Расчет сводится к проверке возможности местного выпора грунта под действием фильтрационных сил в зоне выхода фильтрационного потока на низовый откос.

Уравнение равновесия для единицы объема грунта на откосе (точка A на рис. 9.9) имеет следующий вид (все силы проектируют на поверхность откоса):

$$\gamma_w l + \gamma_{вв} \sin \alpha = \gamma_{вв} \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi, \quad (9.30)$$

где γ_w — удельный вес воды; l — градиент фильтрационного потока на выходе; принимают $l = \sin \alpha$; $\gamma_{вв}$ — удельный вес взвешенного грунта; α — угол наклона откоса к горизонту; φ — угол внутреннего трения грунта.

Из выражения (9.30) получаем значение угла внутреннего трения, при котором обеспечивается устойчивость низового откоса на местный фильтрационный выпор грунта:

$$\operatorname{tg} \varphi \geq (\gamma_w + \gamma_{вв}) \operatorname{tg} \alpha / \gamma_{вв}, \quad (9.31)$$

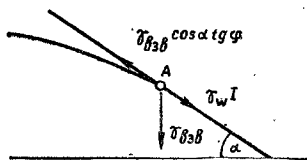


Рис. 9.9. Схема к расчету устойчивости откоса на оплывание

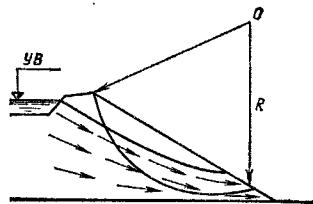


Рис. 9.10. Схема к расчету устойчивости откосов намывных плотин

или, если принять $\gamma_{\text{лва}} \approx 1$,

$$\operatorname{tg} \varphi \geq 2 \operatorname{tg} \alpha. \quad (9.32)$$

9.1.6. Особенности расчетов устойчивости откосов намывных плотин

Для откосов намывных плотин наиболее неблагоприятным в отношении устойчивости может оказаться один из этапов возведения сооружения. Проведение расчетов по круглоцилиндрическим или ломаным поверхностям скольжения для строительного периода требует учета порового давления воды вследствие инфильтрации с пляжа намыва, а также фильтрации из прудка-отстойника (рис. 9.10) и консолидации ядра при двусторонней схеме намыва.

При необходимости следует учитывать анизотропию прочностных и фильтрационных свойств грунта, намытого в тело плотины.

Для откосов плотин с ядром необходимо также выполнять расчеты устойчивости, в которых воздействие неконсолидированного ядра принимается в качестве внешней нагрузки, приложенной к внутренней грани боковой (упорной) призмы. Методика оценки устойчивости с использованием этой расчетной схемы приведена в п. 22.2.

9.1.7. Особенности расчетов устойчивости откосов каменно-земляных и каменнонабросных плотин

При расчетах устойчивости откосов каменно-земляных плотин аналогично земляным откосам рассматривают возможность ополза-

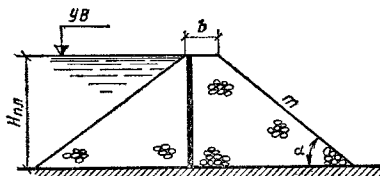


Рис. 9.11. Схема к расчету устойчивости на сдвиг каменнонабросной плотины с диафрагмой

ния массива грунта по круглоцилиндрическим либо ломаным поверхностям обрушения.

При расчетах устойчивости откосов плотин, расположенных в узких створах, применение обычных расчетных методов, в которых сооружение рассматривают как плоскую конструкцию, в известной мере условно, поскольку при этом не учитывается влияние бортов каньона. В связи с этим сделаны первые попытки решения задачи путем рассмотрения плотины как пространственной конструкции, однако эти предложения пока еще мало апробированы на практике.

Устойчивость откосов каменнонабросных плотин ориентировочно можно определять по формуле

$$k_3 = \operatorname{tg} \varphi / \operatorname{tg} \alpha. \quad (9.33)$$

Устойчивость каменно-земляных и каменнонабросных плотин против сдвига бывает обеспечена практически всегда и в большинстве случаев проверки не требует. Наиболее неблагоприятны условия работы в отношении сдвига по основанию у плотин с диафрагмой (рис. 9.11); их устойчивость на сдвиг может быть проверена по формуле

$$k_3 = \frac{f \gamma_1 (b H_{\text{пл}} + 0,5 H_{\text{пл}}^2 \operatorname{ctg} \alpha)}{0,5 \gamma_w H_{\text{пл}}^2}, \quad (9.34)$$

где f — коэффициент трения наброски (кладки) по основанию; γ_1 — удельный вес наброски; b — ширина плотины по гребню; $H_{\text{пл}}$ — высота плотины; $m = \operatorname{ctg} \alpha$ — заложение низового откоса; γ_w — удельный вес воды.

9.2. Поровое давление

Поровое давление консолидации возникает в глинистых грунтах основания и тела земляных и каменно-земляных плотин в процессе их уплотнения под действием внешних сил (собственного веса вышележащего грунта, давления воды в верхнем бьефе).

Расчет порового давления в глинистых грунтах, слагающих тело, ядро, экран или основание земляных и каменно-земляных плотин, следует производить лишь в тех случаях, когда грунт является водонасыщенным со

степенью влажности $G \geq 0,85$ и имеет коэффициент фильтрации $k_f < (5 \dots 10) 10^{-6}$ см/с.

Согласно СНиП II-53-73, поровое давление необходимо учитывать при расчетах устойчивости откосов и осадки земляных насыпных и намытых плотин, ядер и экранов каменно-земляных плотин высотой более 40 м, а также при расчетах плотин высотой менее 40 м в следующих случаях: а) при намыве грунта или отсыпке его в воду; б) при возведении плотины из маловодопроницаемого грунта; в) при наличии в основании плотины глинистых грунтов мягкопластичной, текучепластичной и текучей консистенции.

В настоящее время наибольшее распространение получили способы определения порового давления на основе теории фильтрационной консолидации глинистых грунтов в постановке В. А. Флорина. Метод определения порового давления, разработанный В. А. Флориным, в принципе позволяет учесть неоднородность и анизотропность грунта, переменность характеристик его сжимаемости и водопроницаемости в процессе консолидации, любой закон деформируемости «скелета» грунта, любую форму рассматриваемой области земляной среды, изменение во времени внешней нагрузки и граничных условий.

Предложен также способ определения порового давления в ядрах плотин исходя из решения задачи об уплотнении трехфазного грунта с учетом ползучих свойств его «скелета» (одномерная задача) *.

Для случая уплотнения трехфазной земляной среды, деформирующейся в условиях плоской задачи, решение дифференциального уравнения консолидации может быть получено способом конечных разностей с использованием ЭВМ; составлены программы для расчетов

порового давления в основании и теле земляных и каменно-земляных плотин в период их строительства и эксплуатации (до установления стационарного режима фильтрации) **.

Наибольшее практическое значение имеет задача о распределении порового давления в ядрах высоких плотин в процессе их строительства и эксплуатации.

Решение дифференциального уравнения консолидации трехфазного грунта в замкнутом виде применительно к консолидации ядер плотин разработано во ВНИИ ВОДГЕО в предположении горизонтального оттока воды в процессе консолидации. В этом случае поровое давление может быть определено с учетом действия нагрузки от веса вышележащего грунта, которая нарастает в период строительства с некоторой постоянной скоростью, и изменения граничных значений напорной функции при наполнении водохранилища; может быть учтена также переменность характеристик грунта по высоте ядра.

Решения одномерной по оттоку воды задачи применимы только к тонким ядрам при $2 l_{00} \leq 0,5 H_{пл}$, где l_{00} — ширина ядра на контакте с основанием; $H_{пл}$ — высота плотины.

Если нагрузка от собственного веса грунта нарастает в строительный период с постоянной скоростью (рис. 9.12), поровое давление от веса вышележащего грунта P_g^* в любой момент времени t после окончания строительства может быть вычислено по формуле

$$P_g^*(x, t) = \frac{4}{\pi k} \alpha u \sum_{1,3,5, \dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} [e^{i^2 \mu (t_k - t)} - e^{-i^2 \mu (t - t_k)}] \sin \frac{i \pi (l_y - x)}{2 l_y}, \quad (9.35)$$

* Гольдин А. А. Расчет уплотнения глинистого ядра высокой плотины с учетом вязких свойств скелета грунта. — Изв. ВНИИГ, 1966, т. 80.

** Пособие по определению порового давления в основании и теле плотин с применением ЭВМ типа М-20. М., Гидропроект, 1970.

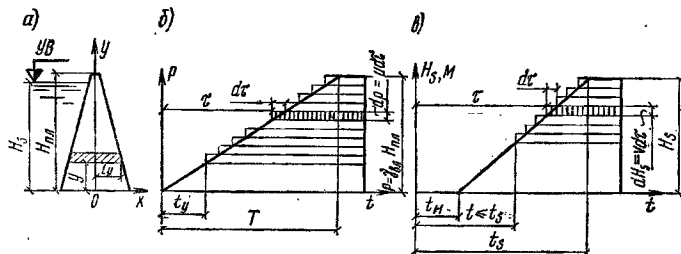


Рис. 9.12. Схема к расчету порового давления в ядре плотины

а — схема ядра; б — график нарастания нагрузки от собственного веса грунта; в — график наполнения водохранилища

где $\alpha = P_{в. \max} / P_{п}$ — коэффициент порового давления (здесь $P_{п}$ — полная нагрузка на рассматриваемый элементарный слой); $u = \gamma_{вд} H_{пл} / t_{ж}$ — скорость нарастания нагрузки (здесь $\gamma_{вд}$ — удельный вес влажного грунта; $H_{пл}$ — высота плотины; $t_{ж}$ — срок строительства ядра);

$$\mu = \frac{\pi^2 c}{4l_y^2} \quad (9.36)$$

[здесь l_y — полуширина ядра на высоте y от подошвы плотины (см. рис. 9.12);

$$c = \frac{\lambda k_{ф} (1 + e_{ср})}{\gamma_w a}; \quad (9.37)$$

$$\lambda = \frac{(P_a + \alpha P_{п})^2}{(P_a + \alpha P_{п})^2 + (1 + e_{ср}) P_a V_0 / a}; \quad (9.38)$$

$k_{ф}$ — коэффициент фильтрации материала ядра;

$e_{ср}$ — среднее значение коэффициента пористости; γ_w — удельный вес воды; a — коэффициент уплотнения, определяемый по компрессионной кривой; P_a — атмосферное давление; V_0 — начальный объем воздуха в единице объема грунта; t_y — продолжительность возведения плотины до уровня y (см. рис. 9.12).

Характеристики λ , $k_{ф}$, e , a принимают переменными по высоте ядра, численно равными их средним значениям при изменении сжимающих напряжений в «скелете» грунта от 0 до $P = \gamma_{вд} (H_{пл} - y)$.

При постепенном наполнении водохранилища, в соответствии с графиком на рис. 9.12, в, поровое давление от действия только напорной функции $P_{в}^s$ в любой момент времени t после окончания наполнения водохранилища будет равно:

$$P_{в}^s(x, t) = \sigma \gamma_w \left\{ \frac{l_y - x}{2l_y} (t_s - t_s, y) + \frac{2}{\pi i} \times \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\bar{\alpha}(i)}{i^3} \sin \frac{i\pi(l_y - x)}{2l_y} [e^{-i^2\mu(t-t_s)} - e^{-i^2\mu(t-t_s, y)}] \right\}, \quad (9.39)$$

где $v = H_s / (t_s - t_{п})$ — скорость подъема уровня воды в верхнем бьефе; $\bar{\alpha}(i) = 1$ при четных значениях i и $\bar{\alpha}(i) = 2\alpha - 1$ при нечетных значениях i .

Полное поровое давление $P_{в}$ от веса вышележащего грунта и действия напорной функции в любой момент времени на основании принципа суперпозиции равно

$$P_{в} = P_{в}^q + (P_{в}^s - \bar{P}_{в}^q). \quad (9.40)$$

Член $\bar{P}_{в}^q$ в формуле (9.40) учитывает уменьшение порового давления в слоях грунта, расположенных ниже уровня воды в верхнем бьефе вследствие взвешивания. Значения $\bar{P}_{в}^q$ определяют по формуле (9.35), принимая удельный вес взвешенного грунта.

Формулы (9.35) и (9.39) можно использовать и для определения значений порового

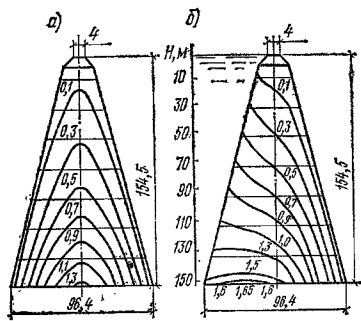


Рис. 9.13. Линии равного порового давления к концу возведения ядра плотины в МПа

а — от собственного веса грунта; б — с учетом давления воды в верхнем бьефе

давления $P_{в}^q$ и $P_{в}^s$ в период возведения сооружения или наполнения водохранилища, т. е. в любой момент времени t_1 , меньший t_1 или t_s . В этом случае условно принимают, что строительство ядра или наполнение водохранилища закончено в момент времени t_1 .

Быстрая сходимость рядов, входящих в формулы (9.35) и (9.39), позволяет в практических расчетах ограничиться одним или двумя первыми членами.

При $t \rightarrow \infty$ поровое давление стабилизируется, и формулы (9.35) и (9.39) принимают вид.

$$\lim_{t \rightarrow \infty} P_{в}^q = 0; \quad (9.41)$$

$$\lim_{t \rightarrow \infty} P_{в}^s = \sigma \gamma_w \frac{l_y - x}{2l_y} (t_s - t_s, y). \quad (9.42)$$

Таким образом, в конечном счете поровое давление $P_{в}^s$ распределяется в поперечных сечениях ядра по линейному закону, изменяясь от $P_{в}^s = \sigma \gamma_w (t_s - t_s, y) = \gamma_w (H_s - y)$ на верхней грани ($x = -l$) до $P_{в}^s = 0$ на нижней грани ($x = l$).

На рис. 9.13 показан вид линий равного порового давления в ядре плотины в момент окончания строительства только от собственного веса грунта и с учетом давления воды в верхнем бьефе.

Если ширина ядра по подошве превышает половину его высоты или все тело плотины возводит из связанного грунта, поровое давление в любой точке с координатами y , x в момент окончания строительства может быть определено по приближенной зависимости:

$$P_{в} = \alpha \gamma_{вд} (H_{пл} - y) \sin \frac{\pi(l_y - x)}{2l_y}. \quad (9.43)$$

Следует иметь в виду, что зависимость (9.43) не учитывает консолидации грунта за период строительства, поэтому полученные по ней значения порового давления будут тем точнее, чем быстрее возводится сооружение.

9.3. Прогноз деформаций

9.3.1. Общие положения

Осадка плотин складывается из осадки, возникающей вследствие сжатия материала тела плотины, и осадки основания (см. гл. 2). Осадки рассчитывают для уточнения общего объема работ по возведению плотины, определения необходимой величины строительного подъема сооружения и величины неравномерности осадки различных его частей.

Согласно СНиП II-53-73, расчеты осадок необходимо выполнять для плотины высотой более 40 м, а также для плотин меньшей высоты при их возведении из маловодопроницаемого грунта, при возведении на основании из глинистых грунтов мягкопластичной, текуче-пластичной и текучей консистенции, а также при возведении наывом или отсыпкой в воду. В остальных случаях для прогноза осадок можно использовать приближенные зависимости.

Осадки рассчитывают в характерных поперечных сечениях плотины по нескольким вертикалям, проходящим в элементах сооружения из различного материала (ядрах, упорных призмах и т. п.).

В процессе строительства и эксплуатации наряду с осадками наблюдаются также горизонтальные перемещения в продольном и поперечном направлениях.

Прогноз горизонтальных перемещений плотины выполняют, как правило, основываясь на данных натуральных наблюдений на плотинах аналогичной конструкции, построенных в подобных условиях.

Как показывают данные натуральных наблюдений, деформации каменно-земляных и каменнонабросных плотин зависят от многих факторов: типа и местоположения противофильтрационного устройства, степени уплотнения и деформативных свойств материала, слагающего тело плотины, возможных деформаций основания, крутизны бортов каньона, внешних (например, сейсмических) воздействий, времени.

Для приближенной оценки вертикальных деформаций гребня могут быть использованы эмпирические зависимости, предложенные различными авторами на основании обработки данных натуральных наблюдений. Для определе-

ния осадок S гребня высоких плотин наибольшее распространение имеет формула Лаутона и Лестера, полученная на основе анализа осадок 25 плотин, построенных в период 1941—1962 гг:

$$S = 0,001H_{пл}^2, \quad (9.44)$$

где $H_{пл}$ — высота плотины, м.

Осадка гребня плотин низких и средней высоты обычно не превышает 1 % высоты сооружения.

Горизонтальные перемещения гребня плотины из крупнообломочных грунтов по нормали к оси сооружения могут происходить в зависимости от колебаний уровня воды в водохранилище как в сторону верхнего, так и в сторону нижнего бьефа. По абсолютной величине они меньше вертикальных перемещений и по имеющимся данным натуральных наблюдений не превышают 0,3—0,5 % высоты плотины. Ориентировочно можно принимать горизонтальные перемещения гребня равными осадке гребня после окончания заполнения водохранилища.

В результате неравномерных осадок по длине сооружения, которые определяются формой створа, воздействием воды при наполнении водохранилища, а в некоторых случаях сейсмическими воздействиями, могут возникнуть горизонтальные перемещения вдоль оси плотины. Как показывают данные натуральных наблюдений (плотины Инфернилло, Серр-Понсон, Гепач и др.), эти перемещения происходят таким образом, что в русловой части наблюдается сжатие, а на некотором удалении от бортов возникают растягивающие напряжения, при определенном значении которых в грунтовых противофильтрационных элементах возможно образование трещин.

Необходимо подчеркнуть, что прогноз возможных деформаций сооружений в зависимости только от его высоты является грубо ориентировочным, поскольку при этом совершенно не учитываются деформативные свойства материала и фактор времени. Следует также иметь в виду, что при использовании в проектной практике аналогов и эмпирических зависимостей, основанных на данных натуральных наблюдений над построенными ранее плотинами, необходимо учитывать современность этих аналогов по их конструкции и способу возведения.

Далее приведены некоторые наиболее простые методы расчета вертикальных деформаций плотины или элементов плотины из глинистых и крупнообломочных грунтов с учетом деформативных свойств материала и фактора времени.

9.3.2. Расчет осадок плотин или элементов плотин из глинистых грунтов

Расчет осадок плотин или элементов плотин из глинистых грунтов выполняют с учетом порового давления консолидации (см. п. 9.2).

Осадку в любой момент строительства и эксплуатации сооружения определяют по формуле

$$S_{i,t-t_2} = \sum_{i=1}^{i=k_{i_2}} \Delta h \frac{e_{fi} - e_{fi}}{1 + e_{fi}}, \quad (9.45)$$

где k_{i_2} — порядковый номер элементарного слоя, возведенного к моменту времени t_2 ; Δh — толщина элементарного слоя грунта; e_{fi} и e_{fi} — коэффициенты пористости грунта, определяемые по компрессионной кривой в зависимости от сжимающих напряжений в «скелете» грунта на уровне слоя i ; сжимающие напряжения в «скелете» грунта определяют как разность водного напряжения и порового давления в соответствующие моменты времени t_1 и t_2 ; полное напряжение приближенно определяют как произведение удельного веса грунта на высоту массива, возведенного над рассматриваемой точкой, а поровое давление в любой момент времени подсчитывают по формулам (9.35) и (9.39).

9.3.3. Расчет осадок элементов из крупнообломочных грунтов каменно-земляных и каменисто-набросных плотин

Согласно СНиП II-53-73, осадку элементов из крупнообломочных грунтов каменно-земляных и каменисто-набросных плотин в период строительства и в процессе эксплуатации следует определять на основании экспериментальных исследований сжимаемости крупнообломочных грунтов с учетом фактора времени.

Как показывают результаты экспериментальных исследований и натурных наблюдений за осадками каменно-земляных и каменисто-набросных плотин, в большинстве случаев существует линейная зависимость деформаций крупнообломочных грунтов от напряжений и нелинейная связь между деформациями и временем. При этом реологическое уравнение состояния крупнообломочного грунта в условиях невозможности бокового расширения, устанавливающее зависимость деформации от мгновенно приложенного и неизменного во времени напряжения и времени, может быть записано в виде:

$$e = \frac{\sigma}{E_M} + \frac{\sigma t}{\theta + \lambda t}, \quad (9.46)$$

где e — относительная деформация; σ — вертикальное напряжение, МПа; E_M — модуль мгновенной деформации материала, МПа; t — время; θ , λ — эмпирические параметры, характеризующие деформацию ползучести, измеренные соответственно в МПа-год и в МПа.

Пользуясь уравнением (9.46), можно решать задачу о вертикальных перемещениях в массиве из крупнообломочного грунта с уче-

том ползучести под действием постепенно нарастающей или мгновенно приложенной нагрузки от собственного веса материала. Вывод расчетных зависимостей в соответствии с экспериментальными данными основывается на возможности использования для описания ползучести крупнообломочных грунтов при переменной нагрузке принципа наложения.

Если плотина возводится с постоянной скоростью, вертикальные перемещения на любом уровне сооружения y в момент времени t определяются выражением:

$$S_{y,t} = v \left(\frac{1}{E_M} + \frac{1}{\lambda} \right) (T - t_y) y + v \frac{\theta}{\lambda^2} \times \\ \times y \ln \left(1 - \frac{\lambda}{\theta} t_y \right) + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^2} (A \ln A - B \ln B + \\ + C \ln C - \theta \ln \theta), \quad (9.47)$$

где $v = \sigma/t$ — скорость нарастания вертикальных напряжений, МПа/год; T — продолжительность периода строительства; t_y — продолжительность возведения сооружения до уровня y ; $t_y = t - T$; γ — удельный вес грунта, Н/м³; $A = \theta + \lambda(t - t_y)$; $B = \theta + \lambda t$; $C = \theta + \lambda t_y$.

В момент окончания строительства при $t = T$:

$$S_{y,T} = v \left(\frac{1}{E_M} + \frac{1}{\lambda} \right) (T - t_y) y + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^2} (\bar{A} \ln \bar{A} - \\ - \bar{B} \ln \bar{B} + C \ln C - \theta \ln \theta), \quad (9.48)$$

где $\bar{A} = \theta + \lambda(T - t_y)$; $\bar{B} = \theta + \lambda T$.

Максимальную осадку за период строительства будет иметь точка с координатой y , для которой $dS_{y,T}/dy = 0$. Это условие выполняется при $y = H_{пл}/2$. Таким образом, эпюра распределения осадок в момент окончания строительства имеет параболический характер с максимумом в точке $y = H/2$.

Осадка любой точки тела плотины только за период эксплуатации может быть найдена по формуле

$$S_{y,t_2} = v \frac{\theta}{\lambda^2} y \ln \left(1 - \frac{\lambda}{\theta} t_y \right) + \\ + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^2} (A \ln A - \bar{A} \ln \bar{A} + \bar{B} \ln \bar{B} - B \ln B), \quad (9.49)$$

Полное суммарное сжатие всех слоев плотины к моменту окончания строительства T равно:

$$S_{стр} = v \left(\frac{1}{E_M} + \frac{1}{\lambda} \right) \frac{TH}{2} + vH \frac{\theta}{\lambda^2} \ln \theta + \\ + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^2} [\theta (\ln \theta - 1) - \bar{B} (\ln \bar{B} + 1)]. \quad (9.50)$$

Формула (9.50) может быть использована для уточнения объема материала, который необходимо уложить в сооружение с некото-

ТАБЛИЦА 9.2. ЗНАЧЕНИЯ ЭМПИРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ E_m , θ , λ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ
ОБРАБОТКИ ДАННЫХ НАТУРНЫХ НАБЛЮДЕНИИ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ РЯДА ПЛОТИН

Плотина	Год окончания строительства	Грунтовой материал плотины	γ , Н/см ³	$H_{пл}$	u	T	t_y	σ , МПа/год	E_m , МПа	θ , МПа-год	λ , МПа
				см		годы					
Сольт-Спрингс	1931	Гранит, максимальный вес камней 10—15 т, содержание фракции мельче 10 см более 3 %	0,0180	10 000	10 000	1,89	1,80	1,00	40	210,0	68
Широковская	1947	Известняк, песчаник	0,0162	4 000	1 700	1,92	0,84	0,34	9	26,0	12
Инфернилло:											
низовая призма	1963	Диорит, максимальный размер камней 0,6 м	0,0200	10 500	10 000	1,08	1,03	1,94	23	15,0	130
верховая призма	1963	То же	0,0235	10 600	10 000	1,08	1,02	2,30	100	5,5	66
Гепач:											
низовая призма	1964	Гнейс, максимальный размер камней 0,5—1,8 м, содержание фракций мельче 10 см до 60 %, фракций мельче 2 см до 8 %	0,0195	8 100	8 100	0,83	0,83	1,91	50	8,5	20
верховая призма	1964	То же	0,0231	7 700	7 700	0,83	0,83	2,14	—	3,5	14

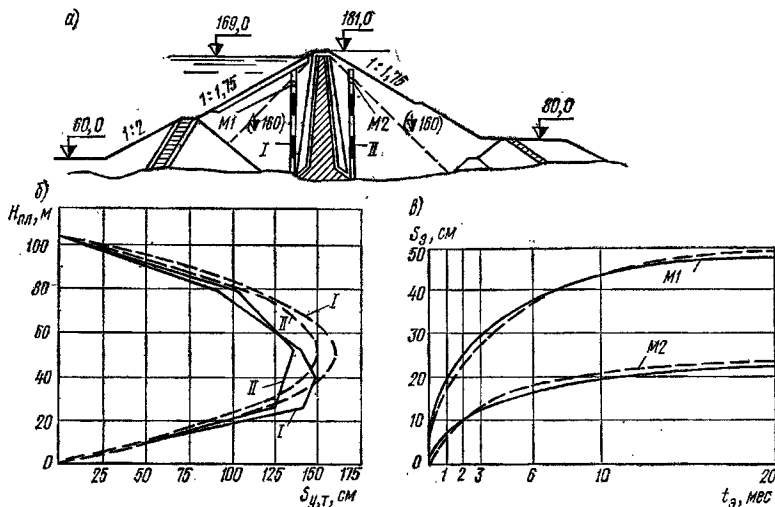


Рис. 9.14. Пример вертикальных перемещений в массиве из крупнообломочного грунта

а — поперечный профиль плотины Инферильдо; б — распределение вертикальных перемещений к концу строительства; в — эксплуатационные осадки в точках M1 и M2; сплошные линии — натурные наблюдения; пунктирные линии — расчетные данные

рой начальной плотностью сложения, чтобы достигнуть проектной отметки гребня.

Расчетные параметры деформируемости Σ_m , θ , λ определяют по обрабатываемым, согласно выражению (9.45), результатам экспериментов с соответствующим крупнообломочным материалом.

Для предварительных расчетов величины E_m , θ , λ можно принимать в соответствии с результатами обработки данных натуральных наблюдений за деформациями ряда плотин (табл. 9.2). В связи с тем, что все параметры в табл. 9.2 даны в системе СИ, в последние члены формул (9.45) — (9.48) необходимо вводить масштабный коэффициент 100.

В качестве примера на рис. 9.14 показаны данные натуральных наблюдений за вертикальными перемещениями в верхней и нижней упорных призмах к концу строительства и эксплуатационными осадками в некоторых точках плотины Инферильдо и их описание по выражениям (9.48) и (9.49) при параметрах деформируемости, приведенных в табл. 9.2.

Если массив из крупнообломочного грунта возведен мгновенно, перемещение точки на уровне y в любой момент эксплуатационного периода t равно

$$S_{y,t} = \gamma \left(\frac{1}{E_m} + \frac{t}{\theta + \lambda t} \right) \left(Hy - \frac{y^2}{2} \right). \quad (9.51)$$

Осадка гребня в любой момент времени может быть подсчитана по выражению

$$S_{H_{пл},t} = \frac{\gamma H_{пл}^2}{2} \left(\frac{1}{E_m} + \frac{t}{\theta + \lambda t} \right). \quad (9.52)$$

9.4. Расчеты напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин*

В соответствии со СНиП II-53-73, для плотин I и II классов высотой более 70 м необходимо проводить расчеты напряженно-деформированного состояния. Результаты этих расчетов используют для определения осадок и горизонтальных смещений тела плотины, при расчете консолидации ядер и экранов, при оценке прочности и устойчивости тела плотины. В настоящее время для расчетов напряженно-деформированного состояния плотин из грунтовых материалов применяют численные методы решения уравнений, описывающих колебания сплошных сред, или методы строительной механики. Наибольшее распространение получили метод конечных разностей и метод конечных элементов. При этом вид уравнения зависит от того, какие условия работы сооружения учитывают при расчете.

* Написано канд. техн. наук Т. С. Атраховой.

Реальное напряженное состояние плотины складывается из статической и динамической компонент. В результате статического и динамического воздействий в отдельных точках плотины в некоторые моменты времени может возникнуть одно из следующих состояний грунта: допределенное, предельное и запределенное. Остаточные деформации возникают вследствие накопления деформаций в период предельного и запределенного состояний.

При сильных сейсмических воздействиях расчет плотины значительно усложняется из-за возникновения остаточных деформаций и нарушения принятой связи между напряжениями и деформациями. В связи с этим различают три области работы сооружения:

- 1) соответствующая упругой стадии работы при малом импульсе воздействия;
- 2) характеризующаяся возникновением сдвигов в сыпучей среде и появлением больших перемещений в теле плотины;
- 3) отвечающая сыпучей среде, в которой произошло переуплотнение частиц, в результате чего плотина получила повышенную жесткость.

В двух последних областях связь между деформациями и напряжениями будет нелинейной. Этот нелинейный закон необходимо получить из специально поставленных опытов.

Таким образом, для расчета напряженного состояния необходимо иметь общие уравнения механики сплошной среды, состоящие из уравнений движения и уравнений неразрывности. Уравнения состояния для исследуемого грунта замыкают эти системы уравнений.

9.5. Учет сейсмических сил*

Для оценки сейсмостойкости плотин из грунтовых материалов определяют сейсмические нагрузки, учитывая их в качестве дополнительных сдвигающих нагрузок к статическим. Тогда формула для коэффициента запаса устойчивости рассматриваемого отсека обрушения будет иметь вид:

$$k_a = \frac{M_{уд}}{M_{сдв} + M_c} \quad (9.53)$$

где $M_{уд}$, $M_{сдв}$, M_c — моменты соответственно удерживающих, сдвигающих и сейсмических сил, приложенных в отсеках обрушения.

Сейсмическая нагрузка S определяется умножением значений ускорений S^* (в долях g) в точках приложения сил на соответствующие веса частей отсека (водонасыщенных и неводонасыщенных). Сейсмические ускоре-

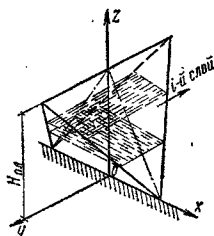


Рис. 9.15. Расчетная схема плотины в виде клина, заделанного в основание

ния для k -той точки плотины определяют по формуле

$$S_k^* = \sqrt{\sum_{i=1}^n (S_{ik}^*)^2}, \quad (9.54)$$

где n — число учитываемых форм колебаний; S_{ik}^* — сейсмическое ускорение для i -того тона колебаний в точке k .

Сейсмическое ускорение S_{ik}^* определяют решением уравнений вынужденных колебаний сооружения, составленных для выбранной расчетной схемы. Приблизительно значение сейсмического ускорения можно определить исходя из формулы (1.47). Для определения величин β_{ik}^0 и η_{ik} в этой формуле необходимо также решить уравнение свободных колебаний плотины.

Соответствие между реальным сооружением и динамической расчетной схемой в этом случае касается нескольких периодов и форм колебаний. По нормативной методике в качестве расчетной схемы принимают упругий клин, заделанный в жесткое основание и испытывающий только сдвиговые колебания (рис. 9.15).

Периоды собственных горизонтальных колебаний плотины из однородного материала длиной по гребню l_0 в высоте H для случая $l_0 \geq 4H_{пл}$ определяют по формуле

$$T_i = \frac{2\pi}{a_i c_s} H_{пл}, \quad (9.55)$$

где T_i — период собственных колебаний по i -той форме; a_i — коэффициент (корни функций Бесселя), принимаемый по табл. 9.3; c_s — скорость распространения поперечных волн в материале тела плотины, ее значение принимают по данным справочных пособий, экспериментальных исследований и взрывных воздействий.

При расположении плотин этого типа в узлах ущельях, т. е. при $l_0 < 4H_{пл}$, периоды колебаний определяют по формуле, прибли-

* Написано канд. техн. наук Т. С. Атраховой.

ТАБЛИЦА 9.3. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА a_i ДЛЯ ЧЕТЫРЕХ ТОНОВ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ

Номер тона	a_i
1	2,40
2	5,52
3	8,65
4	11,79

женно учитывающей форму устья:

$$T_{i,j} = \frac{2\pi}{a_i c_s} \frac{H_{пл}}{\sqrt{1 + \frac{j\pi}{a_j \Omega} \frac{H_{пл}}{l_0}}}, \quad (9.56)$$

где $i=1, 2, 3, \dots, n$; $j=1, 3, 5, \dots$; a_i, a_j — корни функций Бесселя для определения периодов собственных колебаний вдоль и поперек каньона;

$$\Omega = \frac{2}{3} \frac{1+p+\rho^2}{1+p}$$

[здесь $p=l/l_0$; l — длина плотины по подошве (или ширина устья в основании); для устья треугольной формы $\rho=0$, для устья прямоугольной формы $\rho=1$].

При расчете собственных форм колебаний для плотины из грунтовых материалов с учетом только горизонтальных смещений от сейсмического воздействия фундаментальные функции X_{ik} , определяющие формы колебаний в формуле (1.49), вычисляются по зависимости

$$X_{ik}(z_k) = J_0(a_i z_k / H_{пл}) / [a_i J_1(a_i)]. \quad (9.57)$$

Эта зависимость определяет относительное смещение каждого k -того уровня треугольного клина с координатой z_k . Здесь J_0 и J_1 — функции Бесселя нулевого и первого порядков. Значения коэффициента η_{ik} для четырех форм собственных колебаний, с учетом боковых колебаний, можно принимать по табл. 9.4.

ТАБЛИЦА 9.4. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА η_{ik} ДЛЯ ЧЕТЫРЕХ ФОРМ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ ТРЕУГОЛЬНОГО КЛИНА

$z_k/H_{пл}$	Значения η_{ik} при i			
	1	2	3	4
0,0	1,65	-1,07	0,86	0,73
0,1	1,58	-0,99	0,70	0,50
0,2	1,51	-0,77	0,32	0,02
0,3	1,40	-0,45	-0,08	0,26
0,4	1,25	-0,12	-0,32	0,19
0,5	1,07	0,18	-0,30	-0,09
0,6	0,87	0,37	-0,10	-0,22
0,7	0,65	0,43	0,14	-0,08
0,8	0,43	0,36	0,26	0,10
0,9	0,21	0,20	0,19	0,12
1,0	0,00	0,00	0,00	0,00

Здесь значение $z_k=0$ соответствует гребню плотины.

В случае расположения плотины из грунтовых материалов на нескальном основании при определении частот и форм собственных колебаний рекомендуется учитывать податливость основания. При этом формулы для вычисления периодов и форм колебаний остаются теми же, но в зависимости от степени податливости основания $K_{ос}$ изменяются значения корней функций Бесселя a_i . Степень податливости основания определяется соотношениями модулей Юнга тела плотины $E_{пл}$ и основания $E_{ос}$, коэффициента Пуассона основания $\mu_{ос}$ и коэффициента Фогта f :

$$K_{ос} = \frac{f E_{пл}}{2(1 + \mu_{ос}) E_{ос}}. \quad (9.58)$$

Коэффициент f при равномерно распределенных сдвигающих нагрузках, приложенных по контакту плотины с основанием, определяется соотношением сторон прямоугольника (табл. 9.5).

ТАБЛИЦА 9.5. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА f (ПРИ КОЭФФИЦИЕНТЕ ПУАССОНА ОСНОВАНИЯ В ПРЕДЕЛАХ 0,2—0,3)

b/a	f
2	1,4
4	1,8
8	2,2
12	2,4
20	2,7

Примечание. b — размер вдоль оси плотины; a — размер поперек гребня плотины.

При расчете сейсмических нагрузок плотин из грунтовых материалов на нескальных основаниях допускается учитывать три первых тона собственных колебаний. В табл. 9.6 и 9.7 приведены значения коэффициента a_i (корней функций Бесселя) и значения коэффициента форм колебаний η_{ik} с учетом податливости основания.

Расчетная схема для определения периодов и форм колебаний высоких плотин может быть

ТАБЛИЦА 9.6. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА a_i ДЛЯ ТРЕХ ТОНОВ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ ПЛОТИНЫ С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ

$K_{ос}$	Значения a_i при i		
	1	2	3
0,0	2,40	5,52	8,65
0,5	1,90	5,05	8,20
1,0	1,45	4,70	7,86
1,5	1,15	4,45	7,65
2,0	0,90	4,35	7,50

ТАБЛИЦА 9.7. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА η_{ik} ДЛЯ ТРЕХ ТОНОВ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ ПЛОТИН С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ

$z_k/H_{пл}$	Значения η_{ik} при $K_{ос}$								
	0,5			1			2		
	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=1$	$i=2$	$i=3$
0,0	1,53	-0,81	0,91	1,30	-0,85	0,80	1,14	-0,63	0,69
0,1	1,52	-0,76	0,78	1,27	-0,80	0,68	1,10	-0,60	0,60
0,2	1,47	-0,61	0,38	1,26	-0,66	0,38	1,10	-0,51	0,35
0,3	1,40	-0,39	-0,04	1,24	-0,48	0,04	1,09	-0,39	0,06
0,4	1,30	-0,15	-0,31	1,20	-0,24	-0,24	1,08	-0,23	-0,1
0,5	1,17	0,07	-0,40	1,12	-0,02	-0,32	1,06	-0,08	-0,2
0,6	1,03	0,24	-0,16	1,08	0,02	-0,21	1,03	0,06	-0,2
0,7	0,87	0,32	0,08	0,99	0,29	-0,01	1,00	0,17	-0,01
0,8	0,70	0,32	0,25	0,90	0,34	0,18	0,97	0,24	0,1
0,9	0,52	0,24	0,24	0,81	0,31	0,24	0,94	0,25	0,2
1,0	0,34	0,09	0,09	0,69	0,23	0,16	0,80	0,22	0,18

построена в виде сдвиговой балки, жестко заделанной в основании. Строятся она следующим образом: равнобедренный профиль плотины, разбитый на n слоев-трапеций (рис. 9.16), заменяется консолью с n сосредоточенными массами в центре тяжести трапеций. Единичные перемещения, полученные методом сил, позволяют составить уравнение равновесия для свободных колебаний в виде:

$$\bar{Y} = CM\ddot{Y}, \quad (9.59)$$

где \bar{Y} и \ddot{Y} — векторы смещения и ускорения масс схемы; C — матрица единичных перемещений; M — диагональная матрица масс.

Решение однородного дифференциального уравнения одним из итерационных методов на ЭВМ позволяет получить собственные частоты и формы колебаний расчетной схемы. Для определения первых пяти тонов колебаний достаточно расчетной схемы с десятью сосредоточенными массами. Нормирование относительных смещений проводится по формуле (1.49).

Более точно сейсмическую нагрузку на плотину определяют, пользуясь методом конечных элементов.

Учет присоединенной массы воды и гидродинамического давления описан в п. 1.2.8, там же приведены формулы для определения сейсмического давления грунта.

9.6. Температурные расчеты плотины, дна и берегов водохранилища

9.6.1. Стационарный температурный режим грунтовых нефилтрующих плотин

При допущении теплофизической однородности грунтов, образующих тело земляной



Рис. 9.16. Представление профиля плотины консолью с сосредоточенными массами

плотины, стационарное поле можно построить по формуле И. С. Моисеева, полученной для расчетной схемы плотинной неограниченной высоты.

На поверхности верхового откоса ниже НПУ задают постоянную положительную температуру воды в водохранилище t_1 , а выше линии уреза воды и по низовому откосу — среднегодовую отрицательную температуру наружного воздуха t_2 . Температуру в любой точке условного (симметричного) поперечного профиля (рис. 9.17, а) определяют по формуле

$$t(x, y) = t_2 + \frac{t_1 - t_2}{\pi} \times \arctg \frac{e^A}{\sqrt{\text{ctg}^2 B + 1} - e^A \text{ctg} B}, \quad (9.60)$$

где

$$A = \frac{\pi}{\alpha} \ln \frac{1}{h_0} \sqrt{\frac{x^2 + y^2}{\text{tg}^2 \frac{\alpha}{2} + 1}};$$

$$B = \frac{\pi}{\alpha} \arctg \frac{x + y \text{tg} \frac{\alpha}{2}}{y - x \text{tg} \frac{\alpha}{2}} \quad (9.61)$$

(h_0 — превышение гребня плотины над НПУ).

При различных заложениях откосов решение находят путем поворота осей координат по часовой стрелке на угол γ (рис. 9.17, б), равный

$$\gamma = \arctg \frac{1}{m_2} - \frac{\pi - \alpha}{2}, \quad (9.62)$$

где m_2 — заложение низового откоса.

Ширину талой зоны по подошве плотины определяют по зависимости

$$l = B_{пл} K_{от}, \quad (9.63)$$

где $B_{пл}$ — ширина плотин по подошве; $K_{от}$ — критерий предельного оттаивания плотины, соответствующий ее установившемуся температурному режиму.

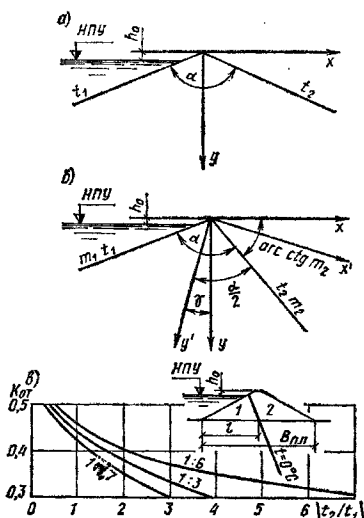


Рис. 9.17. Расчетные схемы и зависимости для определения положения нулевой изотермы в однородной плотине в условиях стационарного режима

a и *b* — расчетные схемы определения температурного поля соответственно симметричной и несимметричной однородной плотинами; K_{0T} — зависимость величины K_{0T} от отношения среднегодовых температур воды и воздуха t_w/t_a для мерзлых земляных плотин с крутизной откосов 1:1,7 ($\alpha=120^\circ$); 1:3 ($\alpha=140^\circ$); 1:6 ($\alpha=160^\circ$) при $h_0/H_{пл}=\frac{1}{4}$ для нахождения нулевой изотермы; 1 — талая зона; 2 — мерзлая зона

Значения величины K_{0T} при крутизне откосов 1:1,7; 1:3; 1:6 (симметричных или приведенных к симметричным плотинам) можно принимать по рис. 9.17, *a*.

Формулы (9.60) — (9.63) применимы для определения стационарного температурного режима однородных нефильтрующих грунтовых плотин независимо от их начального — талого или мерзлого — теплового состояния.

9.6.2. Нестационарный температурный режим грунтовых нефильтрующих талых и мерзлых плотин

При определении нестационарного температурного режима нефильтрующей земляной плотины и основания следует учитывать скрытую теплоту фазовых превращений влаги грунта. В двухмерной постановке расчет может быть выполнен с помощью ЭВМ на основе численного решения задачи Стефана по методикам, предложенным Р. Т. Шугаевой и Г. Л. Шульц.

В некоторых случаях для определения положения границы раздела талых и мерзлых

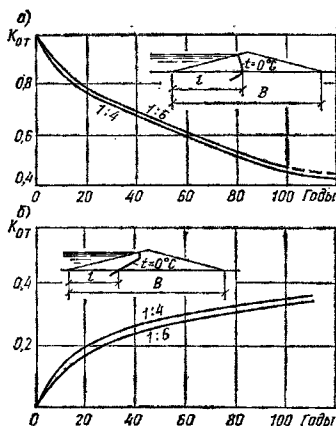


Рис. 9.18. Зависимость величины K_{0T} от времени для талых (*a*) и мерзлых (*b*) плотин при крутизне откосов 1:4 и 1:6

зон можно применять данные расчетов, полученные в работе В. И. Титовой, И. С. Клейна, Г. И. Кузнецова для однородных плотин с симметричным профилем. По результатам расчетов для талых и мерзлых плотин составлена зависимость величины $K_{0T}=t/B$ от времени (рис. 9.18). Расчеты проведены при следующих данных: влажность грунта тела плотины и основания в долях единицы $W=0,3$; плотность сухого грунта тела плотины $\rho_{пл} = 1800 \text{ кг/м}^3$; плотность грунта основания $\rho_{ос} = 1600 \text{ кг/м}^3$; удельная скрытая теплота фазового превращения воды $q=335 \text{ кДж/кг}$ (80 ккал/кг); температура фазового превращения влаги грунта $t_{\phi} = -0,05^\circ\text{C}$; теплопроводность талого грунта $\lambda_{\tau} = 1,74 \text{ Вт/(м}\cdot^\circ\text{C)}$ [1,5 ккал/(м·ч·°C)], теплопроводность мерзлого грунта $\lambda_{м} = 2,1 \text{ Вт/(м}\cdot^\circ\text{C)}$ [1,8 ккал/(м·ч·°C)], объемная теплоемкость талого грунта $c_{\tau} = 2890 \text{ кДж/(м}^3\cdot^\circ\text{C)}$ [690 ккал/(м³·°C)], объемная теплоемкость мерзлого грунта $c_{м} = 2000 \text{ кДж/(м}^3\cdot^\circ\text{C)}$ [480 ккал/(м³·°C)].

На верховом откосе плотины задавались месячные среднемесячные температуры воды в водохранилище, на низовом — месячные среднемесячные температуры воздуха (табл. 9.8). Начальная температура грунта принималась равной $+1^\circ\text{C}$ для плотины талого типа и -1°C для плотины мерзлого типа. Высота плотины $H_{пл} = 30 \text{ м}$, превышение гребня над расчетным уровнем воды $h_0 = 5 \text{ м}$, ширина плотины по гребню 5 м.

Мощность мерзлого основания принималась равной 60 м, температура мерзлого грун-

ТАБЛИЦА 9.8. РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ТЕМПЕРАТУРЫ ВОЗДУХА И ВОДЫ

Месяц	Среднегодовая температура, °С	
	воздуха	воды
Январь	-35,0	1,25
Февраль	-32,5	1,25
Март	-17,4	0,51
Апрель	-5,2	0,75
Май	2,9	5,10
Июнь	9,8	13,10
Июль	16,0	17,30
Август	15,6	13,30
Сентябрь	4,2	9,10
Октябрь	-5,8	3,50
Ноябрь	-29,2	1,50
Декабрь	-35,2	1,25
Среднегодовая	-9,4	5,7

та на глубине 60 м полагалась равной -4°C . Начальная температура в основании задавалась из решения одномерной задачи Стефана.

Результаты расчетов на ЭВМ двухмерной задачи оттаивания мерзлой плотины и промерзания талой плотины показали, что температурное поле в массиве верхового откоса мерзлой плотины и в массиве низового откоса талой плотины является практически одномерным в направлении нормали к откосу в течение длительного эксплуатационного периода (в рассмотренных примерах в течение первых 50 лет эксплуатации). В этом случае для определения глубины протаивания (промерзания) грунтовых плотин (пасыпей) может быть с достаточной для практических целей точностью использовано приближенное решение одномерной задачи Стефана, полученное Л. С. Лейбензоном:

$$x = \pi \sqrt{\tau}, \quad (9.64)$$

где x — глубина протаивания (промерзания) в направлении нормали к откосу, м; π — постоянный размерный коэффициент, м/с^{1/2}; τ — время, с.

Коэффициент π рассчитывают по формуле

$$\pi = \frac{\frac{\lambda_2 |t_0 - t_{\text{II}}|}{\sqrt{\pi a_2}} + \sqrt{\left(\frac{\lambda_2 (t_0 - t_{\text{II}})}{\sqrt{\pi a_2}}\right)^2 + 2q\lambda_1 \rho_2 W |t_0 - t_{\text{II}}|}}{q\rho_2 \times}, \quad (9.65)$$

где t_0 — начальная температура грунта; a_2 — температуропроводность грунта; t_{II} — температура поверхности грунта (среднегодовая температура воды при оттаивании грунта или среднегодовая температура воздуха при замерзании грунта); индекс «1» относится к возрастающей зоне грунта, «2» — к убывающей (в частности, при протаивании грунта индекс «2» будет относиться к мерзлой зоне).

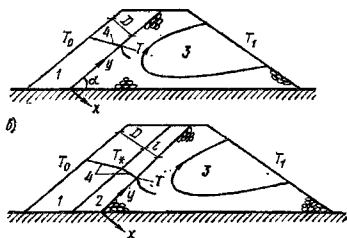


Рис. 9.19. Расчетные схемы к определению стационарного температурного режима противофильтрационного элемента каменно-земляной плотины. Условно показаны линии тока при естественной конвекции воздуха в низовой призме (низовой откос свободной воздухопроницаемый)

1 — противофильтрационный элемент; 2 — переходный слой; 3 — низовая призма; 4 — условный температурный профиль в сечении противофильтрационного элемента

9.6.3. Стационарный температурный режим противофильтрационного элемента каменно-земляной плотины

Температурный режим каменно-земляных плотин, возводимых в районах с отрицательной среднегодовой температурой воздуха, в значительной мере определяется естественной конвекцией воздуха, возникающей в низовой призме в результате теплообмена ее с противофильтрационным элементом и окружающей атмосферой.

Далее приведен приближенный аналитический метод расчета температурного режима противофильтрационного элемента после многолетнего эксплуатационного периода (рис. 9.19). Использовано решение сопряженной задачи пористой (зернистой) среды и наклонной теплопроводной пластины конечной толщины, полученное И. С. Клейном на основе уравнений естественной конвекции в приближении пограничного слоя.

Поверхность низового откоса плотины считается свободной воздухопроницаемой. Рассматривается стационарная конвекция воздуха в области низовой призмы при постоянной температуре T_0 на верховой грани противофильтрационного элемента и постоянной температуре T_1 на поверхности низового откоса (T_0 — среднегодовая температура воды в водохранилище; T_1 — среднегодовая температура наружного воздуха). Учитывается квадратичная двучленная зависимость силы гидродинамического сопротивления от скорости фильтрации воздуха в низовой призме.

При отсутствии переходного слоя (фильтра) в предположении теплофизической однородности материала ядра (рис. 9.19, а) темпе-

ратуру на контакте противофильтрационного элемента и низовой призмы рассчитывают следующим образом.

Вначале определяют проницаемость наброски K и безразмерный структурный параметр R :

$$K = \frac{n^3}{5\omega^2}; \quad R = \frac{2,25(1-n)}{\Phi n^3}, \quad (9.66)$$

где

$$\omega = \frac{6(1-n)}{\Phi d}. \quad (9.67)$$

Здесь n — пористость наброски; Φ — коэффициент формы отдельных; d — средний диаметр отдельностей каменной наброски низовой призмы.

Далее вычисляют безразмерные параметры:

$$m = Rd^{-1} (K/\mu)^2 \rho^2 g \sin \alpha \cdot \beta (T_0 - T_1); \quad (9.68)$$

$$Ra_y = \frac{\rho g \sin \alpha \cdot \beta (T_0 - T_1) K C_0 y}{\lambda \mu \sqrt{1+m}}; \quad (9.69)$$

$$\gamma_y = \lambda D Ra_y^{1/2} / (y \lambda_1), \quad (9.70)$$

где μ , ρ , β , ω — соответственно динамическая вязкость, плотность, коэффициент температурного расширения и объемная теплосмощность воздуха; g — ускорение свободного падения; α — угол наклона противофильтрационного элемента к горизонту; λ — эффективная теплопроводность каменной наброски (среды камень — воздух); D — толщина противофильтрационного элемента по нормали; λ_1 — теплопроводность материала противофильтрационного элемента.

Затем определяют безразмерную величину Θ по зависимости, представленной на рис. 9.20, после чего находят температуру на контакте противофильтрационного элемента и каменной наброски в точке с координатой y по формуле

$$T = T_1 + \Theta (T_0 - T_1). \quad (9.71)$$

В случае когда имеется переходный слой (обратный фильтр) между противофильтрационным элементом и низовой призмой (рис. 9.19, б), принимают, что в переходном слое конвекция отсутствует, и передача тепла в нем осуществляется только теплопроводностью. Двухслойную систему противофильтрационный элемент — фильтр заменяют однослойной,

толщину и эффективную теплопроводность которой определяют по формулам:

$$D_{\text{эф}} = D + l; \quad (9.72)$$

$$\lambda_{1\text{эф}} = \frac{\lambda_1 \lambda_2 D_{\text{эф}}}{\lambda_1 l + \lambda_2 D}, \quad (9.73)$$

где l — толщина слоя фильтра; λ_2 — теплопроводность материала переходного слоя.

Температуру на контакте переходного слоя и низовой призмы рассчитывают по описанной методике с той лишь разницей, что при определении параметра γ_y по формуле (9.70) используют значения $D_{\text{эф}}$ и $\lambda_{1\text{эф}}$ из выражений (9.72), (9.73) вместо D и λ_1 :

$$\gamma_y = \lambda D_{\text{эф}} Ra_y^{1/2} / (y \lambda_{1\text{эф}}). \quad (9.74)$$

По значению параметра γ_y , используя график на рис. 9.20, определяют безразмерную величину Θ , после чего находят температуру на контакте фильтра и каменной наброски по формуле (9.71). Затем определяют температуру на низовой грани противофильтрационного элемента (на контакте элемента и слоя фильтра) по зависимости

$$T_* = \frac{\lambda_1 T_0 + \lambda_2 DT}{\lambda_1 l + \lambda_2 D}. \quad (9.75)$$

В поперечных сечениях противофильтрационного элемента температура линейно зависит от координаты. Линейная зависимость наблюдается и в поперечных сечениях слоя фильтра.

Диапазон применимости данной методики определяется неравенствами: $0,1 \leq y\sqrt{H} \leq 0,75$; $Ra_y \geq 500$; $DM(\bar{H}\lambda_1) \leq 0,1 \dots 0,2$; $D_{\text{эф}}\lambda_1 / (\bar{H}\lambda_{1\text{эф}}) \leq 0,1 \dots 0,2$. Здесь $\bar{H} = H_{\text{пл}}/\sin \alpha$, где $H_{\text{пл}}$ — высота плотины.

Пример 9.1. Определить температурный режим вертикального ядра плотины при отсутствии переходного слоя (фильтра) между ядром и низовой каменной наброской.

Исходные расчетные данные: высота плотины $H_{\text{пл}} = 100$ м; толщина ядра $D = 25$ м; среднегодовая температура воды в водохранилище $T_0 = 4^\circ\text{C}$; среднегодовая температура наружного воздуха $T_1 = -7^\circ\text{C}$; средний диаметр отдельностей наброски $d = 0,3$ м; пористость наброски $n = 0,3$; коэффициент формы $\Phi = 0,7$; теплопроводность материала ядра $\lambda_1 = 1,86$ Вт/(м·°C); теплопроводность каменной наброски $\lambda = 0,46$ Вт/(м·°C); параметры воздуха приняты при $T = 0^\circ\text{C}$ и атмосферном давлении; плотность воздуха

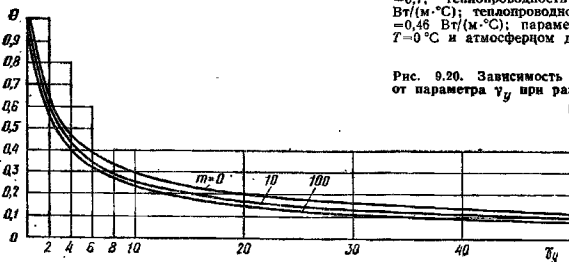


Рис. 9.20. Зависимость безразмерной величины Θ от параметра γ_y при различных значениях параметра m

ТАБЛИЦА 9.9. ДАННЫЕ РАСЧЕТА ТЕМПЕРАТУРНОГО РЕЖИМА КАМЕННО-ЗЕМЛЯНОЙ ПЛОТИНЫ С ЯДРОМ (ПЕРВЫЙ РАСЧЕТНЫЙ СЛУЧАЙ) И С ЯДРОМ И ПЕРЕХОДНЫМ СЛОЕМ (ВТОРОЙ РАСЧЕТНЫЙ СЛУЧАЙ)

y, м	Первый расчетный случай				Второй расчетный случай				
	Ra _y	γ _y	θ	T, °C	Ra _y	γ _y	θ	T	T _с
								°C	
10	1047	20,2	0,17	-5,13	1047	39,7	0,09	-6,00	-1,1
20	2095	14,3	0,21	-4,69	2095	26,0	0,13	-5,57	-0,9
30	3142	11,7	0,23	-4,47	3142	22,9	0,15	-5,35	-0,8
80	5237	9,0	0,27	-4,03	5237	17,8	0,18	-5,00	-0,6

$\rho = 1,29 \text{ кг/м}^3$; объемная теплоемкость воздуха $c_p = 1,3 \text{ кДж/(м}^3 \cdot \text{°C)}$; динамическая вязкость $\mu = 16,3 \cdot 10^{-6} \text{ Па} \cdot \text{с}$; коэффициент температурного расширения $\beta = 0,0035 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$; ускорение свободного падения $g = 9,81 \text{ м/с}^2$.

Решения в. Предварительно определяют величины ω , K и R по формулам (9.65) и (9.67):

$$\omega = \frac{6(1 - 0,3)}{0,7 \cdot 0,3} = 20 \text{ м}^{-1};$$

$$K = \frac{0,3^3}{5 \cdot 20^3} = 1,35 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2;$$

$$R = \frac{2,25(1 - 0,3)}{0,7 \cdot 0,3^3} = 83,3.$$

Далее по формуле (9.68) определяют параметр t :

$$t = \frac{83,3}{0,3} \left(\frac{1,35 \cdot 10^{-6}}{16,8 \cdot 10^{-6}} \right)^{1/2} \cdot 1,29^2 \cdot 9,8 \times \\ \times 0,0036 [4 - (7)] = 117,8.$$

Затем по формулам (9.69) и (9.70) вычисляют параметры Ra_y и γ_y для заданных значений y . Например, при $y = 10 \text{ м}$:

$$Ra_y = \frac{1,29 \cdot 9,81 \cdot 0,0036 \cdot 11 \cdot 1,35 \cdot 10^{-6} \times}{0,46 \cdot 16,8 \cdot 10^{-6} \times}$$

$$\rightarrow \frac{\times 1,3 \cdot 10^8 \cdot 10}{\times \sqrt{1 + 117,8}} = 1047;$$

$$\gamma_y = \frac{0,46 \cdot 25 \sqrt{1047}}{10 \cdot 1,86} = 20,2.$$

Значения величин Ra_y и γ_y для различных y даны в табл. 9.9.

С использованием параметра γ_y по графику на рис. 9.20 определяют безразмерную величину $\theta = 0,17$ и затем находят температуру T в точке с координатой y на контакте ядра с каменной наброской по формуле (9.71):

$$T = -7^\circ + 0,17 [4 - (-7)] = -5,13^\circ \text{C}.$$

Величины θ и T для различных y сведены в табл. 9.9.

Пример 9.2. Определить температурный режим вертикального ядра плотины при наличии переходного слоя (фильтра) из щебенчатого грунта между ядром и плывой каменнонаброской призмой.

Исходные расчетные данные: допустительно в расчетном давлении примера 9.1 задается: толщина слоя фильтра $l = 6 \text{ м}$; теплопроводность материала переходного слоя (щебня) $\lambda_0 = 0,46 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)}$.

Решение. Расчет проводят так же, как в примере 9.1, вплоть до определения значений Ra_y . Затем определяют эффективные характеристики по формулам (9.72) и (9.73):

$$D_{\text{эф}} = 25 + 6 = 31 \text{ м};$$

$$\lambda_{\text{изф}} = \frac{1,86 \cdot 0,46 \cdot 31}{0,46 \cdot 25 + 1,86 \cdot 6} = 1,17 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)};$$

и подсчитывают критерий γ_y согласно формуле (9.74), например, при $y = 10 \text{ м}$:

$$\gamma_y = \frac{0,46 \cdot 31 \sqrt{1047}}{10 \cdot 1,17} = 39,7.$$

Значения величин γ_y , θ , T и T_c для различных y даны в табл. 9.9.

9.6.4. Оттаивание дна в берегах водохранилища

А. Оттаивание дна водохранилища в условиях нестационарного режима. Глубина протаявания основания водохранилища в условиях одномерной задачи может быть определена по формулам (9.64) и (9.65).

Б. Стационарное температурное поле основания водохранилища. Для определения плоского стационарного температурного поля основания водохранилища при допущении теплофизической однородности грунтов может быть использована формула С. В. Томпсона:

$$t(x, y) = \frac{1}{\pi} (t_B - t_T) \left(\arctg \frac{0,5B - x}{y} + \right. \\ \left. + \arctg \frac{0,5B + x}{y} \right) + t_T + Gy, \quad (9.76)$$

где $t(x, y)$ — искомая температура в данной точке грунтового массива основания; t_B — заданная среднегодовая температура поверхности полужидкой зоны грунта, °C; t_T — среднегодовое естественная температура мерзлого грунта, усредненная по глубине от подошвы деятельного слоя до уровня нулевых амплитуд (обычно до глубины 15–20 м), °C; B — ширина водохранилища, которую предполагают постоянной по его длине, наимого превышающей ширину; G — геотермический градиент, °C/м, принимаемый по справочным данным для района проектируемой плотины (в большинстве районов вечной мерзлоты $G = 0,02 \cdot 0,03 \text{ } ^\circ\text{C/м}$, а в расчетах протаявания дна до глубины 10–15 м от поверхности может не учитываться).

Расчет стационарного температурного поля грунтового массива основания водохранилища может быть выполнен и с помощью графоана-

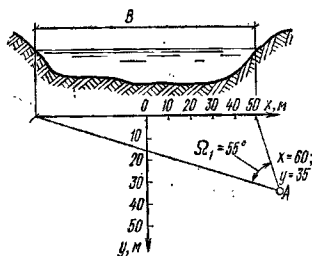


Рис. 9.21. Схема к определению температуры в точках основания водохранилища с помощью графоаналитического метода

литического метода. Данный метод обосновывается на том обстоятельстве, что выражение

$$\Omega = \arctg \frac{0,5B - x}{y} + \arctg \frac{0,5B + x}{y}, \quad (9.77)$$

входящее в формулу (9.76), представляет собой так называемый угол видности (в радианах), который может быть определен графически (рис. 9.21). С учетом выражения (9.77) формула (9.76) записывается в виде:

$$t(x, y) = (t_B - t_r) \Omega / \pi + t_r + Gy. \quad (9.78)$$

Пример 9.3. Определить температуру в точке A в основании водохранилища (рис. 9.21), пренебрегая геометрическим потоком.

Исходные расчетные данные: $t_B = -4^\circ\text{C}$; $t_r = -2^\circ\text{C}$; $x = 60$ м; $y = 35$ м; ширина водохранилища $B = 100$ м.

Решение. Для точки A угол видности $\Omega = 55^\circ = 0,957$ рад и в соответствии с формулой (9.78):

$$t(x, y) = \frac{4 - (-2)}{3,14} \cdot 0,957 - 2 = -0,23^\circ\text{C}.$$

В центре водохранилища максимальная глубина протавнения при пренебрежении геометрическим потоком может быть определена по формуле

$$y = 0,5B \operatorname{ctg} \left| \frac{\pi}{2} \frac{t_r - t_\phi}{t_B - t_r} \right|. \quad (9.79)$$

Пример 9.4. Определить максимальную глубину протавнения в центре водохранилища.

Исходные расчетные данные: $t_B = -4^\circ\text{C}$; $t_r = -2^\circ\text{C}$; $t_\phi = 0^\circ\text{C}$; $B = 100$ м.

Решение:

$$y = 0,5 \cdot 100 \operatorname{ctg} \left| \frac{3,14}{2} \frac{-2 - 0}{-4 - (-2)} \right| = 86,7 \text{ м}.$$

В. Динамика оттаивания мерзлого берегового склона после наполнения водохранилища. Глубина протавнения первоначально мерзлого массива берегового склона водохранилища может быть определена по решению Л. С. Лейбензона одномерной задачи Стефана [см. формулы (9.64) и (9.65)].

9.6.5. Искусственное замораживание грунтов

Искусственное замораживание грунтов успешно применяется в гидротехнике для сохранения мерзлого состояния основания земляных плотин и массивов береговых примыканий, а также для создания мерзлого ядра в теле плотин.

А. Расчет одиночного льдогрунтового цилиндра. Применительно к одиночной замораживающей колонке время, необходимое для образования льдогрунтового цилиндра радиусом r , в случае пренебрежения притоком тепла со стороны незамороженного грунта может быть приближенно определено по зависимости Н. Г. Трупака:

$$\tau = \frac{qW\rho_{\text{сух}} + c_T(t_0 - t_\phi) + 0,5c_M(t_\phi - t_1)}{(t_\phi - t_1)\lambda_I} \times \left(\frac{r^2}{2} \ln \frac{r}{r_I} - \frac{r^2 - r_I^2}{4} \right), \quad (9.80)$$

где τ — продолжительность периода промораживания, с; $q = 335$ кДж/кг — удельная теплота плавления льда; W — объемная влажность грунта (в долях единицы); $\rho_{\text{сух}}$ — плотность сухого грунта, кг/м³; c_T и c_M — объемная теплоемкость соответственно талого и мерзлого грунта, Дж/(м³·°C); t_0 — начальная температура грунта, °C; t_ϕ — температура фазового превращения влаги грунта, °C; t_1 — температура на поверхности замораживающей колонки, предполагаемая постоянной, °C; λ_I — теплопроводность мерзлого грунта, Вт/(м·°C); r_I — радиус замораживающей колонки, м.

Величину t_1 — расчетную среднюю температуру наружной поверхности колонки — рекомендуется определять по формуле

$$t_1 = t_B + 4^\circ\text{C}, \quad (9.81)$$

где t_B — средняя температура наружного воздуха за период вентилирования.

Б. Расчет линейной системы воздушных замораживающих колонок (по Р. М. Каменскому). Продолжительность работы линейной системы воздушных замораживающих колонок, использующих принудительную циркуляцию воздуха (рис. 9.22), до момента смыкания мерзлотных цилиндров может быть определена с помощью критерияльной зависимости:

$$Fo = 0,87 \exp(-1,66 \text{ В}^{0,114}) \text{ К} q \frac{t_1}{t_0}^{0,113} \times \left(\frac{h}{r_I} \right)^{2,45}, \quad (9.82)$$

где $Fo = \lambda_I \tau / (c_T r_I^2)$ — критерий Фурье (безразмерное время) (здесь c_T — объемная теплоемкость мерзлого грунта, Дж/(м³·°C); r_I — внешний радиус замораживающей колонки, м); $\text{В} = c_M d / \lambda_I$ — критерий Био (здесь α — коэффициент теплоотдачи от воздуха к стенкам труб в кольцевом зазоре колонок, Вт/(м²·°C); d — внешний диаметр замораживающей колонки, м); $\text{К} = Q / (c_I t_1)$ — критерий Косовская (здесь $Q = qW\rho_{\text{сух}}$ — скрытая теплота фазового превращения влаги грунта на 1 м³ грунта, Дж/м³; t_1 — средняя за расчетный период температура воздуха в колонке, °C); t_0 — начальная температура грунта, °C; h — шаг колонок в системе.

Коэффициент теплоотдачи определяют по формуле

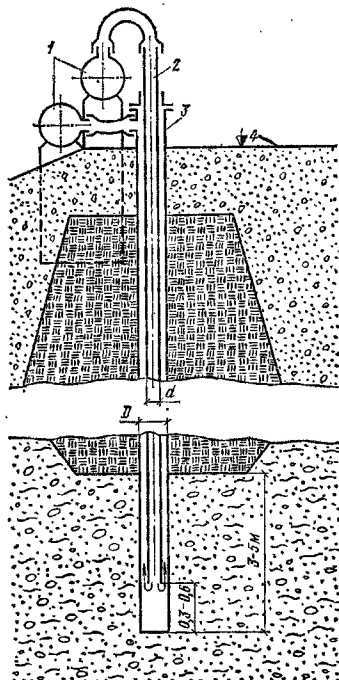


Рис. 9.22. Схема воздушной замораживающей системы
1 — воздуховоды; 2 — внутренняя труба колонки;
3 — внешняя труба колонки; 4 — гребень плотины

$$\alpha_f = 0,015 \frac{\lambda_{\text{в}}}{2\delta} \text{Pr}^{0,4} \text{Re}^{0,8} \left(\frac{r_f}{r_a}\right)^{0,25}, \quad (9.83)$$

где $\lambda_{\text{в}}$ — теплопроводность воздуха; $\delta = r_1 - r_2$ (здесь r_2 — радиус питающей трубы, м); $\text{Pr} = 0,722$ — критерий Прандтля для воздуха; $\text{Re} = 2v_1 \delta / \nu_{\text{в}}$ [здесь v_1 — скорость движения воздуха в кольцевом пространстве колонки, м/с; $\nu_{\text{в}}$ — кинематическая вязкость воздуха, м²/с (определяется по таблицам; ориентировочно $\nu_{\text{в}} = 1,1 \cdot 10^{-5}$ м²/с)].

Зависимость (9.82) получена по результатам решения на гидронтеграторе серии плоских задач Стефана с граничным условием на поверхности колонок, учитывающим конечную величину коэффициента теплоотдачи от воздуха к стенкам труб. Продолжительность образования льдогрунтовой стенки с минимальным размером по ширине $2h$ может быть определена с использованием зависимости

$$\text{Fo} = 1,13 \exp(-0,897 \text{Bi}^{(0,286)}) \text{Ko} |t_1/t_0|^{-0,15} \times (h/r_1)^{2,4} + 2,8 (\text{Bi}/3,2)^3 - \text{Ko} \sqrt{h/r_1}^{-0,08(h/r_1)} \quad (9.84)$$

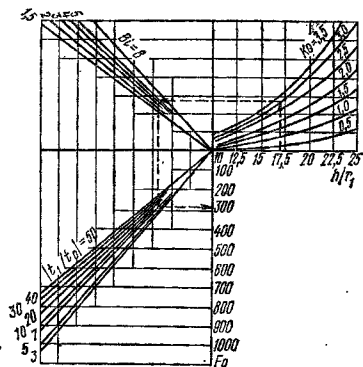


Рис. 9.23. Иномграмма для определения продолжительности работы замораживающей системы до момента смыкания льдогрунтовых цилиндров

Формулы (9.82) и (9.84) действительны в диапазоне определяющих критериев: $\text{Bi} = 1,5 \dots 8$; $\text{Ko} = 0,5 \dots 8$; $|t_1/t_0| = 5 \dots 50$; $h/r_1 = 10 \dots 40$.

Для удобства расчетов формула (9.82) номографирована в наиболее вероятном диапазоне изменения определяющих критериев (рис 9.23).

Расход воздуха в замораживающей системе, с учетом формул (9.82) и (9.83), следует назначать из условия $2 < \text{Bi} < 8$.

В. Расчет одиночных сезоннодействующих замораживающих устройств и их линейных систем с учетом переменной температуры воздуха (по Н. А. Бучко). Наряду с воздушными замораживающими колонками применяют и другие типы сезоннодействующих охлаждающих устройств (СОУ). В жидкостных термосваях используется естественная или принудительная циркуляция хладоносителя (керосина, растворов солей). В парожидкостных термосваях (рис. 9.24) перенос тепла от грунта к воздуху осуществляется естественной конвекцией при изменении агрегатного состояния хладоносителя (фреона, пропана, аммиака).

Для расчета промораживания грунта одиночными СОУ и их линейными системами могут быть использованы критеральные зависимости, приведенные в табл. 9.10. Они построены по данным расчетов двухмерной задачи Стефана, проведенных методом сеток с помощью ЭВМ. Учитывалось изменение температуры наружного воздуха в течение периода промораживания. Особенности климатического района строительства определялись двумя факторами: среднегодовой температурой воздуха $t_{\text{с}}$ и амплитудой ее сезонных колебаний $A_{\text{с}}$

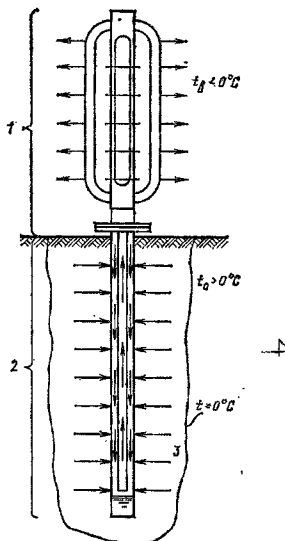


Рис. 9.24. Принципиальная схема работы парожидкостной термосваи
1 — конденсаторная часть; 2 — испарительная часть;
1 — мерзлый грунт

(изменение температуры воздуха в течение года принималось синусоидальным с началом периода 15 апреля). Унификация расчетной методики для различных типов СОУ основана на использовании понятия эффективного коэффициента передачи тепла от грунта к возду-

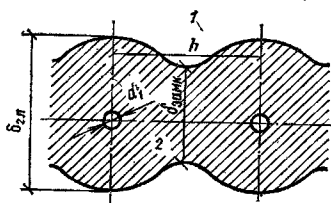


Рис. 9.25. Схема замораживания грунта линейной системой СОУ
1 — талый грунт; 2 — мерзлый грунт

ху. Результаты получены при следующих соотношениях теплофизических характеристик талого и мерзлого грунтов: $\lambda_r/\lambda_m=0,782$; $c_r/c_m=1,35$. Всего проведено три серии расчетов: первая — для одиночных СОУ при включении 1 октября, вторая и третья — для линейных систем при включении 1 октября и 1 февраля.

В качестве исходных расчетных данных необходимы следующие величины:

- 1) эффективный коэффициент теплоотдачи $\alpha_{эф}$ (для данного типа СОУ должен быть задан или может быть вычислен с использованием материалов работ Н. А. Бучко);
- 2) наружный диаметр СОУ d_1 ;
- 3) шаг h между СОУ (для систем);
- 4) теплофизические характеристики мерзлого грунта: теплопроводность λ_m , Вт/(м·°С); объемная теплоемкость c_m , Дж/м³; массовая влажность W (в долях единицы);
- 5) скрытая теплота фазового превращения влаги грунта на 1 м³ грунта $Q=qW\rho_{сух}$, где q — теплота плавления льда; $\rho_{сух}$ — плотность сухого грунта;

ТАБЛИЦА 9.10. УРАВНЕНИЯ ДЛЯ РАСЧЕТА ПРОМОРАЖИВАНИЯ ГРУНТА ОДИНОЧНЫМИ СОУ И ИХ ЛИНЕЙНЫМИ СИСТЕМАМИ

Серия расчета	Уравнения подобия	Пределы изменения критериев	Постоянные критерии
Первая	$\frac{R_M}{R} = 0,6 \text{ Bi}^{0,25} \left(\frac{Fo}{Ko} \right)^{0,65} \theta_0^{-0,17}$	$\text{Bi} = 0,2...3,0$; $\frac{Fo}{Ko} = 0,4...0,7$; $\theta_0 = 0,1...0,7$	$\theta_a = 2,16$
Вторая	$\frac{\delta_{сд}}{R} = 0,63 \text{ Bi}^{0,47} \left(\frac{h}{R} \right)^{-0,56}$	$\text{Bi} = 0,4...2,5$; $h/R = 0,4...1,0$	$\theta_a = 2,16$; $\frac{Fo}{Ko} = 0,625$; $\theta_0 = 0,675$
Третья	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\delta_{гд}}{R} = 0,54 \text{ Bi}^{0,27} \left(\frac{Fo}{Ko} \right)^{0,73} \left(\frac{h}{R} \right)^{-0,56} \theta_a^{0,53} \\ \tau_{см} = 0,36 \text{ Bi}^{-0,45} \left(\frac{Fo}{Ko} \right)^{-1,28} \left(\frac{h}{R} \right)^{2,4} \theta_a^{-0,92} \end{array} \right.$	$\text{Bi} = 0,4...1,6$; $\frac{Fo}{Ko} = 0,4...0,7$; $h/R = 0,3...0,7$; $\theta_a = 2...5$	$\theta_0 \frac{Fo}{Ko} = 0,086$

Примечание R_M — максимальный радиус льдогрунтового цилиндра, образующегося вокруг одиночного СОУ за первый сезон работы (с момента включения по 1 мая); R — характерный размер (в таблице принято $R=3$ м); $\theta_0 = t_0/t_{в}$; $\theta_a = -t_a/t_{в}$; $\delta_{сд}$ — толщина льдогрунтовой стенки, образующейся за сезон работы, в главной плоскости линейной системы СОУ (рис. 9.25); $\tau_{см}$ — безразмерное время смыкания льдогрунтовых цилиндров между соседними СОУ в линейной системе (считая от 15 апреля).

- 6) начальная температура грунта t_0 ;
7) среднегодовая температура воздуха t_b и амплитуда сезонных колебаний A_b .

На основе этих данных вычисляют определенные критерии:

$$Bi = \frac{\alpha_{\text{эф}} d_f}{\lambda_d}; \quad L = \frac{h}{R}; \quad Fo = \frac{\lambda_f \tau_{\text{года}}}{c_f R^2};$$

$$Ko = \frac{Q}{\alpha_f |t_b|}; \quad \theta_0 = \frac{t_0}{|t_b|}; \quad \theta_a = \frac{A_b}{|t_b|}.$$

В определяющие критерии входят продолжительность года $\tau_{\text{года}}$ (в расчетах округленно принималось $\tau_{\text{года}} = 8640 \text{ ч}^*$) и характер-

ный размер R (в приведенных уравнениях принято $R=3 \text{ м}$).

Далее искомые величины определяют по уравнениям подобия, приведенным в табл. 9.10.

Величина $\tau_{\text{см}}$ отнесена к продолжительности года $\tau_{\text{года}}$.

Минимальная ширина льдогрунтовой стенки в замковой плоскости $\delta_{\text{замк}}$ (см. рис. 9.25) может быть определена по вычисленному значению $\delta_{\text{гл}}$: $\delta_{\text{замк}}=0$ при $\delta_{\text{гл}}/h < 0,8$ (смыкания льдогрунтовых цилиндров не происходит), $\delta_{\text{замк}} > 0$ при $\delta_{\text{гл}}/h > 0,8$ (имеется смыкание льдогрунтовых цилиндров) и $\delta_{\text{замк}} \geq 0,9 \delta_{\text{гл}}$ при $\delta_{\text{гл}}/h = 0,9$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аристовский В. В. Критическая поверхность скольжения земляных откосов. — Тр. ин-та/Одесский гидротехнический ин-т, Одесса, 1949.
2. Бучко Н. А., Турчина В. А. Искусственное замораживание грунтов. М., Информэнерго, 1978. Обзор.
3. Бучко И. А. Система критериев и обобщенные зависимости для расчета процесса замораживания грунта с помощью сезоннодействующих охлаждающих устройств. — Холодильная техника, 1978, № 1.
4. Жданов В. А. К исследованию температурно-влажностного режима вивовой приемы каменнонабросной плотины. — Изв. вузов. Стр.-во и архит., 1974, № 10.
5. Каменский Р. М. Теплотехнический расчет льдогрунтовой противообледенительной завесы плотины с учетом взаимного влияния колонок. — Гидротехническое строительство, 1974, № 4.
6. Клаф Р. У. Метод конечного элемента в решении плоской задачи упругости. — В кн.: Расчет строительных конструкций с применением электронных машин. М., 1967.
7. Клейн Н. С. Метод расчета температурного режима каменно-земляных плотин. — В кн.: Исследования плотины из грунтовых материалов. М., ВНИИ ВОДГЕО, 1981.
8. Кузнецов Г. И., Шугаева Р. Т. Расчет температурного режима мерлотной плотины в начальный период эксплуатации. — Сб. науч. раб./Сибирский ВНИИГ, 1970, вып. 3.
9. Лиам-Фини В. Д., Трондрик А. П. Расчет напряжений и деформаций плотины из местных материалов, земляных откосов и их оснований методом конечных элементов. — Гидротехническое строительство, 1968, № 6.
10. Мойсеев Н. С. Расчет температурного режима земляных плотин в районах распространения многолетней мерзлоты. — Сб. тр./МИСИ им. В. В. Куйбышева, 1969, № 29.
11. Мухетдинов И. А. Термический режим низовой приемы каменнонабросной плотины. — Изв. ВНИИГ, 1969, т. 90.
12. Ничипорович А. А. О деформациях плотины на крупнообломочных материалах. — Тр. ин-та/ВНИИ ВОДГЕО, 1965, вып. 11.
13. Ничипорович А. А. Плотины из местных материалов. М., Стройиздат, 1973.
14. Ничипорович А. А. Расчет устойчивости откосов земляных плотин с учетом гидродинамических сил. М., ВНИИ ВОДГЕО, 1958.
15. Основные положения расчетов устойчивости земляных откосов для составления межведомственного нормативного документа (по материалам Межведомственной комиссии Госстроя СССР). Л., 1970.
16. Розанов Н. И. К вопросу определения устойчивости откосов графическим методом. — Тр. ин-та/ВНИИ ВОДГЕО, 1967, вып. 18.
17. Розанов Н. И. Определение расчетных параметров деформируемости при прогнозе осадок плотины из крупнообломочных грунтов. — Тр. ин-та/ВНИИ ВОДГЕО, 1972, вып. 38.
18. Розанов Н. И. Расчет вертикальных деформаций плотины из крупнообломочных грунтов. — Тр. ин-та/ВНИИ ВОДГЕО, 1970, вып. 24.
19. Сивягин А. П. Метод конечных элементов в динамике сооружений. М., Стройиздат, 1978.
20. СНиП 11-71-81. Строительство в сейсмических районах. М., Стройиздат, 1982.
21. СНиП 11-53-73. Плотины из грунтовых материалов. М., Стройиздат, 1973.
22. Титова В. И., Клейн Н. С., Кузнецов Г. И. О целесообразности промораживания плотины до наполнения водохранилища. — Тр. коорд. совещ. по гидротехнике, 1975, вып. 101. Гидротехническое строительство в районах Крайнего Севера.
23. Трупаков Н. Г. Замораживание грунтов в подземном строительстве. М., Недра, 1974.
24. Флорин В. А. Основы механики грунтов. В 2-х т. М., Госстройиздат, 1959—1961.
25. Фьюлькин Т. И. Определение порового давления в ядре высокой плотины с учетом подъема горизонта воды в верхнем бьефе. — Тр. ин-та/ВНИИ ВОДГЕО, 1968, вып. 19. Гидротехника.

* $\tau_{\text{года}} = 8640 \text{ ч} = 8640 \cdot 3600 \text{ с} = 31 \cdot 104 \cdot 10^6 \text{ с}$.

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ

ГЛАВА 10. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛОТИНАХ И ТРЕБОВАНИЯ К ИХ ПРОЕКТИРОВАНИЮ

10.1. Основные виды плотин, их характеристика

10.1.1. Классификация

В соответствии со СНиП II-54-77, бетонные и железобетонные плотины разделяют на основные виды по конструкции и технологическому назначению.

По конструкции различают плотины:

1) гравитационные — массивные (рис. 10.1,

а), с расширенными швами (рис. 10.1, б), с продольной полостью у основания (рис. 10.1, в), с экраном на напорной грани (рис. 10.1, г), с анкеркой в основании (рис. 10.1, д);

2) контрфорсные — массивно-контрфорсные (рис. 10.1, е), многоарочные (рис. 10.1, ж), с плоскими перекрытиями (рис. 10.1, з);

3) арочные (при $\beta = b/h \leq 0,35$, где b — ширина плотины по подошве; h — ее высота) — с защемленными пятнами (рис. 10.1, и), с пери-

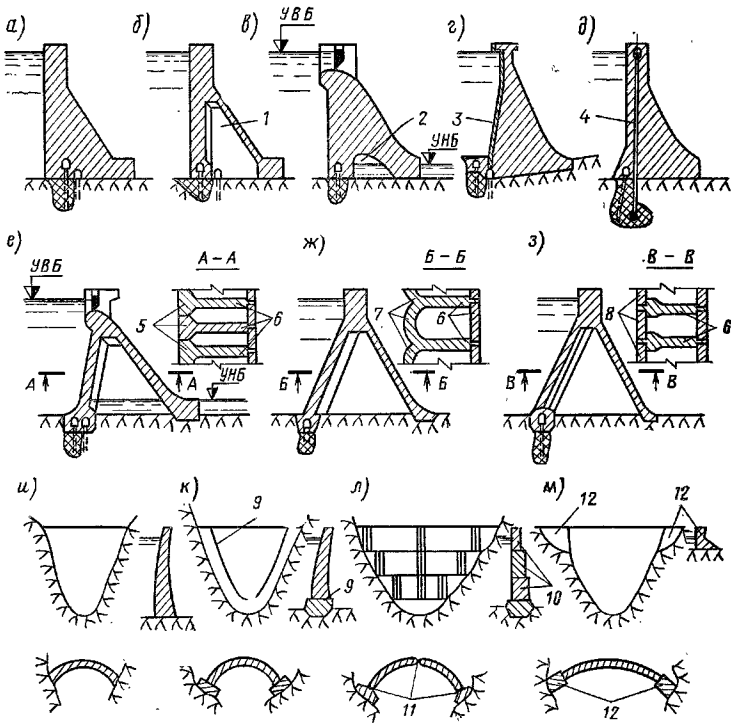


Рис. 10.1. Основные виды плотин на скальных основаниях

гравитационные: а — массивная; б — с расширенными швами; в — с продольной полостью у основания; г — с экраном на напорной грани; д — с анкеркой в основании; контрфорсные: е — массивно-контрфорсная; ж — многоарочная; з — с плоскими перекрытиями; арочные: и — с защемленными пятнами; и — с шарнирными поясами; л — из трехшарнирных поясов; ж — с гравитационными устоями; 1 — расширенный шов; 2 — продольная полость; 3 — экран; 4 — предварительно-напряженный анкер; 5 — массивные оголовки; 6 — контрфорсы; 7 — арочное перекрытие; 8 — плоское перекрытие; 9 — периметральный шов; 10 — трехшарнирные поясы; 11 — шарниры; 12 — гравитационные устои

метральным швом (рис. 10.1, *к*), из трехшарнирных поясов (рис. 10.1, *а*), с гравитационными устоями (рис. 10.1, *м*);

4) арочно-гравитационные (при $\beta = b/h > 0,35$) — те же виды, что и арочные.

Часто отдельно выделяют так называемые ячеистые плотины, имеющие полости, обычно заполненные грунтом (рис. 10.2, *б*; 10.3). Они могут быть как гравитационными (рис. 10.2,

б; 10.3, *а*), так и контрфорсными (рис. 10.3, *в*—*д*).

Бетонные и железобетонные плотины, отличающиеся по конструкции от массивных гравитационных (рис. 10.1, *а*; 10.2, *а*) и имеющие меньший объем бетона, чем последние, часто называют «облегченными».

По технологическому назначению различают плотины:

1) глухие (рис. 10.1, *а*, *б*, *г*, *д*, *ж*, *з*), через которые не производится сброса воды в нижний бьеф;

2) водосбросные, через которые производится сброс воды в нижний бьеф. Их выполняют с водосливными отверстиями (рис. 10.1, *в*, *е*, 10.2, *а*), с глубинными отверстиями (рис. 10.2, *б*) и двухъярусными (рис. 10.2, *в*).

10.1.2. Общая характеристика бетонных и железобетонных плотин

Бетонные и железобетонные плотины строят в различных природных и климатических условиях на скальных, полускальных и нескальных основаниях. Из них гравитационные (глухие) и арочные плотины сооружают толь-

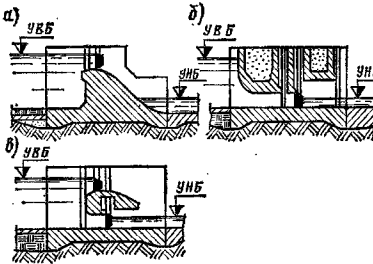


Рис. 10.2. Основные виды водосбросных плотин на нескальном основании
а — водосливная; *б* — с глубинными водосбросами; *в* — двухъярусная

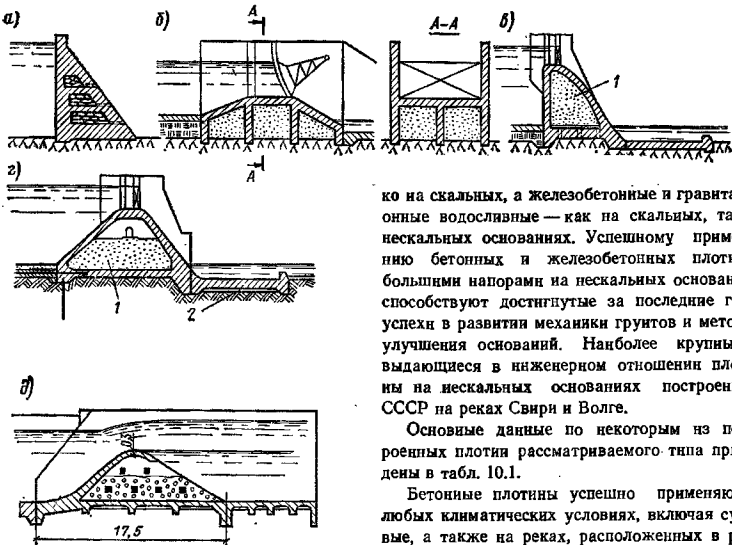


Рис. 10.3. Некоторые виды ячеистых плотин
а — гравитационная на скальном основании с полостями, загруженными камнем или гравием; *б* — типа, предложенного А. М. Сенковым; *в*, *г* — контрфорсная с фундаментальной плитой соответственно на скальном и нескальном основании с загруженной пространств между контрфорсами балластом; *д* — контрфорсная реверсивная; 1 — песок; 2 — фильтр

ко на скальных, а железобетонные и гравитационные водосливные — как на скальных, так и нескальных основаниях. Успешному применению бетонных и железобетонных плотин с большими напорами на нескальных основаниях способствуют достигнутые за последние годы успехи в развитии механики грунтов и методов улучшения оснований. Наиболее крупные и выдающиеся в инженерном отношении плотины на нескальных основаниях построены в СССР на реках Свирь и Волге.

Основные данные по некоторым из построенных плотин рассматриваемого типа приведены в табл. 10.1.

Бетонные плотины успешно применяют в любых климатических условиях, включая суровые, а также на реках, расположенных в районах высокой сейсмичности.

Недостатком плотин данного типа является необходимость затраты на их возведение цемента и металла, доставка которых требует значительных транспортных средств; кроме того, эти материалы в определенных условиях

ТАБЛИЦА 10.1. ДАННЫЕ О НЕКОТОРЫХ КРУПНЫХ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛОТИНАХ

Название, год окончания строительства	Высота, м	Объем бетона, тыс. м ³	Основание	Сейсмичность, баллы	Вид плотины
<i>Плотины на скальных основаниях</i>					
Гранд Диксанс (Швейцария), 1962	284	6957	Гранитогнейсы	—	Гравитационная массивная
Бхакра (Индия), 1963	225,6	1700	Песчаники и конгломераты	—	То же
Дворжак (США), 1974	219	4970	Гранитогнейсы	—	»
Токтогульская (СССР), 1973	215	3200	Трещиноватые известняки	9	»
Красноярская (СССР), 1970	138	4895	Трещиноватые прочные граниты	—	»
Братская (СССР), 1965	123	4395	Диабазы	—	Гравитационная с расширенными швами
Давнел Джосон (Канада), 1963	215	2255	Скала	—	Контрфорсная многоарочная
Хатанаги-1 (Япония), 1962	125	Н. д.	Сланцы	Высокая	Массивно-контрфорсная
Андижанская (СССР), 1960	115	3727,6	Хлоритовые сланцы	9	То же
Зейская (СССР), 1979	111	2161	Дюриты	—	»
Родригес (Мексика), 1935	76	145	Скала	9	Контрфорсная с плоскими перекрытиями
Ингульская (СССР), строится	271,5	3960	Известняки	8	Арочная
Вайонт (Италия), 1960	266	362	Доломиты и известняки	7—8	»
Мовузеян (Швейцария), 1958	236	2030	Сланцы	—	»
Чиркейская (СССР), 1979	236	1390	Известняки	8	»
Саяно-Шушенская (СССР), строится	234	8000	Орговижованские сланцы	—	Арочно-гравитационная
Глен Каньон (США), 1964	216	3650	Песчаники	7—8	То же
<i>Плотины на нескальных основаниях</i>					
Воткинской ГЭС (СССР), 1963	44,5	248,6	Алевритовые глины, алевриты, песчаники	—	Гравитационная пустотелая с частой загрузкой полостей грунтом
Волгоградской ГЭС (СССР), 1960	44	1418	Пески	—	Гравитационная с полостями
Волжской ГЭС имени В. И. Ленина (СССР), 1968	40,15	2296	»	—	Гравитационная
Нижне-Свирская (СССР), 1934	22,14	19,0	Глины	—	»

могут быть дефицитными и относительно дорогими.

Имеется два направления удешевления бетонных плотин:

1) всемерное упрощение конструкции (в целях получения возможности широкого использования механизации для их возведения с применением токтогульского метода послышной укладки бетона [31], конвейерного транспорта, более совершенных методов монолитивания стропильных швов и т. п.);

2) облегчение конструкции — уменьшение объема бетона путем применения контрфорсных и ячеистых конструкций, учета пространственности работы сооружения (арочные плотины, гравитационные плотины с замоноличенными межсекционными швами и пр.), анкеровки (вовлечения в работу основания) и т. п.

В каждом конкретном случае следует проанализировать вопрос о том, какое из этих направлений наиболее рационально в данных условиях. При этом перспективно и может быть

целесообразным также сочетание этих направлений — разумное «облегчение» конструкции (не ведущее к существенным производственным усложнениям) и возведение ее высокопроизводительными индустриальными методами, разработанными или модифицированными применительно к данной конструкции. Например, конструкция облегченной массивно-контрфорсной Кировской плотины ($h=83$ м) была принята такой (достаточно толстые контрфорсы), чтобы ее можно было возводить методом послойной укладки бетона.

При скальном основании облегченные гравитационные плотины (рис. 10.1, б, г) имеют объем бетона примерно на 8—15 % (иногда более 15 %) меньше, чем массивная гравитационная плотина (рис. 10.1, а). Заанкеренные плотины при небольших высотах (до 30 м) могут дать и большую экономию бетона [плотина Олт-на-Лейридж ($h=22,2$ м)—50 %]. Применение контрфорсных плотин позволяет получить экономию бетона в следующих размерах: 25—40 % при массивно-контрфорсных плотинах (рис. 10.1, е), 25—45 % при плотинах с плоскими напорными перекрытиями (рис. 10.1, в) и 30—60 % и более при многоарочных плотинах (рис. 10.1, ж). В благоприятных геологических и топографических условиях при относительно узких створах объем бетона арочных плотин (рис. 10.1, и—м) сокращается на 50—80 % и более по сравнению с объемом бетона массивной гравитационной плотины в аналогичных условиях. Для арочно-гравитационных плотин сокращение объема бетона, очевидно, существенно меньше (20—30 %).

Процент экономии денежных затрат, естественно, меньше приведенных процентов экономии бетона ввиду усложнения производства работ, некоторого повышения марок бетона и увеличения опалубочных работ при облегченных плотинах. Стоимость зависит от многих местных условий: способа пропуска и величины строительных расходов, стоимости рабочей силы и материалов и пр.

При нескальном основании существенную экономию (20—45 %) бетона по сравнению с массивной конструкцией (рис. 10.2, а) удается обычно получать лишь при загрузке полостей балластом, т. е. при применении различных ячеистых конструкций с засыпанными полостями (рис. 10.2, б; 10.3).

Массивные гравитационные плотины на скальном основании (рис. 10.1, а) получили большое распространение вследствие своей простоты; плотины с расширенными швами (рис. 10.1, б) в ряде случаев были успешно применены, но большого распространения не

получили; плотины с продольной полостью (рис. 10.1, в) нашли применение лишь в единичных случаях. Указанное можно объяснить тем, что экономия бетона при этих типах облегченных плотин не очень велика, производство же работ по их строительству заметно усложняется по сравнению с массивными плотинами. Плотина с экраном на напорной грани (рис. 10.1, г) пока применяют редко, но они заслуживают внимания.

Заанкеренные конструкции (рис. 10.1, д) нашли применение в ряде случаев строительства как гравитационных, так и контрфорсных плотин высотой до 55—60 м. При больших высотах возникают трудности с созданием требуемого для получения надлежащего эффекта предварительного натяжения анкеров, что возможно лишь при хороших скальных основаниях, позволяющих производить надежную анкерровку.

Из различных видов контрфорсных плотин наибольшее распространение, особенно за последние 30—40 лет, получили массивно-контрфорсные (рис. 10.1, е), имеющие достаточно толстые элементы и малое армирование (5—15 кг/м³ бетона и менее), что способствует их строительству современными индустриальными методами и применению в суровых климатических условиях. Многоарочные плотины (рис. 10.1, ж) применяют значительно реже, что связано в основном с несколько большей сложностью их возведения и большим армированием (30—50 кг/м³ бетона и более). Плотина с плоскими напорными перекрытиями (рис. 10.1, в) в настоящее время строят очень редко. Из относительно новых плотин этого вида можно упомянуть лишь плотину Мада в Малазии, построенную в 1970 г. ($h=32$ м), и Кордова в США ($h=27,4$ м, пролеты между осами контрфорсов $l=12,2...12,5$ м). Это в определенной мере связано с тем, что конструкция получается относительно тонкостенной — не всегда приемлемой по условиям современного производства работ, а перекрывает значительные пролеты плитами обычно оказывается нецелесообразным. К тому же требуется довольно значительное армирование конструкции (20—40 кг/м³ бетона и более). Относительная тонкостенность элементов иногда может быть нежелательной и из условия долговечности.

Значительно большее распространение массивно-контрфорсных плотин по сравнению с плотинами гравитационными с расширенными швами является вполне закономерным, так как они дают большую экономию бетона (см. выше) без существенного дополнительного усложнения конструкции. К тому же как контрфорсные плотины они имеют то преимущество пе-

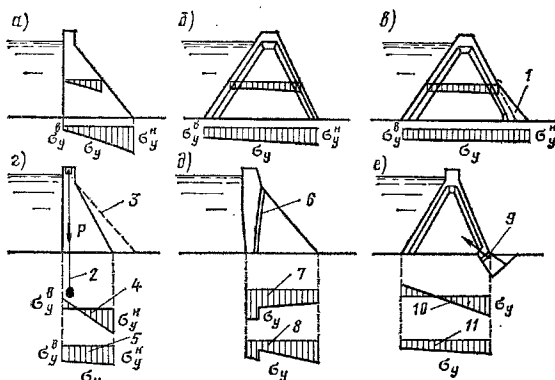


Рис. 10.4. Распределение вертикальных контактных напряжений в основании массивной гравитационной плотины (а) и способы его улучшения (б—е)

б и в — переход к контрфорсной плетине; в — анкеровка; д — устройство временного наклонного шва; е — устройство «активного» шва; 1 — прилив; 2 — анкер; 3 — требуемое положение низовой грани плиты при отсутствии анкерки; 4 — эпюра σ_y обжатого профиля при отсутствии анкера; 5 — то же, при наличии анкера; 6 — наклонный замоноличиваемый шов; 7 — эпюра σ_y до наполнения воздухохранлища; 8 — то же, при наполненном воздухохранлище; 9 — «активный» шов с плоскими домкратами; 10 — эпюра σ_y при отсутствии обжатия; 11 — то же, при наличии обжатия (эпюры σ_y даны без учета влияния основания)

ред плетинами гравитационными, что позволяют получать больше по модулю вертикальные сжимающие напряжения σ_y^v в основании у напорной грани (рис. 10.4, а, б) и этим получать большую гарантию отсутствия раскрытия контактного шва по подошве в зоне цементационной завесы. Вообще при контрфорсных плетинах можно при необходимости получить достаточно равномерную эпюру напряжений в основании, что является их достоинством и осуществлено в ряде плотин, особенно на относительно низко модульных основаниях. Это может быть достигнуто устройством более пологой низовой грани в нижней части контрфорса (прилив 1 на рис. 10.4, в), а при необходимости дополнительного уменьшения напряжений и устройством полной или частичной фундаментной плиты (плетина Бен Метир — см. рис. 11.31 и Анджанская — см. рис. 11.27, б).

Вообще напряжения в теле контрфорсных плотин распределяются более равномерно, чем в теле плотин массивных гравитационных (рис. 10.4, а—в).

Указанный недостаток массивных гравитационных плотин (малое по модулю σ_y^v в контактом шве) может быть устранен или уменьшен и применением анкеровки (рис. 10.1, д и 10.4, в), в некоторой степени и устройством продольной полости (рис. 10.1, в), соответствующей разрезкой плотины временным замоноличиваемым перед наполнением воздухохранлища

швом (рис. 10.4, д), а также устройством «активного» шва с плоскими домкратами (рис. 10.4, е). Последнее эффективное мероприятие, однако, нашло применение на практике не в гравитационных плетинах (для которых оно вполне возможно), а в контрфорсных (плетина Бени Бадель, Менжил, Эрраген — см. гл. 11). Оно вовлекает в работу основание и позволяет уменьшить объем бетона при благоприятном распределении напряжений в основании. «Активные» швы с плоскими домкратами хорошо оправдали себя на практике; через некоторое время эти швы замоноличивают [2]. Они заслуживают более широкого применения.

Принципиально иным инженерным решением, учитывающим возможность раскрытия контактного шва в гравитационной плетине в случае малых по модулю расчетных значений сжимающих напряжений σ_y^v , могущих в действительности оказаться и растягивающими (особенно при обжатом профиле), является устройство короткого понура с цементационной завесой под ним, несколько вынесенной в верхний бьеф за зону возможного возникновения растягивающих напряжений — как это схематично показано на рис. 10.1, г. При таком решении весьма ответственными являются уплотнения в шве между понуром (или массивом над завесой) и телом плотины. Видимо, это решение можно считать совершенно необходимым только в случае допущения растягиваю-

щих напряжений на верховой грани плотины, что разрешается СНиП II-54-77 лишь при наличии гидроизоляции верховой грани (рис. 10.1,е). Это заслуживает рассмотрения при неблагоприятном разномодульном основании — когда под низовой частью плотины основание имеет более низкий модуль деформации, чем под верховой частью.

Арочные плотины получили значительное распространение в горных районах во многих странах мира и хорошо зарекомендовали себя в эксплуатации. Они обычно экономичны, хорошо вписываются в окружающий ландшафт, красивы (что способствует развитию туризма, приносящего в ряде стран большой доход). Наибольшее распространение получили арочные плотины с защемленными пятнами (рис. 10.1,и), а также (особенно в Италии) с периметральным (контурным) швом (рис. 10.1,к); нередко строятся и плотины с устоями (рис. 10.1,м). Более многорядными являются плотины, расчлененные швами на отдельные арки (в том числе состоящие из трехшарнирных поясов — рис. 10.1,а), работающие в основном как плоские системы: они нашли применение лишь в единичных случаях при небольших высотах.

В последнее время большое распространение получили арочные плотины купольного типа ($f/h > 0,05$ — см. рис. 11.57,а), т. е. со значительно искривленными вертикальными сечениями (так называемыми «консолими»). В таких плотинах обычно удается получить наиболее благоприятное распределение напряжений. Арочно-гравитационные плотины в настоящее время строят сравнительно редко, что связано в определенной мере с возможностью и целесообразностью применения бетона высоких марок и прогрессом в отношении укрепления оснований. Они находят применение преимущественно при больших высотах, в достаточно широких створах и при расположении в теле плотины водопропускных отверстий — водосбросов, трубопроводов гидротехнических (плотины Саяно-Шушенская, Глен Каньон).

Бетонные и железобетонные плотины, как правило, строят из монолитного бетона. Лишь в единичных случаях и при сравнительно небольших высотах такие плотины выполняли полностью из сборных элементов [многоярочная плотина Мефруш в Алжире ($h=25$ м), экспериментальная ячеистая плотина на р. Степной Зай в СССР и некоторые другие]. Это связано в основном с тем, что плотины не являются массовыми типовыми сооружениями, что и обуславливает в большинстве случаев неэффективность сборных конструкций даже при малых и умеренных высотах сооружений.

10.2. Требования к бетону и его основные физико-механические свойства *

10.2.1. Марки бетона

Для строительства плотин используют бетон, марки которого назначают по следующим признакам: 1) по прочности на осевое сжатие (кубиковая прочность); 2) по прочности на осевое растяжение; 3) по морозостойкости; 4) по водонепроницаемости.

К бетону гидротехнических сооружений предъявляют дополнительно следующие требования: 1) предельная растяжимость; 2) стойкость против агрессивного воздействия воды; 3) отсутствие вредного взаимодействия щелочей цемента с заполнителем; 4) сопротивляемость истиранию потоком воды, содержащим донные и взвешенные наносы [11]; 5) минимальное тепловыделение; 6) стойкость против кавитации [19]. Большое влияние на работу плотины оказывают деформативные свойства бетона, его теплотехнические параметры, а также характеристики усадки, набухания и др.

Прочность бетона при сжатии и растяжении характеризуется его маркой.

За проектную марку по прочности на осевое сжатие (кубиковую прочность) принимают сопротивление осевому сжатию эталонного образца-куба размером $20 \times 20 \times 20$ см, изготовленного стандартным способом и испытанного в возрасте 180 сут при нормальном твердении при $20 \pm 2^\circ \text{C}$ и относительной влажности, большей или равной 90 % (ГОСТ 10180—78). При других размерах образцов используют переводные коэффициенты.

СНиП II-56-77 устанавливают следующие марки бетона по прочности на сжатие: М75, М100, М150, М200, М250, М300, М350, М400, М450, М500, М600. Для массивных бетонных сооружений с объемом бетона более 1 млн м³ разрешается устанавливать дополнительные промежуточные значения марок.

За проектную марку по прочности на осевое растяжение принимают сопротивление осевому растяжению специальных образцов (восьмерок — при испытании непосредственно на осевое растяжение, цилиндров или кубов — при испытании на раскалывание), изготовленных стандартным способом и испытанных в возрасте 180 сут при нормальном твердении (ГОСТ 10180—78). Эту характеристику назначают, когда эксплуатационные качества конструкции определяются работой растянутого

* См. также ГОСТ 10060—76; ГОСТ 10180—78; ГОСТ 10268—80; ГОСТ 12730.0—78; ГОСТ 12730.3—78; ГОСТ 12730.4—78; ГОСТ 12730.5—78; ГОСТ 23464—79; ГОСТ 23732—79; ГОСТ 24316—80; ГОСТ 24452—80; ГОСТ 4.212—80.

бетона или когда образование трещин в конструкции не допускается.

Установлены следующие марки бетона по прочности на осевое растяжение: Р-10, Р-15, Р-20, Р-25, Р-30, Р-35.

10.2.2. Нормативные и расчетные характеристики бетона [24]

Нормативные сопротивления:

1) нормативная кубиковая прочность

$$R^k = \bar{R}(1 - 1,64\sigma); \quad (10.1)$$

2) нормативная призмная прочность для тяжелого бетона, бетона на пористых заполнителях и поризованного

$$R_{пр}^n = R^n (0,77 - 0,0001\bar{R}), \quad (10.2)$$

но не менее 0,72 R^n .

Значения нормативной призмной прочности в зависимости от нормативной кубиковой прочности (проектной марки по прочности на сжатие) приведены в табл. 10.2;

ТАБЛИЦА 10.2. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА

Проектная марка тяжелого бетона по прочности	Сопротивления бетона, 10 ⁶ Па (кгс/см ²)			
	нормативные; расчетные для предельных состояний второй группы		расчетные для предельных состояний первой группы	
	сжатие осевое (призмная прочность) $R_{пр}^n$ и $R_{пр}^k$	растяжение осевое R_p^n и R_p^k	сжатие осевое (призмная прочность) $R_{пр}^n$	растяжение осевое R_p^n
На сжатие:				
M75	45	5,8	35	3,8
M100	60	7,2	45	4,8
M150	85	9,5	70	6,3
M200	115	11,5	90	7,5
M250	145	13,0	110	8,8
M300	170	15,0	135	10,0
M350	200	16,5	155	11,0
M400	225	18,0	175	12,0
M450	255	19,0	195	12,8
M500	280	20,0	215	13,5
M600	340	22,0	245	14,5
На растяжение:				
Р-10	—	7,8	—	6,0
Р-15	—	11,7	—	9,0
Р-20	—	15,6	—	12,0
Р-25	—	19,5	—	15,0
Р-30	—	23,5	—	18,0
Р-35	—	27,0	—	21,0

Примечание. Обеспеченность значений нормативных сопротивлений установлена равной 0,95 (при базовом коэффициенте вариации $\sigma=0,135$) для всех бетонных сооружений, кроме массивных гидротехнических: гравитационных, арочных, массивно-контрфорсных плитин и т. п., для которых обеспеченность значений нормативных сопротивлений установлена равной 0,9 (при базовом коэффициенте вариации $\sigma=0,17$).

3) нормативное сопротивление бетона осевому растяжению:

а) если прочность бетона на растяжение не контролируется, его принимают в зависимости от проектной марки бетона по прочности на сжатие по табл. 10.2;

б) при контроле прочности бетона на растяжение

$$R_p^n = \bar{R}_p (1 - 1,64\sigma) \quad (10.3)$$

или его принимают с округлением в зависимости от проектной марки бетона по прочности на растяжение по табл. 10.2.

В формулах (10.1)–(10.3) \bar{R} и \bar{R}_p – средняя прочность бетона при испытаниях соответственно на сжатие и растяжение; σ – коэффициент вариации прочности бетона (см. примеч. к табл. 10.2).

Расчетные сопротивления для предельных состояний первой и второй групп получают путем деления нормативных сопротивлений на коэффициенты безопасности для бетона при сжатии $K_{б.с}$ и при растяжении $K_{б.р}$. Для тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях для предельных состояний первой группы $K_{б.с}=1,3$; при назначении проектной марки по прочности на сжатие $K_{б.р}=1,5$; при назначении проектной марки по прочности на растяжение $K_{б.р}=1,3$. Для предельных состояний второй группы $K_{б.с}=1$; $K_{б.р}=1$.

Значения расчетных сопротивлений для расчетов по предельным состояниям первой и второй групп приведены в табл. 10.2.

При выполнении расчетов гидротехнических сооружений по предельным состояниям расчетные сопротивления бетона $R_{пр}$ и R_p умножают на коэффициенты условий работы бетона m , принимаемые для предельных состояний первой группы по табл. 10.3, для предельных со-

ТАБЛИЦА 10.3. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ УСЛОВИЯ РАБОТЫ БЕТОНА m_6

Факторы*, обуславливающие введение коэффициентов условий работы бетона	Условное обозначение коэффициента	Значение коэффициента
Общие сочетания нагрузок для бетонных конструкций	m_{61}	1,10
Многократное повторение нагрузок	m_{62}	См. табл. 10.4
Железобетонные конструкции – плитные и ребристые при толщине плиты (ребра), см:		
>60	m_{63}	{ 1,15
<60		{ 1,00
Бетонные конструкции	m_{64}	0,90

* При наличии нескольких факторов, действующих одновременно, в расчет вводят произведение соответствующих коэффициентов условий работы.

стояний второй группы — равным единице, за исключением расчетов при действии многократно повторяющейся нагрузки. В последнем случае (в расчетах на выносливость) при расчетах по предельным состояниям первой и второй групп расчетные сопротивления бетона $R_{пр}$ и R_p умножают на коэффициент m_{02} (табл. 10.4), зависящий от коэффициента асимметрии цикла $\rho_0^* = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$, где σ_{\min} и σ_{\max} — соответственно наименьшее и наибольшее напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки. При марке бетона, установленной в возрасте 28 сут, m_{02} принимают по СНиП II-21-75.

ТАБЛИЦА 10.4. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА УСЛОВИЯ РАБОТЫ БЕТОНА ПРИ МНОГОКРАТНО ПОВТОРЯЮЩЕЙСЯ НАГРУЗКЕ m_{02}

Коэффициент асимметрии цикла ρ_0^*	Значения m_{02} для бетона	
	естественной влажности	
	естественной влажности	водонасыщенного
≤ 0,1	0,65	0,45
0,2	0,70	0,50
0,3	0,75	0,60
0,4	0,80	0,70
0,5	0,85	0,80
0,6	0,90	0,85
0,7	0,95	0,95
≥ 0,8	1,00	1,00

10.2.3. Влияние отдельных факторов на прочность и деформативность бетона

А. Сложное напряженное состояние. При проектировании плитин [арочных, арочно-гравитационных, контрфорсных (их массивных оголовков), гравитационных с замоноличиваемыми швами и др.], а также других конструкций, в которых бетон испытывает напряжения трехосного сжатия, расчетное сопротивление бетона может быть определено по формуле [28]

$$R_{ог}^n = R_{пр}^n + A(1 - \alpha_2) \sigma_1, \quad (10.4)$$

где A — коэффициент, принимаемый по результатам экспериментальных исследований; при их отсутствии для бетонов марок М200, М250, М300, М350 значение $A = 100 / \sqrt{R_{пр}^n}$; α_2 — коэффициент эффективной пористости бетона, определяемый экспериментально, приближенно может быть принят по [29]; σ_1 — наименьшее по абсолютному значению равное напряжение, 10^6 Па ($\text{кг}/\text{см}^2$).

В случае плоского напряженного состояния при действии напряжений одного знака их совместное влияние разрешается не учитывать. В случае плоского и объемного напряженного состояния при действии напряжений разного знака значения расчетных сопротивлений бетона при сжатии определяют, в соответствии со СНиП II-56-77, как при одноосном нагружении (см. [2, 3]).

Б. Длительность нагружения. В процессе

нагружения бетона в нем под влиянием напряжений или иных воздействий в результате развития микротрещин могут происходить структурные изменения. Прочность бетона, соответствующую напряженному состоянию, при котором начинаются недопустимые по условиям длительной работы сооружения (или однократного нагружения) указанные структурные изменения называют длительной (долговременной) прочностью R_t [6, 16]. При этом такие характеристики, как морозостойкость, водонепроницаемость и коррозионность, практически остаются такими же, как у ненапряженного

ТАБЛИЦА 10.5. ЗНАЧЕНИЯ ДЛИТЕЛЬНОЙ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА НА СЖАТИЕ $R_{с,т}$, 10^6 Па ($\text{кг}/\text{см}^2$)

Проектная марка бетона	$R_{с,т}$	Проектная марка бетона	$R_{с,т}$
M100	35	M300	100
M150	50	M350	120
M200	65	M400	140
M250	80	M500	175

го бетона. Длительную прочность предлагается учитывать при расчетах высоких плитин и плитин средней высоты.

На стадии технического проекта нормативная длительная прочность на сжатие $R_{с,т}$ и растяжение $R_{р,т}$ может быть принята по данным ВНИИГ [6] (табл. 10.5 и 10.6). Расчетную

ТАБЛИЦА 10.6. ЗНАЧЕНИЯ ДЛИТЕЛЬНОЙ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА НА РАСТЯЖЕНИЕ $R_{р,т}$, 10^6 Па ($\text{кг}/\text{см}^2$)

Проектная марка бетона по прочности на сжатие	Значения $R_{р,т}$ при классе сооружения			
	I	II	III	IV
M100	8,2	8,8	9,9	10,5
	10,5	11,0	11,0	11,0
M150	11,2	12,0	13,5	14,2
	14,2	15,0	15,0	16,0
M200	13,5	14,4	16,2	17,1
	17,1	18,0	18,0	18,0
M250	15,0	16,0	18,0	19,0
	19,0	20,0	20,0	20,0
M300	17,2	18,4	20,7	21,8
	21,8	23,0	23,0	23,0
M350	18,7	20,0	22,5	23,8
	23,8	25,0	25,0	25,0
M400	20,2	21,6	24,3	25,6
	25,6	27,0	27,0	27,0
M500	23,2	24,8	27,0	29,4
	29,4	31,0	31,0	31,0

Примечание. Над чертой даны значения $R_{р,т}$ для основного сочетания нагрузок и воздействий, под чертой — для особого.

длительную прочность получают путем деления нормативных характеристик прочности на коэффициент безопасности длительной прочности K_d (табл. 10.7).

ТАБЛИЦА 10.7. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА БЕЗОПАСНОСТИ ДЛИТЕЛЬНОЙ ПРОЧНОСТИ K_d

Сочетание нагрузок и воздействий	Значения K_d при классе сооружения	
	I	II-IV
Основное	1,2	1,1
Особое	1,0	0,9

В. Возраст и водоцементное отношение. Прочность бетона с возрастом увеличивается. Степень этого увеличения зависит от температуры и влажности среды, а также от состава бетона (вида цемента, водоцементного отношения, типа добавок и т. д.) [18, 30]. В связи с этим наблюдается большой разброс опытных данных. В табл. 10.8 приведены значения от-

ТАБЛИЦА 10.8. ВЛИЯНИЕ ВОЗРАСТА НА ОТНОСИТЕЛЬНУЮ ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА НА СЖАТИЕ ПО ДАННЫМ ЕВРОПЕЙСКОГО КОМИТЕТА ПО БЕТОНУ (ЕСТЕСТВЕННОЕ ТВЕРДЕНИЕ)

Возраст, сут	Относительная прочность бетона	
	на обычном портландцементе	на быстротвердеющем цементе
3	0,40	0,50
7	0,65	0,75
28	1,00	1,00
90	1,20	1,15
360	1,35	1,20

носительной прочности бетона на сжатие по данным Европейского комитета по бетону. Рост прочности зависит от минералогического состава цемента: при высококалорийных цементах происходит быстрый набор прочности до 28 сут, а затем рост прочности замедляется; при белитовых цементах в первые сроки рост прочности происходит более медленно, а в поздние сроки значительно быстрее, чем при высококалорийных цементах.

На рис. 10.5 приведены кривые нарастания прочности бетона некоторых плит США.

Г. Скорость загрузки [7, 16]. Прочность бетона увеличивается с ростом скорости загрузки, что следует учитывать при расчетах на динамические (сейсмические) воздействия. Прочность при динамическом нагружении

$$R_d = K_d R,$$

где K_d — динамический коэффициент удорожания; для многих практических случаев расчета гидротехнических сооружений можно принимать $K_d = 1,3$, R — прочность при статическом нагружении.

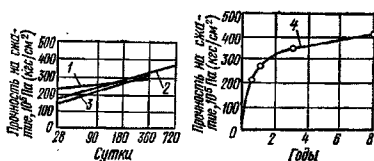


Рис. 10.5. Кривые нарастания прочности бетона ряда плит США

1 — водохранилища № 22 (расход цемента 166 кг/м³ бетона); 2 — Каньон Феррар (расход цемента 105 и воды 33 кг/м³ бетона); 3 — Целлоуейд (соответственно 97 и 41,5 кг); 4 — Хэнтри Хорс (соответственно 110 и 63,4 кг)

Д. Модуль упругости E . Значения начального модуля упругости E_0 тяжелого бетона различных марок с учетом условий твердения приведены в табл. 10.9. Для сооружений I класса значения E_0 уточняют экспериментально.

ТАБЛИЦА 10.9. ЗНАЧЕНИЯ НАЧАЛЬНОГО МОДУЛЯ УПРУГОСТИ E_0 , 10^9 Па (10^9 кгс/см²), ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА ПРИ СЖАТИИ И РАСТЯЖЕНИИ

Марка бетона по прочности на сжатие	Значения E_0 при твердении бетона		
	естественном	при тепловой обработке под атмосферным давлением	при автоклавной обработке
M100	170	155	125
M150	210	190	160
M200	240	215	180
M250	265	240	200
M300	290	260	220
M350	310	280	230
M400	330	300	250
M450	345	310	260
M500	360	325	270
M600	380	340	285

Примечание. Значения модулей упругости близки к средним по опытам различных авторов. Отклонение от средних значений не более $\pm 25\%$.

Модуль упругости плиты $E_{пл}$ при выполнении их расчетов на общую прочность, по деформациям и по раскрытию стронтельных швов и трещин определяют по формулам СНиП II-54-77:

а) при возведении плит столбчатыми массивами или с перевязкой блоков

$$E_{пл} = E_0 (1 - 0,04n_{пл}), \quad (10.5)$$

где E_0 принимают по табл. 10.9; $n_{пл}$ — число вертикальных швов бетонирования на подошве плитам;

б) при сплошной укладке бетона

$$E_{пл} = 0,9E_0. \quad (10.6)$$

Во всех случаях в расчетах надлежит принимать

$$0,65E_0 < E_{пл} < 250 \cdot 10^9 \text{ Па} \quad (250 \cdot 10^9 \text{ кгс/см}^2). \quad (10.7)$$

Исследования последних лет* по Курпсайской, Токтогульской и Андижанской плотинам показали, что модуль упругости гидротехнического бетона, отличающегося повышенным содержанием крупного заполнителя при сравнительно небольших расходах цемента, может иметь значения, в 1,4—1,5 раза превышающие приведенные в табл. 10.9.

Е. Модуль сдвига бетона G. В СНиП II-56-77 рекомендуется принимать G равным 0,4 соответствующих значений E_b . Модуль сдвига может быть определен по известной зависимости:

$$G = \frac{E_b}{2(1 + \mu)}$$

где μ — коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона при работе бетона в упругой стадии).

Ж. Коэффициент поперечной деформации μ . В СНиП II-56-77 рекомендуется принимать $\mu = 0,15$. Значение μ определяют по формуле

$$\mu = \Delta \varepsilon_x / \Delta \varepsilon_y,$$

где $\Delta \varepsilon_x$ и $\Delta \varepsilon_y$ — приращение соответственно поперечной и продольной деформации на данной ступени нагрузки.

З. Водонепроницаемость бетона. Мерой водонепроницаемости служит наибольшее давление воды, при котором не наблюдается просачивания ее через образцы в условиях стандартного испытания в возрасте 180 сут (ГОСТ 12730.0—78, ГОСТ 12730.5—78). Установлены следующие марки по водонепроницаемости: В-2, В-4, В-6, В-8, В-10, В-12. Марку по водонепроницаемости назначают в зависимости от градиента, равного отношению максимального напора к толщине конструкции или к толщине бетона наружной зоны:

Напорный градиент	<5	5—10	10—12	>12
Марка по водонепроницаемости	В-4	В-6	В-8	В-12

Проектным маркам по водонепроницаемости соответствуют определенные значения коэффициента фильтрации бетона (табл. 10.10).

И. Морозостойкость. За проектную марку по морозостойкости принимают число выдержи-

* См., например, Пухов Н. Е., Кулешов Г. Н. Упругие характеристики бетона плотин Андижанского гидроузла. — Гидротехническое строительство, 1981, № 12; Марчук А. И. Статическая работа бетонных плотин. М., Энергоатомиздат, 1983.

ТАБЛИЦА 10.11. МАРКИ БЕТОНА ПО МОРОЗОСТОЙКОСТИ (ГОСТ 4795—88)

Климатические условия района (средне-сухая температура самого холодного месяца)	Марка бетона при числе циклов замораживания и оттаивания в год				
	<50	50—75	75—100	100—150	150—200
Умеренные (от 0 до —10°C)	Мрз 50	Мрз 100	Мрз 150	Мрз 200	Мрз 300
Суровые (от —10 до —20°C)	Мрз 100	Мрз 150	Мрз 200	Мрз 300	Мрз 400

ТАБЛИЦА 10.10. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ БЕТОНА k_f , см/с

Марка бетона по водонепроницаемости	Значения k_f при испытании образцов	
	в состоянии равновесной влажности	водонасыщенных
В-2	$7 \cdot 10^{-9}$ — $2 \cdot 10^{-8}$	$5 \cdot 10^{-10}$ — $1 \cdot 10^{-9}$
В-4	$2 \cdot 10^{-8}$ — $7 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-10}$ — $5 \cdot 10^{-10}$
В-6	$6 \cdot 10^{-10}$ — $2 \cdot 10^{-9}$	$5 \cdot 10^{-11}$ — $1 \cdot 10^{-10}$
В-8	$1 \cdot 10^{-10}$ — $6 \cdot 10^{-10}$	$1 \cdot 10^{-11}$ — $5 \cdot 10^{-11}$
В-10	$6 \cdot 10^{-11}$ — $1 \cdot 10^{-10}$	$6 \cdot 10^{-12}$ — $1 \cdot 10^{-11}$
В-12	$< 6 \cdot 10^{-11}$	$< 6 \cdot 10^{-12}$

Примечание. Коэффициент фильтрации определяют по ГОСТ 19428—74 на образцах в состоянии равновесной влажности для конструкций, работающих в условиях попеременного увлажнения и высыхания, а также в воздушно-влажностных условиях; на водонасыщенных образцах — для конструкций, работающих постоянно в контакте с водой.

ваемых водонасыщенными образцами, испытываемыми в возрасте 28 сут, циклов попеременного замораживания и оттаивания без снижения прочности бетона более чем на 15% (по сравнению с прочностью образцов такого же бетона аналогичного возраста, не подвергавшихся замораживанию) (ГОСТ 10060—76). Установлены следующие марки гидротехнического бетона по морозостойкости: Мрз 50, Мрз 75, Мрз 100, Мрз 150, Мрз 200, Мрз 300, Мрз 400, Мрз 500.

Марку по морозостойкости бетона зоны переменного уровня и бетона водослива назначают в зависимости от климатических условий района и числа расчетных циклов попеременного замораживания и оттаивания в течение года (по данным долгосрочных наблюдений) в соответствии с рекомендациями табл. 10.11.

При температуре ниже —20°C марку по морозостойкости намечают и обосновывают особо.

Для надводного бетона (выше переменного уровня воды) марку по морозостойкости назначают с учетом атмосферных воздействий, солнечной радиации, числа переходов через 0°C, температуры воздуха в зимнее время, но не ниже Мрз 50 при среднемесячной температуре от 0 до —10°C и не ниже Мрз 100 при среднемесячной температуре от —10 до —20°C.

С увеличением возраста бетона его морозостойкость повышается.

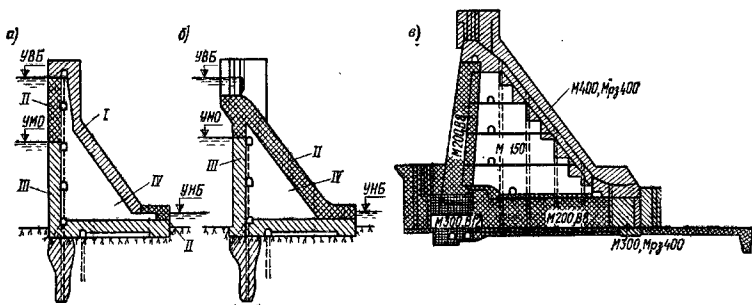


Рис. 10.6. Зональность укладки бетона в плотинах

а — глухой; б — водосливной; в — Зейской (водосливной); I—IV — бетоны различных марок по СНиП II-54-77

10.3. Зональность укладки бетона и защитные покрытия граней плотины

10.3.1. Зональность укладки бетона

С целью обеспечения надежной работы и удешевления плотины в ее отдельные части в зависимости от условий работы укладывают бетон различных марок, т. е. зонруют плотину.

Преимущества зональной укладки бетона:

- 1) сокращение объема дорогих бетонов (кавитационно-стойких, морозостойких и т. п.);
- 2) удовлетворение требований к бетону различных по прочности и долговечности зон при эффективном использовании цемента (уменьшении расхода; применение, в частности, более дешевых шлакопортландцементов, пуццолановых цементов, добавок в виде золы-уноса и др.);
- 3) снижение затрат на регулирование температурного режима кладки (в связи с уменьшением расхода цемента и использованием цементов с пониженным тепловыделением);
- 4) снижение требований к заполнителю различных зон.

Недостатки зональной укладки бетона:

- 1) усложнение и увеличение объема бетонного хозяйства (при наличии двух-трех видов цементов, добавок, разных заполнителей);
- 2) некоторое снижение темпов работ (при столбчатой разрезке в связи с возможным разделением потоков бетонной смеси; при секционной разрезке из-за сложной раскладки порций бетонной смеси, подаваемых в блоки).

Экономическая эффективность применения зональности составляет примерно 10—20 % по бетону сооружения в целом. Рациональным можно считать применение зональности при отличии в зонах содержания цемента пример-

но на 10 кг/м³ бетона (плотины Дворжак и Либби).

В соответствии со СНиП II-54-77, различают четыре зоны плотины (рис. 10.6): I — наружные части плотины и их элементов, находящиеся под воздействием атмосферы, неомываемые водой; II — наружные части плотины в пределах колебания уровней воды в верхнем и нижнем бьефах; части и элементы плотины, периодически омываемые водой (водосбросы, водоспуски, водобойные устройства и т. н.); III — наружные, а также прилегающие к основанию части плотины, расположенные ниже минимальных эксплуатационных уровней воды в верхнем и нижнем бьефах; IV — внутренняя часть плотины, ограниченная зонами I—III (в том числе конструкции, прилегающие к замкнутым полостям в контрфорсных и облегченных гравитационных плотинах).

Требования к бетону различных зон плотины всех классов приведены в табл. 10.12. В плотине должно быть не более четырех марок бетона; большее число марок требует специального обоснования. Границы зон располагают исходя из общей схемы разбивки профиля на блоки бетонирования (см. далее), однако ширина любой зоны должна быть не менее 2 м. На практике толщину зоны морозостойкого бетона при столбчатой разрезке принимают равной длине блока (т. е. обычно больше необходимой расчетной); при бетонировании длинными блоками толщину зоны принимают не менее 3—4 м; при токтогульском методе бетонирования расчетная толщина может быть выдержана достаточно точно. Минимальная толщина зоны кавитационно-стойких и износостойких бетонов 0,5—1,0 м (при столбчатой разрезке она равна длине блока). При неоднородных модулях деформации различных зон для улучшения напряженного состояния на кон-

ТАБЛИЦА 10.12. ТРЕБОВАНИЯ К БЕТОНУ РАЗЛИЧНЫХ ЗОН ПЛОТИН

Требования	Предъявление требований к бетону различных зон плотин							
	Бетонных				Железобетонных			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV
Прочность на сжатие	+	+	+	+	+	+	+	-
Прочность на растяжение	+	+	+	-	+	+	+	-
Водопроницаемость	+	+	+	-	+	+	+	-
Морозостойкость	+	+	+	-	+	+	+	-
Предельная растяжимость	+	+	+	+	-	+	+	-
Стойкость против агрессивного действия воды	+	+	+	-	-	+	+	-
Сопротивляемость истиранию потоком воды при наличии взвешенных и волокнистых наносов, а также стойкость против кавитации при скорости движения воды по поверхности бетона более 15 м/с	-	+	-	-	-	+	-	-
Теплоудерживание при твердении бетона	+	+	+	+	-	-	-	-

также между ними можно устраивать переходные зоны или регулировать модуль упругости путем применения заполнителей разной крупности или воздухововлекающих (или иных) добавок.

В прежние годы в различные зоны плотин обычно укладывали бетон с неодинаковым расходом цемента одного вида, иногда расход цемента уменьшали по высоте; некоторые ос-

ложения в производстве работ привели на ряде плотин к отказу от зональности (плотины Боулдер, Днепрогэс). В настоящее время в различных зонах плотин часто используют различные виды цемента (портландцемент, пуццолановый портландцемент, шлакопортландцемент, трехкомпонентный цемент и др.); на ряде крупных плотин (особенно в районах сурового климата) в различных зонах укладывают

ТАБЛИЦА 10.13. ВОЗМОЖНЫЕ МАРКИ БЕТОНА ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ ЗОН ПЛОТИН В СООТВЕТСТВИИ С РАСЧЕТНЫМИ НАГРУЗКАМИ И УСЛОВИЯМИ ЭКСПЛУАТАЦИИ (СЕЙСМИКА И ДР.)

Зона плотин	Марка бетона	Ориентировочный расход цемента, кг/м ³
<i>Массивные гравитационные плотины</i>		
Внутренняя	M150, В-2	160
	M200, В-4	200
Наружная подводная	M200, В-8, Мрз 100	230
	M250, В-8, Мрз 100	250
Наружная надводная	M200, В-8, Мрз 150	240
	M250, В-8, Мрз 150	260
Переменного уровня воды в верхнем бьефе	M250, В-8, Мрз 250	270
	M300, В-8, Мрз 300	290
Фундаментные части (сопряжение с основанием)	M200, В-10, Мрз 100	240
	M250, В-10, Мрз 100	260
Переменного уровня воды в нижнем бьефе	Требуют обоснования в зависимости от климатических и эксплуатационных условий	
Облицовка водосливной грани	Требуют обоснования в зависимости от скорости потока с проведением соответствующих исследований	
<i>Арочно-гравитационные плотины</i>		
Внутренняя	M150, В-4	130
	M200, В-6	220
Наружная подводная	M200, В-10, Мрз 100	240
	M250, В-10, Мрз 100	260
Наружная надводная	M200, В-10, Мрз 150	250
	M250, В-10, Мрз 150	270
Переменного уровня воды в верхнем бьефе	M250, В-10, Мрз 250	280
	M300, В-10, Мрз 300	300
Фундаментные части (сопряжение с основанием)	M200, В-12, Мрз 100	250
	M250, В-12, Мрз 100	270
Переменного уровня воды в нижнем бьефе	Требуют обоснования в зависимости от климатических и эксплуатационных условий	
Облицовка водосливной грани	Требуют обоснования в зависимости от скорости потока с проведением соответствующих исследований	
<i>Арочные плотины</i>		
Все тело плотин	M300, В-10, Мрз 200	290
	M350, В-10, Мрз 300	325

Примечание. Значение В; Ц и данные по подбору состава приведены в СНиП II-56-77.

бетон с резко различными свойствами, размеры зон при массовой укладке бетона увязывают с размерами строительных блоков. В менее суровых условиях возможно использование меньшего числа марок бетона. С зональным распределением бетона обычно возводят контрфорсные плотины [Зейская, Кировская, Андрижанская в СССР (рис. 10.6, а)]. В тонких арочных плотинах зональность применяют редко. В высоких арочно-гравитационных плотинах зональность применяют в некоторых случаях.

В последние годы в связи со стремлением к равномерной укладке бетона по высоте возвратились к принципам высотной зональности плотин. Так, в плотине Дворжак (219 м, 1968—1971 гг., США), бетон марок М210, М155, М105, М85 был уложен соответственно в зоны высотой 13, 30, 46 и 130 м снизу вверх. Иногда на низовой и верховой гранях плотины, а также по боковым гребням контрфорсов (в контрфорсных плотинах) устанавливают сборные плиты из бетона высокой марки, играющие одновременно роль опалубки (пример — Андрижанская массивно-контрфорсная плотина).

Рекомендуемые для предварительного назначения в различных зонах плотности разного типа марки бетона указаны в табл. 10.13 [20].

10.3.2. Защитные покрытия граней плотин

Эти покрытия предназначены: 1) для защиты зон переменного уровня в верхнем и нижнем бьефах от разрушения; 2) для предотвращения чрезмерной фильтрации (в частности, в плотинах с допущением растягивающих напряжений на верховой границе, из низкоарочного бетона и др. — подробнее см. п. 10.1); 3) для защиты тела плотины от агрессивной среды — воды; 4) для защиты низовой грани и гребня плотины от высоких перепадов температуры; 5) для защиты обтекаемых потоком поверхностей от кавитационных воздействий [19]; 6) для предотвращения истирания наносами обтекаемых потоком поверхностей [11].

В обычных условиях основным защитным покрытием является «зональный» бетон. При укладке «зонального» бетона на гребнях плотины обычно можно не предусматривать дополнительных специальных мероприятий.

При суровом климате наиболее интенсивным разрушениям подвергаются зоны переменного уровня воды, что обусловлено сложными температурно-влажностными процессами, протекающими на различной глубине при попеременном замораживании и оттаивании

бетона [21]. Меры борьбы с разрушениями в этих зонах: 1) повышение морозостойкости бетона или применение облицовок повышенной морозостойкости; 2) устройство гидроизоляционных покрытий и облицовок (гидроизоляция, выполненная лишь в зоне переменного уровня, уменьшает водонасыщение, но не исключает термовлажностных процессов, разрушающих бетон); 3) применение теплогидроизоляции (наиболее эффективно, так как замедляет или исключает термовлажностные процессы, вызывающие разрушение).

В качестве гидроизоляции применяют асфальтовую штукатурку (горячую или холодную), покраску битумом, покрытия на основе каменноугольной смолы. Лучшими свойствами обладают битумно-полимерные композиции и асфальтополимербетон. Весьма перспективны полимерные гидроизоляционные покрытия (эпоксидное связующее с армирующим слоем из стеклоткани), отличающиеся, однако, высокой стоимостью. Разработаны также комбинированные покрытия (из каменноугольных смол и эпоксидных с армированием стеклотканью) — они более экономичны, обладают высокой морозостойкостью, водонепроницаемостью, достаточной прочностью на растяжение, возможностью регулирования цвета, но пока что трудоемки в изготовлении; кроме того, выполнение их зависит от погоды. По данным НИС Гидропроект, такое трехслойное покрытие обладает морозостойкостью более 1000 циклов, водонепроницаемостью до 3 МПа и допускает раскрытие трещин в конструкции до 2 мм.

Низовые грани гравитационных плотин обычно не имеют теплозащитных покрытий. В суровых климатических условиях в арочных тонких плотинах (толщина 1,2—4,3 м) иногда применяют теплозащитные стенки из сборных железобетонных элементов, опирающихся на горизонтальные опоры, образующие воздушный прослой, — плотины Юванн, Слеттедален (Норвегия). Теплозащитные стенки применяют также для защиты напорных перекрытий контрфорсных плотин (см. п. 11.4.2; рис. 11.33). В принципе теплозащита низовой грани гравитационных и массивно-контрфорсных плотин может быть использована как средство регулирования их термонапряженного состояния в эксплуатационный период. Вместо теплозащитных стенок с воздушным прослойком могут применяться пенопласты, легкие бетоны, пезоэпоксидные составы и т. п.

В зонах возможного абразивного износа поверхностей наносами применяют износостойкий бетон или специальные износостойкие облицовки — полимербетонные, каменные, метал-

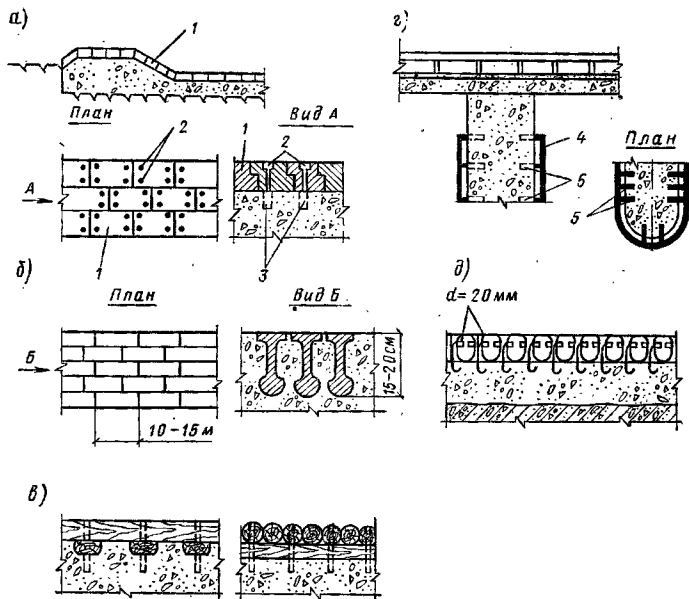


Рис. 10.7. Схемы износостойких облицовок

а — водослива и водовола чугунными плитами; б — водовола старыми рессами; в — водовола твердыми породами дерева; г — бычков котельной стали; д — каменная облицовка; 1 — чугунные плиты; 2 — болты; 3 — анкеры муфты; 4 — листовая котельная сталь; 5 — штыри

лищеские (в том числе чугунные), деревянные.

По данным [11], предельное значение коэффициента износа K_n износостойкого бетона марки М300 и торкрета — 0,51—1 кг/(м²·ч); износостойкого бетона марки М400 и деревянных покрытий из твердых пород дерева — 0,31—0,5 кг/(м²·ч); сталебетона, чугунобетона, износостойкого бетона марок М500 и М600,

а также полимербетона — 0,11—0,3 кг/(м²·ч); листовой стали, чугунных плит, гранита и других твердых пород, каменного литья — 0,02—0,1 кг/(м²·ч). К износостойким относится бетон с $K_n \leq 1$ кг/(м²·ч). Его марка по прочности на сжатие должна быть не ниже М300, по прочности на растяжение — не ниже Р-25, по водонепроницаемости — не ниже В-8 и по мо-

ТАБЛИЦА 10.14. ПРИМЕРНЫЕ ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ИЗНОСОСТОЙКИХ ОБЛИЦОВОК

Тип износостойкой облицовки	Допускаемые скорости потока, м/с	Предельное насыщение потока наносами, %	Предельные размеры наносов, мм	Ориентировочная толщина облицовки, см
Листовая котельная сталь, чугунные плиты		Без ограничения		1—2,5
Гранит и другие твердые породы	30—50	10—15	150	30—50
Каменное литье	30—30	—	80	10—12
Сталебетон (чугунобетон)	15—20	5	50	10—15
Износостойкий бетон марок:				
М600	12—15	3	50—100	40—60
М500	10—12	3	50—100	40—60
М400	6—10	3	50—100	40—60
М300	4—6	3	50—100	40—60
Щпринц-бетон марки М500	10—15	—	50	10—20
Твердые породы дерева (дуб, бук, клен)	8—10	2	50	20—25
Полимербетон:				
на эпоксидной смоле	10—15	2	20	1—2
на мономере ФА	10—14	—	50	12—30
Торкрет	5—10	1	20	5—6

розостойкости — не ниже Мрз 300; водоцементное отношение В : Ц должно быть не более 0,46.

При выборе типа износостойкого покрытия следует учитывать местные условия и проводить технико-экономическое сопоставление вариантов, принимая во внимание данные табл. 10.14.

Некоторые схемы износостойких облицовок приведены на рис. 10.7.

10.4. Общие компоновочные и конструктивные требования к бетонным плотинам

10.4.1. Компоновочные требования

Местоположение бетонной плотины в створе зависит от ряда факторов: 1) топографии; 2) инженерно-геологических и гидрологических условий; 3) условий примыкания к берегам и другим сооружениям; 4) схемы организации и производства работ. Выбор типа бетонной (или железобетонной) плотины и ее местоположение в гидроузле определяются на основе технико-экономического сравнения вариантов (см. гл. 5).

10.4.2. Водосбросные тракты

Водосбросные тракты (отверстия) гидроузлов с бетонными и железобетонными плотинами часто располагают в теле этих плотин, что дает компактную компоновку гидроузла и нередко бывает экономически оправданным. Реже в таких гидроузлах водосбросы устраивают береговыми (см. гл. 11). Последнее техническое решение, в частности, бывает рациональным в узких створах (основание и берега — скальные) при пропуске строительных расходов по туннелям, используемым затем в качестве отводящих трактов эксплуатационных водосбросов. Иногда при высоких плотинах на скальных основаниях (притом и в широких створах) это решение предлагается и в целях отказа от устройства отверстий — для создания наилучших условий для применения высокопроизводительных способов бетонирования.

Бывают и комбинированные решения — при нескольких водосбросах расположение их и в берегах и в теле плотины.

Наиболее рациональное расположение водосбросов устанавливают на основе технико-экономического сравнения вариантов.

Как указано в п. 10.1.2, бетонные плотины на скальных основаниях устраивают водосбросными. Они должны иметь такое конст-

руктивное оформление, чтобы наряду с требованиями, общими для глухих и водосбросных плотин (создание надлежащего подпора, обеспечение устойчивости сооружения на сдвиг, долговечность, удобства эксплуатации и пр.), удовлетворять и требования, связанные с надежным пропуском воды в строительный и эксплуатационный периоды (паводков, полезных попусков), а в соответствующих случаях льда и других плавающих тел, а также наносов. При этом необходимо: 1) обеспечить заданную водопропускную способность сооружения в строительный и эксплуатационный периоды (а в соответствующих случаях и ледопроницаемую); 2) не допустить гидравлически неблагоприятных режимов в водопропускных трактах, могущих привести к вибрациям и другим нежелательным явлениям (что особенно важно для глубинных водосбросов); 3) исключить кавитационную эрозию элементов водопропускного тракта, а при наличии значительных наносов обеспечить абразивную стойкость обтекаемых потоком поверхностей; 4) предусмотреть комплекс мероприятий, в том числе конструктивных (устройство гасителей энергии, растекателей), предотвращающих образование опасных сбойных течений в нижнем бьефе и опасных для сооружения размывов; при устройстве креплений в нижнем бьефе определить их параметры, с учетом пульсационных нагрузок, обеспечив их устойчивость и прочность.

Указанные вопросы рассмотрены в основном в гл. 12 и частично в гл. 11 (применительно к отдельным типам бетонных плотин).

10.4.3. Быки

Быки служат опорами для затворов, мостов (служебных и транзитных) и стационарных подъемных механизмов.

Форма быков в плане со стороны верхнего бьефа должна быть плавной (рис. 10.8, а, б), а при пропуске льда — криволинейно-застрашенной (если бык не разрезан швом) (рис. 10.8, в). Толщина быков зависит: 1) от типа и конструкции затворов; 2) от размеров водосбросных пролетов; 3) от размеров и конструкции мостов; 4) от типа резки плотины швами (доковый тип или с отрезными быками); 5) от наличия эксплуатационных и аварийных выходов из продольных галерей; 6) от размеров помещений для контрольно-измерительной аппаратуры, вентиляционных и других служебных помещений.

Для предварительного назначения размеров при плоских затворах водосливных отверстий можно руководствоваться схемой на рис.

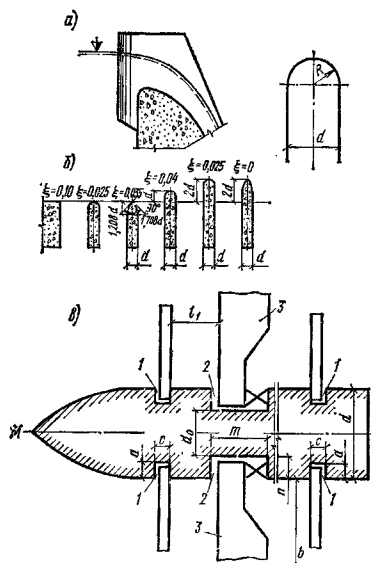


Рис. 10.8. Быки плотин (с водосливными отверстиями) а, б — очертание верхней части в плане (а — полуциркульное); ξ — относительная величина коэффициента формы быка, от которой зависит коэффициент обтекания ξ ; в — схема к назначению основных размеров в плане; 1 — паз для ремонтного или аварийного затвора; 2 — паз для основного (рабочего) затвора 3

10.8, в и следующими указаниями. Из условий прочности и производства работ толщина низового перешейка $d_0 \geq 0,8$ м, обычно 0,8—1,5 м; полная толщина $d \geq 2$ м (обычно 2—6 м); если бык разрезан по оси швом (доковая конструкция) (см. гл. 12), толщина его d бывает на 0,5—2 м больше; $a \approx c \approx 0,5$ м; $n = m/2 \approx \approx 0,7$ —2 м; $m \approx (1,7 \dots 1,10) b \approx 1$ —4 м, где b — пролет отверстия в свету; l_1 назначают исходя из условий выполнения работ по ремонту рабочего затвора (не менее 1,0—1,5 м). Если в качестве ремонтного или аварийно-ремонтного затвора со стороны верхнего бьефа используют такой же затвор, как и рабочий (при передвижных подъемных механизмах), вместо размеров a и c принимают размеры n и m и тогда l_1 соответственно увеличивают. При сегментных рабочих затворах водосливных отверстий толщина d может быть уменьшена (иногда до 1—2 м), пазы для рабочих затворов устраивают широкими и менее глубокими или вообще не устраивают.

Отметка верха быков водосливных отверстий зависит: 1) от отметки гребня глухой

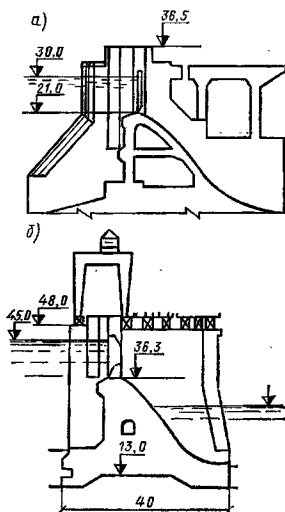


Рис. 10.9. Расположение мостов на низовой части быка а — Волгоградская плотина; б — Цимлянская плотина

плотины; 2) от типа затворов (при сегментной отметке гребня быков обычно ниже в средней части); 3) от применяемых подъемных и транспортных механизмов и условий их маневрирования; 4) от наличия мостового перехода. Верх быков может иметь в верхнем и нижнем бьефах уступы, по которым прокладывают мосты. В верхнем бьефе для их размещения могут предусматриваться консоли. Уступы проектируют с учетом отметки мостов, в частности в верхнем бьефе так, чтобы плавающие тела и лед не ударялись о пролетное строение мостов. При расположении дороги на гребне глухой плотины отметку верха уступа увязывают с отметкой гребня плотины. В верхнем бьефе бык имеет вертикальное или наклонное ребро (последнее полезно при сбросе льда для лучшего разламывания его). В нижнем бьефе отметку верха уступа быка принимают примерно на 1—2 м выше максимальной отметки уровня воды в этом бьефе. При расположении мостов на низовой части быка возможны следующие варианты их размещения: 1) на эстакаде (рис. 10.9, а); 2) непосредственно на низовом уступе быка (рис. 10.9, б); при этом требуется устройство съездов с гребня земляной плотины на мост.

Пазы рабочих затворов располагают обычно на линии гребня водослива; быки при этом иногда выдвигают в верхний бьеф (см. рис.

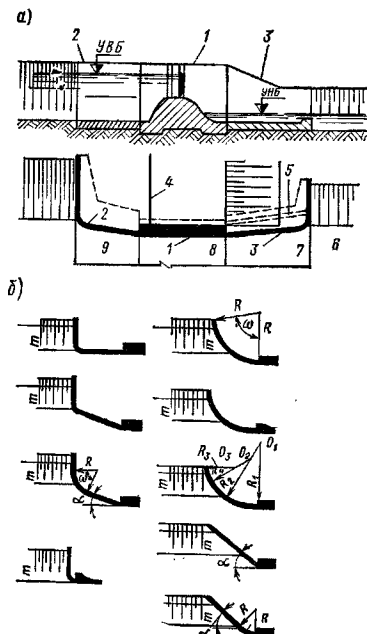


Рис. 10.10. Схема сопрягающего устоя (а) и очертания верхних стенок (б)

1 — продольная стенка; 2 и 3 — соответственно верховая и низовая сопрягающие стенки; 4 — противофильтрационная диафрагма; 5 — застенный дренаж; 6 — рисберма; 7 — водобей; 8 — водослив; 9 — понур

10.8, б), что повышает коэффициент расхода водослива.

В быке располагают закладные части затворов. Бетонирование быков может выполняться в опалубке из плит-оболочек, армопанелей, а иногда из облицовочных бетонных блоков (плотина Кременчугской ГЭС) [3, 15, 36].

10.4.4. Устой

Различают устои сопрягающие (для сопряжения водосборной плотины с грунтовой или с берегом — береговой устой) и раздельные (в виде раздельных стенок), которые отделяют водослив от глухой плотины или от здания гидроэлектростанции (либо иного сооружения) [12, 15, 27]. Задачи сопрягающих устоев: 1) та же, что у быков; 2) обеспечение плавного подхода потока к водосливу; 3) обеспечение плавного растекания потока в нижнем бьефе; 4) предохранение берегов или грунтовых плотин от размыва в верхнем и нижнем бьефах; 5) обеспечение надежного в фильтра-

ционном отношении сопряжения бетонной плотины с грунтовой (или с берегом). Задачи раздельных устоев: 1) предохранение основания примыкающего к водосливу сооружения от размывающего действия сбрасываемого через водослив потока; 2) борьба со сбойными течениями.

Сопрягающий устой состоит из следующих элементов: 1) верховой сопрягающей стенки; 2) противофильтрационной диафрагмы или стенки; 3) продольной стенки; 4) низовой сопрягающей стенки (рис. 10.10, а). За низовой сопрягающей стенкой часто устраивают застенный дренаж. Возможные очертания в плане верхних стенок приведены на рис. 10.10, б; при крупных сооружениях они обычно имеют криволинейное очертание — эллиптическое или более сложное [9, 13, 14]. Низовые стенки обычно имеют очертание в плане в виде конуса с углом α от 6—8 до 10—12°, а при низких напорах — прямоугольное (см. рис. 10.13, б, в).

Поперечное сечение сопрягающих устоев (рис. 10.11) зависит от материала конструкции, грунта основания и способа сопряжения с водосливом. Параметры его определяют расчетом прочности и устойчивости. При нескальном основании продольная стенка может составлять единое целое с водосливом (рис. 10.12, а); при скальном или плотном основании она может быть отрезана швом (рис. 10.12, б); если по условиям устойчивости и распределения напряжений по подошве не допускается передача активного давления грунтовой засыпки на крайние секции водослива, применяют схему, показанную на рис. 10.12, в.

Гребень верховой стенки желательно располагать выше НПУ. Иногда стенку делают ныряющей (рис. 10.13, а), и ее гребень повторяет очертание откоса грунтовой плотины. Ныряющая стенка обеспечивает экономию бетона, но хуже в фильтрационном и гидравлическом отношении. Гребень низовой стенки повторяет очертание откоса грунтовой плотины (или планировки берега) и обычно не заталивается (иногда в паводок допускают частичное затопление).

При сопряжении с грунтовой плотвиной очень важно обеспечить надежный контакт между тыловой гранью устоя и грунтом засыпки, в котором не должно возникать деформаций под действием фильтрационного потока. Грунт засыпки следует тщательно уплотнять. Для лучшего прилегания грунта к тыловой грани ее выполняют гладкой с уклоном примерно 1:0,1. Для удлинения путей фильтрации применяют специальные мероприятия: 1) при высоких плотинах часть гру-

хой бетонной плотины, заканчивающуюся диафрагмой, вводят в тело грунтовой плотины (рис. 10.14, а); 2) при плотинах небольшой высоты устраивают железобетонную или шпунтовую диафрагму (рис. 10.14, б); 3) при средненапорных плотинах кроме решеный «1» или «2» можно выполнить центральную часть

устоя в виде железобетонной ячеистой конструкции, оканчивающейся диафрагмой (рис. 10.14, в). Сопряжение диафрагмы с устоем и основанием должно быть эластичным. При наличии в грунтовой плотине ядра диафрагма должна входить в него. Для уменьшения фильтрации в основании устоя шпунтовые

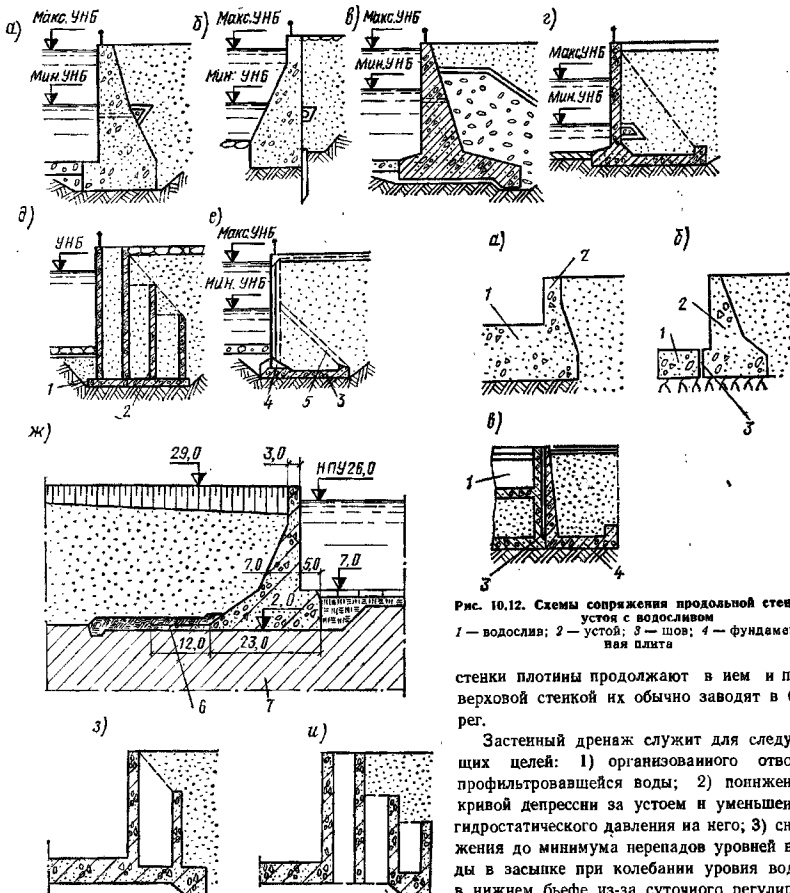


Рис. 10.11. Схемы поперечных сечений стенок сопрягающих устоя
 а, б — бетонных; в, г — железобетонных (уголкового профиля и контрфорсной); д — железобетонной сборной ячеистой; е — сборной железобетонной полуанкерной конструкции; ж — с анкерной плитой; з — с вертикальной плитой; и — с фундаментной плитой под частью ячеек; 1 — монолитная фундаментная плита; 2 — сборные плиты; 3 — сборная фундаментная плита; 4 — сборные элементы таврового сечения; 5 — стальной анкер; 6 — анкерная плита; 7 — моренный суглинок

Рис. 10.12. Схемы сопряжения продольной стенки устоя с водосливом
 1 — водослив; 2 — устой; 3 — шов; 4 — фундаментная плита

стенки плотины продолжают в нем и под верхней стенкой их обычно заводят в берег.

Застенный дренаж служит для следующих целей: 1) организованного отвода профильтровавшейся воды; 2) понижения кривой депрессии за устоем и уменьшения гидростатического давления на него; 3) снижения до минимума перепадов уровней воды в засыпке при колебании уровня воды в нижнем бьефе из-за суточного регулирования гидроэлектростанций.

Дренаж располагают несколько выше межениго уровня воды в реке обеспеченностью 25—30% с учетом колебаний при суточном регулировании. Во время весеннего и летне-осеннего паводка допускается затопление дренажа. При небольших колебаниях уровня воды в нижнем бьефе

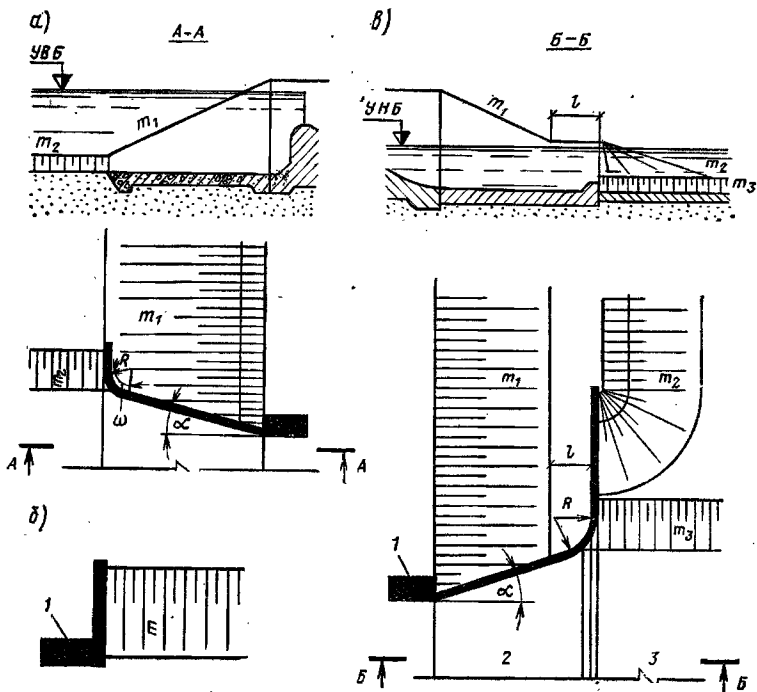


Рис. 10.13. Выступающая стенка устоев (а) и очертание прямоугольной низовой сопрягающей стенки при низких напорах (б) и тупоугольной низовой сопрягающей стенки (в)

1 — продольная стенка; 2 — водобой; 3 — рибсерма

минимальный запас устойчивости будет при строительстве. Повышение устойчивости на сдвиг в строительный период (а если необходимо и в эксплуатационный) может быть достигнуто устройством тылового зуба высотой 1—2 м под фундаментной плитой (обычно на связных грунтах) (см. рис. 10.11, в) или тыловой анкерной плиты, шарнирно-соединенной с устоем (см. рис. 10.11, ж). Для выравнивания напряжений под подошвой устоя, что важно при некальных основаниях в целях уменьшения неравномерности осадок, у фундаментной плиты устоя устраивают консольный выступ (см. рис. 10.11, в). Длина верхней сопрягающей стенки часто совпадает с длиной понура; низовой — с длиной водобоя (ее продолжением может служить струенаправляющая дамба, укрепленная плитами); иногда низовая стенка находится в пределах водобоя и рибсермы.

Расчеты фильтрации в обход сопрягающих устоев приведены в гл. 4.

Раздельный устоя (между водосливом и зданием гидроэлектростанции) представляет собой стенку с вертикальными или слабонаклонными гранями. В нижнем бьефе стенка переходит в пирс. Стенка обычно находится в пределах водобоя и рибсермы, но бывает и короче. На водобое стенка небольшой высоты может заделываться в плиты водобоя; стенка большой высоты, а также стенка в пределах рибсермы имеет отдельные фундаментные плиты. При установке на стенке опор ЛЭП ее часто выполняют ичестной конструкции.

10.4.5. Мостовые переходы

Различают служебные и транзитные (проезжие) мосты. Служебные мосты предназначены: 1) для передвижения подъемных кранов, обслуживающих затворы; 2) для разме-

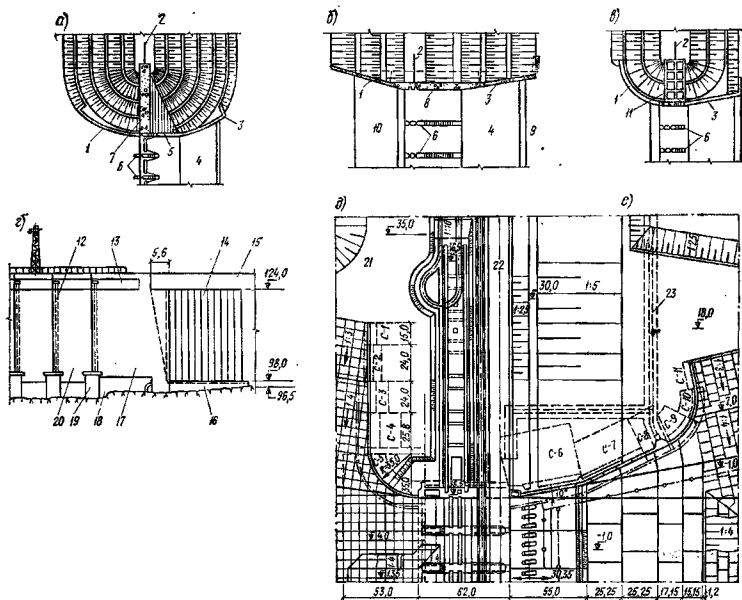


Рис. 10.14. Сопряжение бетонных плотин с грунтами

а — глухой бетонной плотной и сопрягающими стенками; б — продольной подпорной стенкой и сопрягающими стенками; в — ячеистой железобетонной конструкции и сопрягающими стенками; г — бетонным устоем со шпунтовой диафрагмой (вид с верхнего бьефа на Братской плотине); д — засыпным железобетонным устоем (план сопряжения на плотине Волгоградского гидроузла); 1 — верхняя сопрягающая стенка; 2 — противодиффузионная диафрагма; 3 — низовая сопрягающая стенка; 4 — водобой; 5 — раздельная стенка на водосливной грани; 6 — бычки водослива; 7 — глухая бетонная плотина; 8 — центральная часть устоя; 9 — рисберма; 10 — понур; 11 — центральная часть устоя ячеистой конструкции; 12 — воздуховоды \varnothing 386 мм (для вентиляции расширенных швов); 13 — галерея; 14 — диафрагма из металлического шпунта длиной 30,4 м; 15 — земляная плотина; 16 — бетонный фундамент; 17 — устой; 18 — цементационная и дренажная галерея; 19 — расширенные швы; 20 — секция бетонной плотины; 21 — дамба аванпорта; 22 — ось автомобильной дороги; 23 — дренажная труба

щения в ряде случаев стационарных подъемных механизмов; 3) для пешеходного движения. Назначение транзитных мостов — проезд железнодорожного и автодорожного транспорта.

А. Служебные мосты. Пролетные строения подкрановых путей на этих мостах в связи с большими нагрузками часто представляют собой две стальные фермы с поперечными связями. Одна из них несет подкрановый рельс и воспринимает вертикальные нагрузки, вторая служит ветровой фермой (работает на горизонтальные нагрузки) и опорой настала служебного моста. Подкрановые балки могут быть и сплошными. Подкрановые пути используют и как служебные мосты для прохода. Применяют также и железобетонные служебные мосты. Для возможности выполнения ремонтных и монтажных работ по затворам и механизмам, особенно при большом числе

пролетов, подкрановые пути выводят на грунтовую плотину (или берег) — до 100—180 м. Рельсы подкрановых путей укладывают на фундаментные железобетонные балки таврового сечения, связанные обычно железобетонными поперечниками.

Б. Транзитные мосты. Железнодорожные мосты располагают на уровне гребня грунтовой плотины по бычкам бетонной плотины (чаще со стороны верхнего бьефа, иногда со стороны нижнего) и на щитовом отделении здания гидроэлектростанции. Автомобильные дороги, располагаемые на уровне гребня грунтовой плотины, могут проходить по бычкам бетонной плотины со стороны нижнего бьефа. Иногда их с помощью специальных съездов спускают с гребня грунтовой плотины на более низкие отметки бычков в нижнем бьефе и низовые щитовые отделения здания гидроэлектростанции (Щимлянская плотина). Иног-

да устраивают и двухъярусные мосты (железную дорогу располагают в нижнем ярусе). Пролетное строение железнодорожных и автодорожных мостов может быть выполнено из сборного предварительно-напряженного железобетона; часто пролетное строение выполняют из стальных балок и ферм, использовавшихся в бетоновозных и крановых строительных эстакадах (плотины Цимлянская, Куйбышевская, Волгоградская и др.). Различные мостовые переходы представлены на рис. 10.9. При высоких плотинах (с приплотинными гидроэлектростанциями) автомобильная дорога часто проходит по специальным опорам (иногда с консольными выступами), расположенным со стороны нижнего бьефа (плотины Братская, Богучанская, Усть-Илимская — см. рис. 11.5, е), а железная дорога — на уровне гребня плотины на консольных выступах также со стороны нижнего бьефа (см. рис. 11.18). Служебная автомобильная дорога проходит по гребню плотины.

10.4.6. Эксплуатационные коммуникации

Для возможности нормальной эксплуатации к плотине и гидроэлектростанции прокладывают подъездные пути (автомобильные дороги, железные дороги). При отсутствии на плотине мостовых переходов эксплуатационные дороги прокладывают специально, обычно с того берега, где поблизости расположены уже имеющиеся коммуникации. Коммуникации прокладывают в теле плотины — смотровые галереи (потерны), обычно совмещаемые с дренажными галереями; дренажные галереи иногда заходят к берега. В качестве смотровых могут использоваться и цементационные галереи. Из смотровых галерей в некоторых случаях устраивают выходы на консольные смотровые мостики, расположенные со стороны нижнего бьефа (см. рис. 11.60). Горизонтальные галереи могут соединяться наклонными галереями (иногда цементационными), проходящими по контуру основания (в арочных плотинах — в пробке, «седле», контурном шве, шве-надрезе). Наклонные галереи оборудуют ступеньками и горизонтальными площадками. В крупных плотинах их соединяют с вертикальными или иногда слабонаклонными (в арочных плотинах) галереями-шахтами для грузопассажирских и грузовых лифтов — плотины Братская, Красноярская, Ингури, Зезье, Валле дэ Лей, Нагавало, Мовуазен и др. Иногда, как на плотине Фрера, со стороны нижнего бьефа около плотины устраивают наклонный подъемник (бремсберг) [3]. В тонких арочных плотинах гале-

реи часто не устраивают, ограничиваясь смотровыми мостиками со стороны нижнего бьефа. В массивно-контрфорсных плотинах короткие галереи (в пределах толщины контрфорса) соединяют служебными мостиками. Конструкция галерей описана в гл. 11. В галереях прокладывают водопровод, электросеть и т. п. В галереях и шахтах устанавливают контрольно-измерительную аппаратуру.

10.5. Требования к сопряжению плотины с основанием, его укреплению, противофильтрационные занесы и дренажи

10.5.1. Сопряжение плотины с основанием

При рассмотрении вопросов сопряжения бетонных и железобетонных плотин с искомыми основаниями необходимо обеспечить надлежащую фильтрационную прочность грунтов основания (см. гл. 4) при рациональном для данных условий подземном контуре сооружения, а также устойчивость сооружения. Конструктивные особенности плотин (разрезку швами на секции, типы уплотнений в швах и т. п.) следует выбирать с учетом ожидаемых вертикальных и горизонтальных смещений и их неравномерности. Для уменьшения смещений и их неравномерности в ряде случаев требуются мероприятия по закреплению и уплотнению грунтов основания (в основном инъекция цементационных либо других вяжущих).

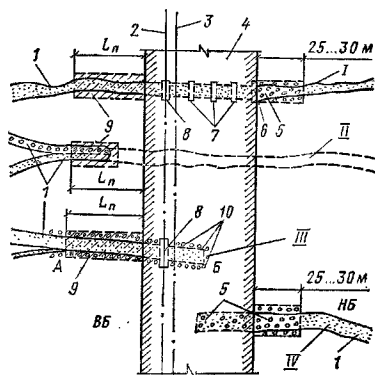


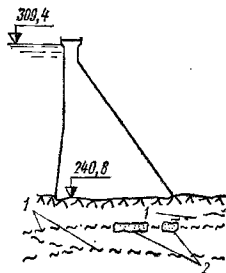
Рис. 10.15. Расположение в плане открытых тектонических трещин с показом противофильтрационных устройств

1 — открытые тектонические трещины; 2 — ось цементационной завесы; 3 — ось дренажной завесы; 4 — основание бетонной плотины; 5 — дренаж; 6 — вышняя подплотинный зуб; 7 — промежуточные зубья; 8 — верхняя подплотинный зуб; 9 — понур по трещине длиной L_n ; 10 — контурная цементация по бортам на участке АБ; I—IV — типы трещин

щих растворов). Если основание или его отдельные зоны имеют значительные коэффициенты фильтрации, может возникнуть необходимость в применении мероприятий, обеспечивающих уменьшение фильтрационного расхода — устройство завес (инъекционных, шпунтовых), зубьев.

При определении прочностных, деформативных и фильтрационных характеристик нескальных грунтов основания особое внимание надо обращать на «зоны ослабления», если они имеются.

При скальных основаниях также проводят противofильтрационные и укрепительные мероприятия, комплекс которых зависит от качества скалы (ее трещиноватости и прочности). Для борьбы с фильтрацией в основании применяют противofильтрационные устройства (завесы, зубья), в местах расположения крупных тектонических трещин предусматривают противofильтрационные устройства (поуры, зубья, дренажи — рис. 10.16). К укрепительным мероприятиям относятся укрепительная и «связующая» цементация прилегающей к сооружению зоны скалы с повышенной трещиноватостью, сплошное или в виде шпонок заполнение крупных трещин (с предварительной их «разделкой») бетоном, обычно с цементацией контактов, анкеровка отдельных скальных массивов (рис. 10.16;



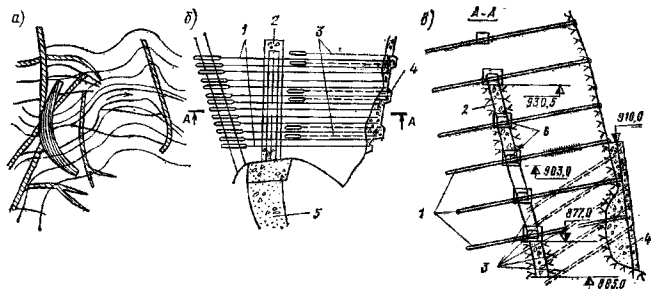
10.17). Цель укрепительных мероприятий — повышение деформативных и прочностных характеристик скалы в ослабленных зонах. Одновременно некоторые из этих мероприятий могут играть и противofильтрационную роль (например, «связующая» цементация контакта бетон — скала). Нет необходимости предусматривать укрепительную цементацию на тех участках скалы, на которых ее прочностные и деформативные характеристики являются приемлемыми. В зонах, где целесообразно уменьшать фильтрационное давление (например, за зубом и цементационной завесой гравитационной плотины, в зоне дренажей), она даже вредна, так как затрудняет приток воды в дренаж по трещинам.

10.5.2. Врезка в скалу

Удаление поверхностного слоя скалы под сооружением (врезки) должно быть минимальным и обосновано расчетом плотины на устойчивость и прочность (с учетом мероприятий по укреплению скалы) [10]. При назначении глубины врезок учитывают и конструктивные особенности плотины (например, при арочной плотине в некоторых зонах удаление даже здоровой скалы может быть оправдано целесообразностью получения более симметричного очертания контура плотины — см. гл. 11); относительно невысокие модули деформации скалы в поверхностной ее части

Рис. 10.16. Повышение сопротивления сдвигу основания плотины Грэнд-Питер путем устройства шпонок 1 — зоны, опасные по сдвигу; 2 — бетонные шпонки

Рис. 10.17. Укрепление анкерами левобережного приямка плотины Кавемата



а — план плотины с показом главных трещин (защрихованы); б и в — горизонтальный и поперечный разрезы опорного массива; 1 — анкер-шпунги; 2 — «передвижная» стенка; 3 — трески; 4 — удерживающая стенка; 5 — арочная плотина; 6 — штолбы для бетонирования стенки и бурения скважин для анкеров

далеко не всегда могут служить основанием для увеличения врезок сооружения в скалу.

Контактные поверхности скальных оснований бетонных плотин не следует специально выравнивать, так как неровности на поверхностях обеспечивают лучшую связь бетона со скалой.

На бортах ущелья не должно быть резких уступов во избежание концентрации напряжений в пространственно работающих плотинах (арочных, арочно-гравитационных, гравитационных с зацементированными швами), не имеющих межсекционных швов в местах уступов.

При определении прочностных, деформативных и фильтрационных характеристик скальных пород основания бетонных плотин особое внимание надо обращать на ослабленные зоны — выветренные области, зоны разгрузки, разломы, трещины (особенно крупные).

10.5.3. Противофильтрационные мероприятия

А. Общие положения. Противофильтрационные мероприятия в основаниях плотин осуществляют с целью уменьшения противодействия на подошву сооружения, снижения фильтрационных расходов, предохранения пород основания от химической и механической суффозии.

В качестве противофильтрационных мероприятий применяют: 1) инъекционные завесы, создаваемые нагнетанием раствора через скважины; 2) завесы в виде тонких стенок; 3) шпунты; 4) понуры (рис. 10.18); 5) дре-

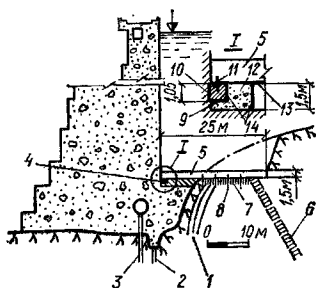


Рис. 10.18. Конструкция понура гравитационной плотины Борта (И_{дл} ≈ 100 м)

1 — трещины; 2 — старая завеса (дефектная); 3 — дренажная система; 4 — несущая балка понура; 5 — армированный понур, зааккеренный в скалу; 6 — двухрядная завеса; 7 — контактная цементация; 8 — анкеры понура; 9 — пластиковый лист; 10 — уплотнение из смолы и полиуретана; 11 — эластичная шпонка; 12 — бетонная подготовка; 13 — деформируемый среднеплотный материал; 14 — уплотнение инертным материалом

наж основания. Область применения каждого из перечисленных мероприятий, а также рецептура растворов, используемых для создания инъекционных завес и противофильтрационных стенок, зависят от свойств пород, слагающих основание плотины. Противофильтрационные инъекционные завесы устраивают в случаях, когда в основании плотины залегают водопроницаемые породы с $k_{ф} \geq 0,1$ м/сут. При меньших значениях коэффициента фильтрации пород основания более эффективным в отношении уменьшения противодействия является дренаж.

Цементация пород с применением цемента обычной тонкости помола может быть эффективной лишь при ширине трещин цементуемой породы более 0,1 мм. Для улучшения качества уплотнения тонких трещин инъекционные растворы пластифицируют путем введения специальных добавок, применения тонкодисперсных цементов, а также цементно-глинистых растворов.

Противофильтрационные завесы располагают обычно в той части основания, которая примыкает к напорной грани или противофильтрационному элементу плотины.

В зависимости от свойств пород основания и качества выполненной инъекции падение напора на завесе достигает 60—90 % общего напора на сооружении.

Инъекционные завесы устраивают обычно в скальных и полускальных породах и относительно редко в аллювиальных грунтах.

Если породы основания не позволяют достигнуть необходимой плотности завесы при помощи инъекции (рыхлые грунты, полускальные породы с глинистым заполнителем трещин, слабые породы, не допускающие высокие инъекционных давлений), целесообразно устраивать противофильтрационную завесу в виде стенки. В настоящее время широко применяют противофильтрационные стенки следующих типов: а) бетоно-свайную, состоящую из сплошного ряда свай диаметром 600—800 мм; б) непрерывную траншейную с заполнителем из глинистого или глиноцементного материала.

При составлении проектов противофильтрационных завес и дренажа основными исходными данными являются сведения о проницаемости пород основания сооружения. На базе этих сведений выполняют фильтрационные расчеты, позволяющие обосновать параметры противофильтрационного устройства.

В последние годы часто подчеркивается второстепенная роль противофильтрационных завес (которые не могут служить эффективным средством снижения противодействия) и

главствующая роль дренажа, позволяющего существенно снизить фильтрационное давление в основании. По мнению многих специалистов, роль противofильтрационной завесы — снижение фильтрационного расхода и перекрытие сосредоточенных путей фильтрации. Следует иметь в виду, что противofильтрационные завесы неэффективны при низкой проницаемости основания.

При неблагоприятной геологии рациональным решением может быть сочетание противofильтрационной завесы с дренажем*.

Проектирование противofильтрационных завес регламентируют нормативные документы [17, 23, 32, 33], а также [1, 5].

Для приближенного определения основных параметров противofильтрационных завес может быть использован ряд рекомендаций.

Б. Глубина противofильтрационной завесы.

При незначительной мощности водопроницаемых пород завесу доводят до водоупора; при отсутствии водоупора на практически достижимой глубине за условный водоупор принимают зону с удельным водопоглощением 0,01—0,05 л/мин в зависимости от напора на плотину. При высоте плотины более 100 м или при сооружении завесы в растворимых породах удельное водопоглощение q не должно превышать 0,01 л/мин ($k_{\phi} \leq 2 \cdot 10^{-5}$ см/с). На практике глубина завесы составляет обычно $(0,5 \dots 0,8)H$ (H — напор).

В. Толщина завесы. Ее назначают из условия обеспечения допустимого градиента на завесе. Максимальный градиент в теле завесы:

$$I_{\max} = H\Delta/l,$$

где H — действующий напор на сооружение; Δ — коэффициент приведения (рис. 10.19); l — расчетная толщина завесы.

Полученное по формуле значение I_{\max} не должно превышать величин, приведенных в табл. 10.15.

ТАБЛИЦА 10.15. ЗНАЧЕНИЯ ДОПУСТИМОГО ГРАДИЕНТА $I_{\text{доп}}$

Параметры плотности завесы в верхнем ярусе (не более)		$I_{\text{доп}}$
q , л/мин	k_{ϕ} , см/с	
0,05	$1 \cdot 10^{-4}$	15
0,03	$6 \cdot 10^{-5}$	20
0,01	$1 \cdot 10^{-5}$	30

Шаг скважин проектируют с таким расчетом, чтобы в процессе работ можно было пу-

тем постепенного их сближения достичь необходимой плотности завесы. Шаг скважин I очереди обычно назначают в пределах 8—10 м, затем между ними располагают скважины II очереди и далее III очереди. Например, шаг скважин I очереди 8 м, II очереди — 4 м, III очереди — 2 м. Дальнейшее сближение скважин целесообразно и рекомендуется переходить на двухрядную или многорядную структуру завесы.

Так как I_{\max} относится к верхней части завесы и, кроме того, трещиноватость пород основания, как правило, затухает с глубиной, целесообразно в нижней части завесы уменьшать число рядов скважин и увеличивать их шаг.

Диаметр скважин рекомендуется принимать равным 45—76 мм.

Направление скважин завесы должно задаваться с таким расчетом, чтобы пересечь ими наибольшее число трещин и контактов напластований пород.

Давление нагнетания определяют исходя из веса пригрузки над инъекруемым интервалом и прочности пород. Допустимое максимальное давление при инъекции определяют обычно опытными работами. Ориентировочно оно может быть установлено по методике, изложенной в работе [1].

Г. Материалы для устройства завес. Для цементации оснований гидротехнических сооружений применяют следующие вяжущие: портландцемент, шлакопортландцемент, глиноземистый цемент, пуццолановый портландцемент, сульфатостойкий портландцемент, тампонажный цемент.

В целях снижения расхода цемента, а также для повышения связности, предотвращения расслоения, ускорения или замедления схватывания, улучшения проницающей способности в цементный раствор вводят различные добавки.

Для создания противofильтрационных стенок применяют в основном цементно-бетонитовые и глинистые растворы. Для прнготовления стабильных суспензий рекомендуется использовать глины, содержащие не менее 30—40 % глинистых частиц с числом пластичности от 18 и выше.

Кроме инъекции цементных растворов наиболее часто применяют нагнетание в породы глинистых растворов, разогретого до 200 °С битума, холодных битумных эмульсий, силикатных и полимерных реагентов. Каждый из перечисленных компонентов имеет свою область применения. Так, глинизацию применяют в случаях, когда цементация неэкономич-

* См. подробнее «Проектирование и строительство больших плотин». Вып. 6. Фильтрационные исследования плотин и их оснований. М., Энергоиздат, 1961.

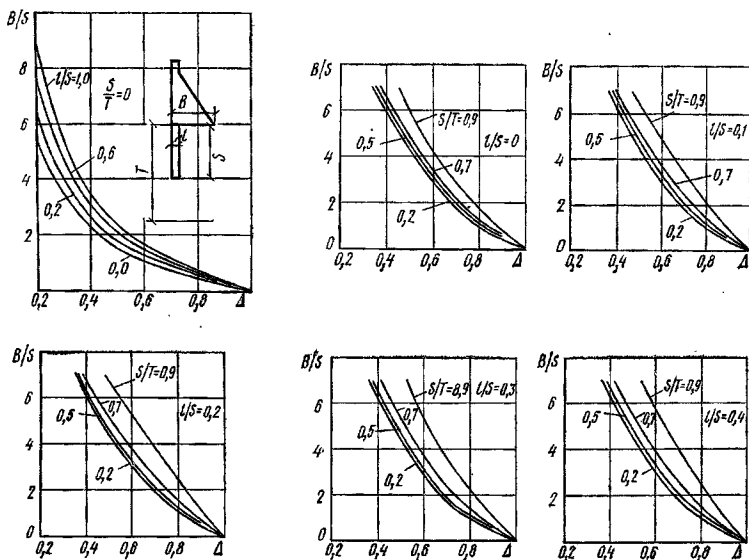


Рис. 10.10. Графики для определения коэффициента приведения Δ (Γ — расстояние до водоупора)

на из-за больших поглощений цемента или из-за наличия агрессивных вод в основании. Недостатком этого способа является пониженная стойкость завесы к суффозии. Горячая битумизация эффективна при раскрытии трещин более 0,2—0,3 мм. Кроме того, битум быстро остывает и твердеет, поэтому радиус его распространения невелик. Метод холодной битумизации может быть рекомендован для уплотнения песчаных грунтов и очень тонких трещин скальных пород. К недостаткам этого способа в первую очередь относится способность битума к пластическим деформациям под действием больших напоров [1].

10.6. Основные положения расчетов и исследований бетонных и железобетонных плотин и их оснований

10.6.1. Общие вопросы расчетов и исследований прочности и устойчивости плотин

А. Предельные состояния гидротехнических сооружений. Бетонные и железобетонные плотины рассчитывают на прочность и устойчивость по двум группам предельных состояний (см. гл. 1):

по первой группе (по непригодности к эксплуатации), куда входят: а) расчеты на общую прочность и устойчивость; б) расчеты на местную прочность отдельных элементов;

по второй группе (по непригодности к нормальной эксплуатации), куда входят: а) расчеты оснований на местную прочность; б) расчеты плотин по образованию трещин и деформациям; в) расчеты по раскрытию строительных швов в бетонных конструкциях; г) расчеты по раскрытию трещин в железобетонных конструкциях.

Б. Критерии прочности и устойчивости. Критериями для оценки общей прочности и устойчивости бетонных плотин, а также местной прочности отдельных элементов являются условия:

$$n_{\sigma} N_p < m_{\text{пл}} R/k_{\text{н}} \quad (10.8)$$

или

$$n_{\sigma} \sigma_p < m_{\text{пл}} \Phi(R_a, R_b)/k_{\text{н}}, \quad (10.9)$$

где n_{σ} — коэффициент сочетания нагрузок (см. п. 1.3); $m_{\text{пл}}$ — коэффициент условий работы, учитывающий особенности работы бетонных и железобетонных плотин, их элементов и оснований, и, в частности, приближенность расчетных схем и принятых в расчете предположек, перераспределение силовых факторов и деформаций, влияние температуры, влажности, агрессивности среды, длительности вредных воздействий (см. табл. 1.28); $k_{\text{н}}$ — коэффициент надежности, который учитывает степень ответственности плотин и значимость последствий тех или иных предельных состояний; недостаточную изученность действитель-

ной работы и предельных состояний плотин, их элементов и оснований (см. табл. 1.28); σ_p — расчетное значение напряжения; Φ — функция, вид которой зависит от характера напряженно-деформированного состояния.

При расчетах плотин различных типов критерий (10.8) или (10.9) конкретизируется (см. гл. 11 и 12).

Для сравнения различных вариантов плотин, а также для использования графиков по подбору их профиля целесообразно бывает в ряде случаев оперировать обобщенным коэффициентом запаса прочности k_a , который может быть получен из условия (10.8) [или аналогично из условия (10.9)]:

$$\left. \begin{aligned} \frac{k_H n_c}{m_{пл}} N_p < R \\ \text{или} \\ R/N_p > k_a, \end{aligned} \right\} \quad (10.10)$$

$$\text{где } k_a = \frac{k_H n_c}{m_{пл}}. \quad (10.11)$$

Учитывая, что коэффициенты перегрузки для основных видов нагрузок, действующих на плотину, $n=1$, а также что расчетное сопротивление бетона R следует умножать на коэффициенты условий работы бетона $m_{б1}$ (см. табл. 10.3), можно использовать обобщенный коэффициент запаса с учетом условий работы бетона k^* :

$$k^* = \frac{k_H n_c}{m_{пл} m_{б1} \dots m_{бn}}. \quad (10.12)$$

При расчетах общей устойчивости можно приближенно использовать в качестве обобщенного коэффициента запаса выражение (10.11).

В. Методы расчетов*. Плотины I и II классов на скальных основаниях рассчитывают методами теории упругости (при необходимости учитывают ползучесть бетона, трещины в бетоне и основании), при нескальных основаниях учитывают пространственную работу фундаментной плиты и иных несущих элементов конструкции. Если плотины I и II классов по условиям последней аварии и по высоте (СНиП II-50-74) могут быть отнесены к III или IV классу, допускается рассчитывать их упрощенными методами.

Плотины III и IV классов рассчитывают, как правило, методами строительной механики; эти же методы используют в предварительных расчетах плотин I и II классов.

Г. Учет отдельных факторов. При выполнении расчетов методами теории упругости

необходимо учитывать влияние следующих основных факторов: 1) различных отверстий (галерей, продольных полостей, полостей для встроенных гидроэлектростанций, турбинных водоводов, глубинных водосбросов и др.), если размер их больше 15 % линейного размера расчетного сечения плотины (см. СНиП II-54-77). Имеются, однако, данные о значительных концентрациях напряжений вокруг отверстий меньшего размера, которые, не ухудшая существенно напряженного состояния плотин в целом, могут привести к локальным нарушениям сплошности; 2) распределения марок бетона по зонам и повышению модуля упругости при промораживании бетона нижней грани (по рекомендациям СНиП II-54-77 лишь в случае, когда отбросные модули упругости зон равно двум и более); 3) различия модулей упругости плотин и оснований, а также неоднородности основания, трещин и разломов в нем; 4) раскрытия строительных швов; при этом глубину раскрытия строительных швов определяют с учетом напряжений от собственного веса, гидростатического давления, сезонных колебаний температуры наружного воздуха и воды в водохранилище, температурного перепада от начальной температуры замыкания строительных швов до среднесезонной температуры плотин; 5) очередности возведения, способов и сроков омоноличивания плотин. С учетом очередности возведения для всей плотины в целом (или для отдельных ее секций либо столбов) выполняют расчеты: а) на общую прочность и устойчивость, б) по деформациям, в) по раскрытию трещин, г) по раскрытию строительных швов; для отдельных конструктивных элементов — расчеты: а) на местную прочность, б) по образованию трещин (последние при бетонных конструкциях выполняют лишь для элементов, ограниченных строительными швами).

Д. Особенности учета последовательности возведения и очередности. С учетом последовательности возведения, которая может существенно сказываться на работе сооружений, выполняют расчеты плотин, их отдельных элементов и оснований. При этом расчету подлежат вероятные эксплуатационные и строительные расчетные случаи.

При возведении плотин очередями (и соответственно слаче в эксплуатацию гидроузла очередями) расчеты прочности и устойчивости пускового профиля выполняют на обычный, как и в эксплуатационный период, перечень действующих нагрузок (см. гл. 1); критерии прочности и устойчивости принимают такими же, как и для эксплуатационного периода.

* Для отдельных видов плотин см. дополнительно гл. 11 и 12.

Е. Лабораторные исследования. В настоящее время широкое распространение получили лабораторные исследования прочности и устойчивости плотин и их оснований. Особое значение приобретают они при изучении работы сооружений за пределами упругости, при оценке влияния крупных отверстий, неоднородности основания. В соответствии со СНиП II-54-77, для арочных и гравитационных плотин I и II классов высотой более 60 м при сложных геологических условиях обязательно проведение исследований на моделях; для арочных плотин III и IV классов высотой менее 60 м при особо сложной геологии при проектировании новых, не имеющих аналогов, конструкций также проводят лабораторные исследования. При проведении лабораторных исследований может быть изучено влияние воздействий статических и динамических нагрузок, а также температур.

10.6.2. Фильтрационные расчеты и исследования

В задачу фильтрационных расчетов плотины входит определение: 1) противодействия фильтрующей воды на подошву; 2) средних градиентов фильтрационного потока; 3) местных максимальных градиентов фильтрационного потока; 4) положения уровней депрессионной поверхности фильтрационного потока в районе береговых примыканий; 5) потерь на фильтрацию из водохранилища и притока воды в дренаж; 6) параметров дренажных и противофильтрационных устройств.

При выполнении фильтрационных расчетов плотины можно считать, что фильтрация подчиняется закону Дарси, а режим ее установившийся. Неустановившийся режим следует принимать при быстрой сработке (наполнении) водохранилища или при сейсмических воздействиях.

Для плотин I—III классов характеристика фильтрационного потока определяют методом ЭГДА либо на аналоговых или вычислительных машинах, причем для русловых участков решается двумерная задача в вертикальных разрезах, а для береговых — двумерная задача в плане и вертикальных разрезах по линиям тока или пространственная задача.

Для плотин IV класса и при предварительных расчетах плотин I—III классов допускается применение приближенных методов — метода фрагментов (в том числе метода коэффициентов сопротивления) и др. Если плотины II и III классов по условиям последствий аварии и высоте могут быть отнесены к IV классу, расчеты фильтрации их допускается выполнять как для плотин IV класса.

При выполнении фильтрационных расчетов необходимо учитывать влияние дренажных и противофильтрационных устройств, а также напряженно-деформированное состояние основания.

10.6.3. Особенности определения отдельных видов нагрузок и воздействий

А. Данные по спенифике учета некоторых нагрузок. Расчеты плотин на прочность и устойчивость выполняют на действие расчетных нагрузок; нормативные нагрузки определяют с учетом следующих указаний: 1) удельный вес бетона плотин I—III классов определяют по результатам подбора составов, плотин IV класса и на предварительной стадии для плотин всех классов удельный вес бетона можно принимать равным 24 кН/м^3 ($2,4 \text{ тс/м}^3$); железобетона — 25 кН/м^3 ($2,5 \text{ тс/м}^3$); 2) динамические нагрузки при пропуске наводка для плотин I и II классов определяют на основе расчетов и экспериментов, для плотин III и IV классов — на основе расчетов и по аналогам; 3) температурные воздействия принимают по данным многолетних наблюдений за температурой воздуха и на основании прогноза температуры воды в водохранилище [34]; 4) при расчете общей прочности и устойчивости плотин коэффициенты перегрузки для собственного веса, температурных, влажностных и динамических воздействий, а также для всех грунтовых нагрузок (при расчетных значениях $\gamma_{\text{ф.пл}}$, $\sigma_{1,II}$ и $\gamma_{\text{г.п}}$, определенных согласно требованиям СНиП II-16-76) принимают равными единице.

Б. Определение сил противодействия в теле бетонных плотин. По И. Б. Соколову [29], при наличии горизонтальных строительных швов возникают силы противодействия в шве $P_{\text{ш}}$ и в монолитном бетоне между швами $P_{\text{м}}$ (рис. 10.20, а, б). Растягивающие усилия, вызванные давлением воды в шве и в бетоне:

$$P_{\text{ш}} \approx 0,5 \rho g H l; \quad P_{\text{м}} \approx (0,1 \dots 0,2) \rho g H l, \quad (10.13)$$

где H — напор; l — расстояние до дренажа.

В формулах (10.13) учитывается, что в зоне шва $\alpha_2 \approx 1$ и не зависит от значения сжимающих напряжений, в монолитном бетоне при $\sigma_{\text{сж}} = 1 \dots 3 \text{ МПа}$ значение $\alpha_2 = 0,3 \dots 0,6$; формула для $P_{\text{м}}$ получена при $\alpha_2 = 0,3$.

Усилие, обжимающее монолитный бетон,

$$P_1 = P_{\text{ш}} - P_{\text{м}} \approx (0,3 \dots 0,4) \rho g H l. \quad (10.14)$$

В плотине со швами-надрезами (у напорной грани уплотнение, шов-надрез дренажной):

$$P_{\text{ш}} \approx 0; \quad P_{\text{м}} \approx (0,1 \dots 0,2) \rho g H l. \quad (10.15)$$

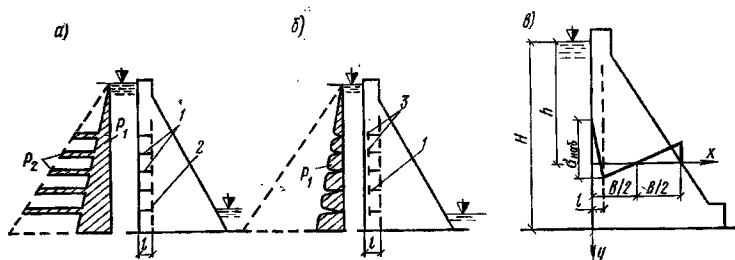


Рис. 10.20. Распределение пьезометрического напора воды и напряжения набухания

а — пьезометрические напоры при наличии строительных швов; б — то же, в монолитном бетоне; в — напряжения набухания; г — шов; 2 — дренаж; 3 — напряжение

Бетон между швами-надрезами растянут усилиями

$$P_2 \approx P_M \approx (0,1 \dots 0,2) \rho g H l. \quad (10.16)$$

Для уменьшения величины P_2 уплотнение надреза следует располагать на расстоянии $(0,1 \dots 0,2)l$ от напорной грани. При линейном законе распределения усилия на длине l сжимающие напряжения от усилия P_1 и растягивающие напряжения от P_2 составляют:

$$\sigma_{сж} \approx (0,6 \dots 0,8) \rho g H (1 - x/l); \quad (10.17)$$

$$\sigma_{р} \approx (0,2 \dots 0,4) \rho g H (1 - x/l). \quad (10.18)$$

В. Приближенная оценка воздействий, возникающих вследствие набухания бетона [29]. При линейном изменении напряжений набухания (рис. 10.20, в):

$$\sigma_{наб} = \sigma'_{наб} \left\{ 1 - \frac{x_1 l}{l} - \frac{0,5l}{B^2} \left[B + \left(\frac{B}{2} - \frac{l}{3} \right) \left(\frac{B}{2} - x_2 \right) \right] \right\}. \quad (10.19)$$

Напряжения набухания, вычисленные в предположении недеформируемости бетона в сечениях плотины $0 \leq x_1 \leq l$ и $0 \leq x_2 \leq B$:

$$\sigma'_{наб} = \frac{\eta_{наб} E_b}{1 - \nu} \left(\Delta W_R + \Delta W_h \frac{h}{H} \right) \left(1 - \frac{x_1}{l} \right), \quad (10.20)$$

где $\eta_{наб}$ — коэффициент линейного набухания бетона, $\eta_{наб} \approx 5 \cdot 10^{-3}$; E_b — модуль упругости бетона; ν — коэффициент Пуассона; ΔW_R и ΔW_h — максимальные изменения относительной влажности бетона, вызванные соответственно капиллярными силами и напором воды.

При $\Delta W_R = \Delta W_h = 0,5\%$; $l/B = 0,08 - 0,15$; $B/H = 0,7 - 0,8$; $h = 100$ м сжимающие напряжения $\sigma_{сж} \approx 1,1$ МПа.

При оценке влияния набухания часто прибегают к температурной аналогии, полагая, что набухание эквивалентно нагреву бетона на $6 - 8$ К [35], а усадка эквивалентна остыванию бетона на $4 - 5$ К [35].

10.6.4. Гидравлические и кавитационные расчеты и исследования

На основе гидравлических расчетов и исследований водопропускных сооружений (отверстий) бетонных и железобетонных плотин определяют ширину волосбросного (в частном случае волосливного) фронта, размеры и положение водопропускных отверстий, их очертания; устанавливают параметры устройств нижнего бьефа с выбором оптимальных режимов сопряжения бьефов при учете мер борьбы с образованием сбойных течений (маневрирование затворами, применение растекателей потока и гасителей энергии и др.); назначают очертания и параметры быков, открылков устоев, раздельных стенок и других элементов, обтекаемых потоком; устанавливают рациональные схемы пропуска льда и других плавающих тел для эксплуатационного и строительного периодов; назначают параметры и расположение временных строительных отверстий, а также при необходимости дополнительных креплений в верхнем и нижнем бьефах, связанных с пропуском строительных расходов; прогнозируют местные размывы и переформирования русла реки в строительный и эксплуатационный периоды, в соответствующих случаях с оценкой общего понижения отметок русла в нижнем бьефе в связи с нарушением транзита наносов при строительстве гидроузла; прогнозируют гидродинамические воздействия потока (в том числе пульсационные) на элементы водопропускного тракта (устройства нижнего бьефа и др.), а также кавитационную опасность, разрабатывая меры предотвращения опасной кавитационной эрозии этих элементов; устанавливают зависимость между расходами и уровнями в нижнем бьефе.

Расчеты и рекомендации по указанным вопросам приведены в гл. 3, 12 и 13, а также

з специальной литературе [см., например, 3, 8, 19, 22].

В соответствии со СНиП II-54-77, при выполнении гидравлических расчетов надо различать основной и поверочные случаи.

Основной расчетный случай — пропуск всем водопропускным фронтом расхода воды, соответствующего нормальному подпорному уровню в верхнем бьефе. При рассмотрении этого случая устанавливают общую длину водосбросного фронта и удельные расходы водосброса. При этом проводят соответствующие технико-экономические расчеты.

К поверочным расчетным случаям относят:

1) пропуск расчетного максимального расхода воды при форсированном уровне в верхнем бьефе; 2) внезапное полное открытие одного пролета плотины при закрытых остальных отверстиях и нормальной работе гидрозлектростанции, принимаемой при 80 % установленной мощности). В других расчетных случаях для пропуска расходов предусматривают маневрирование затворами. Схему маневрирования затворами надо назначать исходя из получения в нижнем бьефе условий, которые не требуют дополнительных защитных мероприятий по сравнению с расчетными случаями.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Адамович А. Н. Закрепление грунтов и противофильтрационные завесы в гидроэнергетическом строительстве. М., Энергия, 1980.
2. Бетонные плотины (на скальных основаниях)/М. М. Гришина, Н. П. Романов, Л. Д. Белый и др. М., Стройиздат, 1975.
3. Гидротехнические сооружения/И. А. Васильева, Г. И. Журавлев, С. И. Кориюк и др.; Под ред. Н. П. Романова. М., Стройиздат, 1978.
4. Гидротехнические сооружения/М. М. Гришина, С. М. Слякский, А. И. Антипов и др.; Под ред. М. М. Гришина. В 2-х ч. М., Высш. школа, 1979.
5. Джедер Ч. Механика горных пород и инженерные сооружения. М., Мир, 1975.
6. Инструкция по определению прочности бетонных сооружений. ВСН 02-74/Минэнерго СССР. Л., Энергия, 1974.
7. Кириллов А. П. Выносливость гидротехнического бетона. М., Энергия, 1978.
8. Киселев П. Г. Справочник по гидравлическим расчетам. М.; Л., Госэнергиздат, 1957.
9. Латышевков А. М. Струенуправляющие дамбы. М., ВНИИ ВОДГЕО, 1986.
10. Методические рекомендации по проектированию оптимальных врезов для сопряжения бетонных плотин со скальными основаниями. II-634-75/Гидропроект. М., 1978.
11. Методические рекомендации по технологии изготовления бетона, подверженного воздействию кавитации, и износостойких облицовок гидротехнических сооружений. II-55-72. Л., Энергия, 1972.
12. Метод расчета устойчивости и прочности гидротехнических сооружений/Под ред. М. М. Гришина. М., Стройиздат, 1966.
13. Недрига В. П. Сопрягающие устройства бетонных плотин. М., Госстройиздат, 1960.
14. Петров И. А. Лабораторные гидравлические исследования струенуправляющих сооружений верхнего бьефа водосливных плотин. — Науч. докл. высш. школы, 1959, № 3.
15. Проектирование речных гидроузлов на нескальных основаниях/Под ред. М. М. Гришина, А. В. Михайлова, М., Энергия, 1967.
16. Прочность, структурные изменения и деформация бетона/Под ред. А. А. Гвоздева. М., Стройиздат, 1978.
17. Рекомендации по расчету противофильтрационных стенок и подбору материала для заполнения/НИИОснования, М., 1973.
18. Рекомендации по учету влияния возраста бетона на его основные технические свойства. М.; Л., Энергия, 1964.
19. Рекомендации по учету кавитации при проектировании водосбросных гидротехнических сооружений. II-36-74. Л., Энергия, 1976.
20. Руководство по проектированию состава гидротехнических бетонов. II-21-74/ВНИИГ. Л., Энергия, 1974.
21. Сахаров В. И. Конструктивные мероприятия по повышению долговечности бетонных гидросооружений в районах с суровым климатом. Обзор/НИИФизколд. М., 1978.
22. Слякский С. М. Гидравлические расчеты высоконапорных гидротехнических сооружений. М., Энергия, 1979.
23. СНиП II-16-76. Основания гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1977.
24. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. М., Стройиздат, 1976.
25. СНиП II-50-74. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. М., Стройиздат, 1975.
26. СНиП II-54-77. Плотины бетонные и железобетонные. М., Стройиздат, 1978.
27. СНиП II-55-79. Подпорные стены, судоходимые шлюзы, рабпропускные и рыбозащитные сооружения. М., Стройиздат, 1980.
28. СНиП II-56-77. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1978.
29. Соколов И. Б., Логунова В. А. Фильтрация в противолаванде воды в бетоне гидротехнических сооружений. М., Энергия, 1977.
30. Судаков В. Б. Рациональное использование бетона гидротехнических сооружений. М., Энергия, 1976.
31. Толкачев Л. А., Судаков В. Б. Токтогульский метод бетонирования массивных сооружений. М., Энергия, 1973.
32. Указания по проектированию противофильтрационных устройств подвешеной контуры бетонных плотин на скальных основаниях с трещинами тектонического происхождения. ВСН 01-70/Минэнерго СССР. Л., Энергия, 1970.
33. Указания по проектированию противофильтрационных цементационных завес в скальных основаниях бетонных плотин. ВСН 08-65/Минэнерго СССР. Л., Энергия, 1968.
34. Указания по термическому расчету водохранилищ. ВСН 46-71/Минэнерго СССР. Л., Энергия, 1972.
35. Фрид С. А., Левенин Д. П. Температурные воздействия на гидротехнические сооружения в условиях Севера. Л., Стройиздат, 1978.
36. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения. М., Высш. школа, 1978, 1978.

ГЛАВА 11. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНЫХ И ПОЛУСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ

11.1. Массивные гравитационные плотины

11.1.1. Профиль плотины

Бетонные гравитационные плотины представляют собой сооружения, масса которых обеспечивает их устойчивость при воздействии всех приложенных к ним сил. Классификация гравитационных плотин приведена в п. 10.1.1.

Теоретический профиль плотины имеет треугольное очертание $АВВ$ с вертикальной напорной гранью (рис. 11.1, а). Заложение ни-

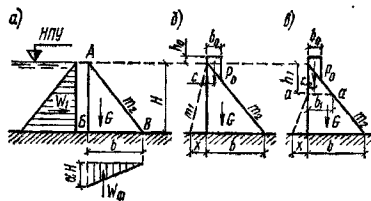


Рис. 11.1. Профиль гравитационных плотин
а — теоретический треугольный; б, в — плотины с гребнем

зовой грани m_2 построенных гравитационных плотин обычно составляет 0,65—0,85. Для плотин высотой менее 60 м при анализе профиля следует учитывать также наличие воды в нижнем бьефе (в высоких плотинах ее влияние невелико). Предварительное определение размеров теоретического профиля плотины без учета влияния нижнего бьефа может быть выполнено с помощью графиков, приведенных на рис. 11.2 [2, 57]. На графиках $f_0 = \text{tg } \varphi_1 + c_1/\sigma_{cp}$ — обобщенный параметр сдвига (здесь $\text{tg } \varphi_1$ и c_1 — сдвиговые характеристики; σ_{cp} — среднее нормальное напряжение по подошве плотины, определяемое приближенно в начале расчета); k_2 — обобщенный коэффициент запаса устойчивости плотины на сдвиг (см. п. 10.6.1); σ_{pp} — допускаемое напряжение на верховой грани в долях от $\gamma_{\text{н}} H$.

При устройстве короткого понура (до $0,1 H_{\text{пл}}$) и выносе противофильтрационной завесы в верхний бьеф, а также при наличии плотины швов-надрезов на верховой грани размеры плотин будут определяться расчетным сопротивлением сжатия бетона или основания $\sigma_c | \sigma_s | \leq m_{\text{пл}} R / k_{\text{н}}$; заложение m_2 может быть

предварительно определено по графику на рис. 11.2, б [25].

При проектировании реального профиля плотины кроме основных действующих сил (гидростатического давления W_1 , собственного веса G и фильтрационного давления W_{ϕ}) учитывают дополнительно другие силы, действующие на плотину, в том числе давление льда, волн, вес гребня глухой плотины P_0 , а в водосливной плотине — вес обтекаемого оголовка и быков. При этом учитывают также врезку плотины в основание. При возведении плотины сразу на полную высоту (в узких каньонах при высоких темпах строительства, когда позатальность возведения вследствие ускорения производства работ может не дать должного экономического эффекта) надстройка гребня может вызвать появление растягивающих напряжений на низовой грани. Во избежание этого подошву ушивают, придавая верховой грани наклон с заложением m_1 , который может начинаться либо от вершины теоретического треугольного профиля (рис. 11.1, б), либо от точки на глубине h_1 (рис. 11.1, в).

Для первого случая при условии отсутствия растягивающих напряжений на низовой грани значение x определяют по формуле [2]:

$$x = \sqrt{\frac{A^2}{4} - B} - \frac{A}{2}, \quad (11.1)$$

где

$$A = \frac{G + 2P_0}{0,5\gamma_6 H}; \quad (11.2)$$

$$B = \frac{P_0(3c - b)}{0,5\gamma_6 H}. \quad (11.3)$$

Для второго случая значение x вычисляют по формулам (11.1) — (11.3), заменяя в них H величиной $(H - h_1)$. Значение глубины h_1 берется до горизонтального сечения aa , где $b_1 = 3c$ (см. рис. 11.1, в).

Наклон верховой грани (см. рис. 11.1, б и 11.1, в) несколько повышает устойчивость плотины на сдвиг благодаря пригрузке воды.

Обычно вершину треугольного теоретического профиля (точку A на рис. 11.1, а) располагают на отметке НПУ (по нормам США — на уровне ГПУ или вблизи него) [33, 56]. Отметку гребня плотины устанавливают аналогично другим плотинам с учетом требований гл. 1. При этом величину запаса (с уче-

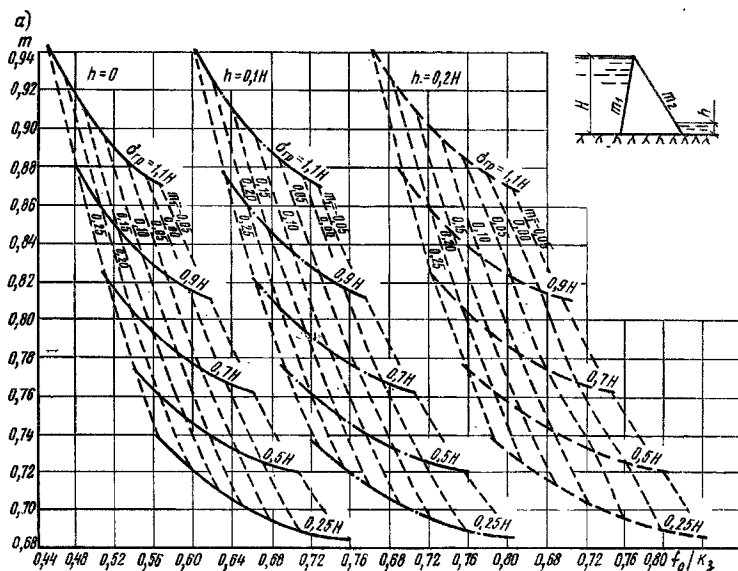
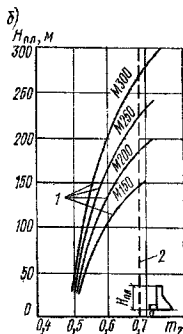


Рис. 11.2. Графики для выбора экономического профиля для гравитационной плотины [$m=m_1+m_2$; $\gamma_0 = -24 \text{ кН/м}^2$ (2,4 тс/м²)]

а — без понура; б — с понуром (противодавление у верхней грани и в трещине $0,2\gamma_0 H$); 1 — по расчетному сопротивлению на сжатие у нижней грани бетона марок М150—М300; 2 — при отсутствии растяжения у верхней грани



том парапета) принимают для плотин I класса — 0,8 м; II класса — 0,6 м; III и IV классов — 0,4 м.

Ширина гребня плотины b_0 определяется классом автомобильной дороги и расположением подкрановых путей. При отсутствии автомобильной дороги конструкция гребня несколько упрощается, но ширина его не должна быть менее 2 м.

11.1.2. Противофильтрационные устройства в теле плотины

Противофильтрационные устройства в теле плотины предусматривают с целью сниже-

ния фильтрационного давления в плотине и исключения опасности выщелачивания бетона. Для уменьшения противодавления возможны создание вертикального дренажа у верхней грани плотины (рис. 11.3), устройство полого экрана, укладка на верхней грани бетона повышенной водонепроницаемости, покрытие верхней грани защитным слоем из асфальта, металла, пластмасс. Вертикальный дренаж тела плотины выполняют из трубчатых вертикальных дрен, располагаемых на расстоянии ≥ 2 м от напорной грани плотины, исходя из условия допустимого градиента фильтрационного потока $I \leq 20$, в виде дренажных скважин ($d = 15 \dots 30$ см; расстояние между осями 2—3 м), труб из пористого бетона или металлической сетки. Вода из дрен отводится по галереем.

Галереи (рис. 11.4) предназначены для сбора и отвода дренажной воды, контроля за работой дренажа и состоянием бетона, прокладки коммуникаций (электросети, воздуховодов, канализации) (см. гл. 10), установки КИА по цементационной завесе и дренажу, а

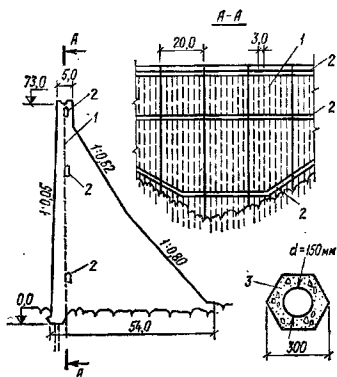


Рис. 11.3. Вертикальный трубчатый дренаж тела гравитационной плотины Барбелаяев [57]

1 — дренажные скважины; 2 — смотровые галереи; 3 — дрена в виде трубы из пористого бетона

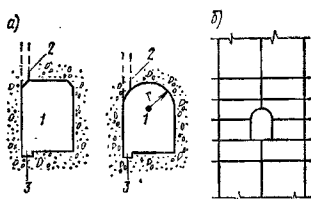


Рис. 11.4. Галереи в теле плотины

a — поперечное сечение галерей разной формы; б — расположение галерей в межсекционной шве; 1 — галерея; 2 — вертикальные дренаи; 3 — козвет

также для выполнения ремонтно-восстановительных работ. Галереи устраивают продольные (вдоль фронта плотины) и поперечные (для отвода воды в нижний бьеф); поперечные галереи иногда используют как выходы из продольных галерей. По высоте плотных галерей располагают через 15—20 м, соединяя их шахтами, в которых размещают лифты и маршевые лестницы. Из каждого нижележащего яруса в вышележащий устраивают аварийные выходы (не менее двух из каждой галереи). Расстояние между аварийными выходами должно быть не более 300 м. Для обеспечения самотечного отвода воды нижнюю галерею следует размещать выше межного уровня воды в нижнем бьефе.

Минимальные размеры галерей (рис. 11.4, а): ширина 1,2 м, высота 2 м. Галереи для выполнения цементации основания или тела плотины должны иметь ширину не менее 2,0...2,5 м и высоту не менее 3...3,5 м. В высоких плотинах иногда устраивают специальные смотровые галереи.

Так как галереи являются концентраторами напряжений, для предотвращения трещинообразования по их контуру рекомендуется размещать их в плоскости межслобчатых и межсекционных швов (рис. 11.4, б) [52].

Вертикальные шахты служат также для размещения грузопассажирских лифтов грузоподъемностью 200—350 кг и грузовых лифтов грузоподъемностью до 1000 кг.

11.1.3. Дренаж основания плотины

Для уменьшения фильтрационного противодействия на подшосу плотины применяют следующие типы дренажа в ее основании: 1) вертикальный; 2) наклонный; 3) горизонтальный; 4) комбинированный.

Вертикальный дренаж выполняют в виде одного или двух рядов скважин под подошву плотины (рис. 11.5, а—в). Скважины выходят обычно в нижнюю дренажно-смотровую галерею. Диаметр дренажных скважин 20—25 см, расстояние между ними задают в пределах 2—5 м в зависимости от напора на плотину и гидрогеологических условий. Расстояние от оси дренажа до цементационной завесы (см. рис. 11.5, а) должно быть как можно меньше. Приближенно $b \approx (2...3)l$, где l — шаг скважин цементационной завесы. Обычно стенки скважин не закрепляют. Лишь в отдельных случаях при опасности их обрушения применяют перфорированные трубы, оборудованные гравийными фильтрами. Скважины выполняют после окончания работ по цементационной завесе. Глубина дренажных скважин $h_{д.д} \approx (0,5...0,75)h_{д.з}$, где $h_{д.з}$ (см. рис. 11.5, а) — глубина завесы. Усиление работы дренажа достигается устройством второго ряда скважин (см. рис. 11.5, в). При слоистых основаниях скважины должны пересекать сильнопроницаемые слои (рис. 11.5, в).

Наклонный дренаж устраивают обычно при выполнении дренажной и цементационной скважин из одной галереи (рис. 11.5, б). Для эксплуатации дренажа лучше иметь отдельную дренажную галерею, не совмещенную с галереей цементационной завесы.

Горизонтальный дренаж выполняют в виде: 1) горизонтальных поперечных галерей, расположенных на поверхности основания с шагом 10—15 м по фронту плотины; 2) горизонтальных продольных борозд на поверхности основания, заполненных дренирующим материалом (для плотины небольшой высоты); 3) горизонтальных продольных галерей. Дренаж этого типа весьма эффективен, но усложняет производство работ.

Комбинированный дренаж представляет со-

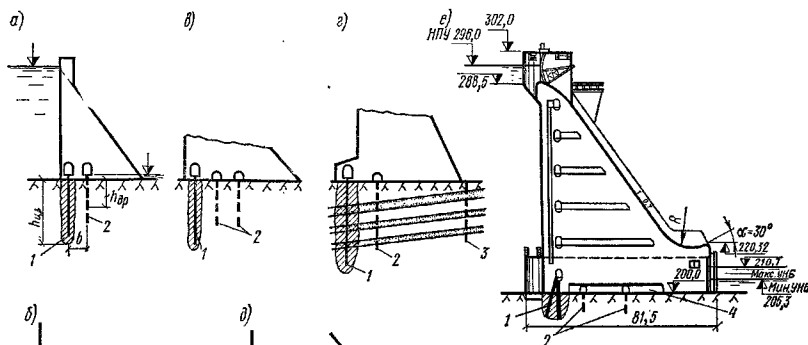


Рис. 11.5. Дренаж основания плотин

а, б, д — одноврядный; е — двухрядный; г — слоистого основания; е — комбинированный Усть-Илимской плотины; 1 — цементационная завеса; 2 — дренажные скважины; 3 — разгрузочные скважины; 4 — горизонтальный дренаж; 5 — расстояние от оси дренажа до нижней грани цементационной завесы

бой сочетание различных типов дренажа для повышения эффективности уменьшения фильтрационного протнводавления на подошву плотины. Вертикальный дренаж в сочетании с горизонтальным применен на плотинах Усть-Илимской (рис. 11.5, е), Богучанской и др. На плотине Сейрак имеется вертикальный дренаж и система продольных и поперечных дренажных галерей [48].

11.1.4. Швы гравитационных плотин

По характеру работы швы подразделяют на строительные (временные) и конструктивные (постоянные).

А. Строительные швы. Эти швы образуются в результате разрезки плотины на блоки бетонирования (рис. 11.6). Для уменьшения опасности трещинообразования их частично или полностью цементируют либо бетонируют к моменту пуска сооружения в эксплуатацию.

Столбчатая разрезка с плотными (цементируемыми) швами (рис. 11.6, а) применена на самых высоких зарубежных (Гранд-Диксанс,

Боулдер, Гранд-Кули, Шаста, Бхакра и др.) и советских (Братская, Красноярская, Богучанская, Усть-Илимская) плотинах. Важным достоинством ее является высокий темп возведения (8—10 м/мес и более), а недостатком — необходимость в последующей цементации при температуре замыкания, близкой к среднегодовой, и в искусственном охлаждении бетона. Эту схему разрезки чаще применяют при благоприятном и среднем климате; применение ее затруднено в суровых и практически невозможно в особо суровых климатических условиях. Рекомендуемые размеры блоков в плане 9—16 м, высота в прискальной зоне 1,5—3,0 м, высота в зоне, удаленной от основания, 3—9 м.

Столбчатая разрезка с объемными (бетонируемыми) швами (рис. 11.6, б) применена на Мамаканской и Зейской (массивно-контрфорсной) плотинах, а также на ряде зарубежных контрфорсных и арочных плотин. Эта схема разрезки обеспечивает независимое возведение отдельных столбов, возможна для

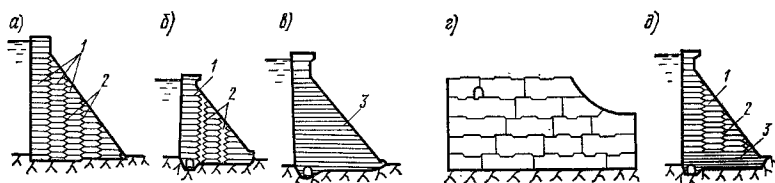


Рис. 11.6. Применяемые схемы разрезки гравитационных плотин строительными швами

а — столбчатая с цементируемыми швами; б — столбчатая с бетонируемыми швами; в — секционная; г — вперевязку; д — смешанная; 1 — столбы; 2 — швы; 3 — длинные блоки

применения в любых климатических условиях и позволяет омоноличивать объемные швы при положительных и отрицательных температурах бетона в основных столбах. К недостаткам схемы относятся сложность бетонирования узких швов (иногда в виде глубоких колодцев) и увеличение площади опалубки на 30—50%. Ширина шва 1—2 м, поверхность шва может быть штральной или гладкой. Размеры блоков в плане такие же, как при разрезе с плотными швамн.

Секционная разрезка — разрезка на длинные блоки без продольных швов; бетон укладывается на всю ширину профиля плотины от верхней до нижней грани (рис. 11.6, в). Достоинства схемы: исключается цементация вертикальных продольных швов, отпадает необходимость в искусственном охлаждении бетонной кладки до температуры замыкания швов, уменьшается объем опалубочных работ, имеется возможность более широкой механизации работ. Недостатки: существенно увеличивается зона заземления блоков, соответственно ужесточаются требования к температурному режиму, а следовательно, возрастают затраты на теплозащиту бетона и охлаждение бетонной смеси для борьбы с трещинообразованием; усложняется организация бетонных работ при укладке бетона одновременно на большой площади; большая опасность перерывов в бетонировании; необходимость с самого начала строительства освоить максимальные мощности бетонного завода для укладки бетона в наиболее крупные блоки прикладной зоны. Секционная разрезка допустима в районах с умеренным климатом. Стоимость 1 м³ бетона в плотине Токтогульской ГЭС составила 34,44 руб. (с учетом накладных расходов и плановых накоплений), что на 6,26 руб. ниже проектной стоимости при столбчатой разрезке и крановой укладке.

Разрезка вперевязку (днепровского типа) (рис. 11.6, г) успешно применялась при среднем и благоприятном климате на плотинах высотой до 50 м. Достоинства схемы: не требуется омоноличивания строительных швов; отсутствует необходимость в искусственном охлаждении (остывание бетона обеспечивается естественно при медленном росте сооружения по высоте). Недостаток — невозможность применения в суровых климатических условиях вследствие интенсивного трещинообразования. Высота блоков от 2 до 3—4 м, размеры в плане 12—15 м.

Разрезка смешанного типа (рис. 11.6, д) представляет собой сочетание столбчатой и секционной разрезок. Эту схему можно применять при весьма большой длине подошвы

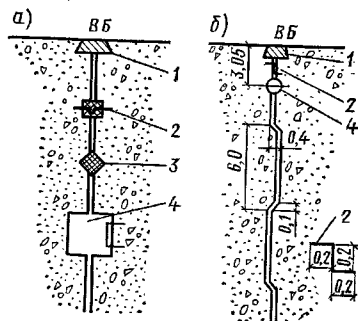


Рис. 11.7. Основные типы конструктивных швов
а — плоский; б — штральной; 1 — копрутое уплотнение; 2 — медный лист; 3 — мастика; 4 — дренаж

плотины (т. е. при весьма высоких плотинах).

В. Конструктивные швы. Эти швы, называемые также деформационными или постоянными, подразделяют по назначению на **температурные** — предотвращающие появление трещин при колебании температуры окружающей среды и при охлаждении бетона, **усадочные** — предотвращающие появление трещин усадки, и **осадочные** — предотвращающие появление трещин вследствие неравномерных осадок. Обычно температурные, усадочные и осадочные швы совмещают. Конструктивные швы делят плотину по длине на секции. В водосливных плотинах швы располагают вблизи бьков или в середине пролетов. Размер секций от 7—8 до 15—22 м.

По конструкци швы подразделяют на плоские и штральные, называемые также штральными, шарнирными (рис. 11.7) [5, 19]. Наиболее часто применяют **плоские швы**, отличающиеся простотой выполнения, возможностью беспрепятственного отвода воды, профильтровавшейся в шов, статической определенностью работы плотины. **Штральные швы** применяют реже — в тех случаях, когда используется пространственная работа сооружения. Передача через них касательных напряжений разгружает более нагруженные секции (в частности, при разном уровне геологическом строении основания); особенно эффективны они на склоновых участках и в узких каньонах с крутыми бортами. Недостатком их являются сложность изготовления, концентрации напряжений в местах перегибов, приводящие иногда к появлению трещин, худший отвод профильтровавшейся воды. Применяют штральные швы при специальном обосновании.

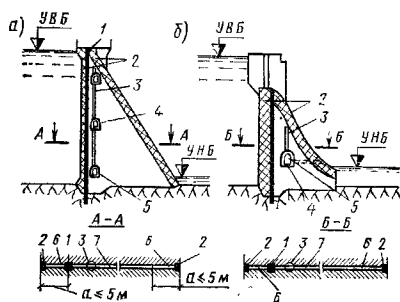


Рис. 11.8. Основные виды уплотнения конструктивных швов гравитационных плотин

а — глухая секция; б — водосливная секция; 1 — основное внутреннее уплотнение; 2 — контурное уплотнение наружное; 3 — дренаж; 4 — контурное уплотнение внутреннее; 5 — смотровая галерея; 6 и 7 — шов шириной б соответственно 0,5—1 и 0,1—0,3 см

Конструктивные швы должны обладать водонепроницаемостью, достаточной шириной, позволяющей отдельным секциям перемещаться независимо; возможностью наблюдения за работой швов и ремонта уплотнения.

Основные элементы шва: 1) уплотняющее устройство, обеспечивающее водонепроницаемость; 2) дренажное устройство — для организованного отвода профильтровавшейся через уплотнение или в обход него воды (дрены, колодцы); 3) вспомогательные устройства — запасные шахты, смотровые колодцы, устройства для доливки и прогрева асфальтового материала и др.

Ширина швов зависит от геологии основания, размеров сооружения и колебаний температуры среды. Приближенно ширину шва вычисляют по формуле

$$\delta = \alpha \Delta t (l_1 + l_2) / 2, \quad (11.4)$$

где α — коэффициент линейного расширения бетона; Δt — изменение температуры окружающей среды в период строительства и эксплуатации; l_1 и l_2 — ширина двух смежных секций.

Обычно ширину шва на длине около 5 м от поверхности граней и гребня плотины принимают равной 5—10 мм, в остальной части сечения (где устанавливается температура, близкая к среднегодовой) — 1—3 мм. Швы делают сквозными на всю высоту (что проще в производстве работ); иногда в центральной части шов омоноличивают. При омоноличивании шва плотина работает как пространственная конструкция; в узких каньонах это повышает несущую способность плотины.

Уплотнения швов бывают контурные наружные, контурные внутренние, основные внутренние (рис. 11.8).

Контурные наружные уплотнения в виде

шпонок применяют для защиты швов от воздействия льда, волн и загрязнения, а также в целях снижения их водопроницаемости. Они представляют собой бетонные, железобетонные или деревянные брусья, плиты, пробки, резиновую ленту, стальные полосы, полимеры, укладываемые на подготовку из асфальтовых мастик или битумных матов (рис. 11.9). В зоне контакта с воздухом контурное уплотнение предотвращает попадание в шов атмосферных осадков и замерзание воды. Со стороны нижнего бьефа уплотнение устраивают не всегда.

Контурные внутренние уплотнения, выполняемые из металлических, резиновых или пластмассовых диафрагм (рис. 11.10, а, в), ограждают галереи и внутренние полости, пересекающие швы. Располагают их на расстоянии 0,2—0,5 м от поверхности полости.

Основные внутренние уплотнения, воспринимающие напор, располагают на расстоянии 1,5—2,0 м от напорной грани. Применяют основные внутренние уплотнения в виде металлических, резиновых и пластмассовых диафрагм, асфальтовых шпонок. Внутренние уплотнения могут быть и инъекционными.

Металлические диафрагмы применяют в сооружениях высотой до 200 м и более. Их достоинство — высокая надежность. Металлические диафрагмы (см. рис. 11.10, а) бывают: 1) компенсаторного типа — петлеобразные, Z-образные (последние проше по конструкции, но пригодны лишь при небольших боковых смещениях) и волнообразные (они требуют устройства полости в шве и труднее стыкуются, но обладают большей гибкостью); 2) без компенсаторов — менее надежные. Для изготовления металлических диафрагм применяют низколегированные стали и сплавы, стойкие против коррозии, а также листы меди и латуни. Толщина диафрагмы определяется расчетом на прочность от гидростатического давления воды, на многократный изгиб, на неравномерность осадок секций.

Диафрагмы из резины (см. рис. 11.10, б) применяют в узких швах, где возможна их работа на сжатие. Важным их достоинством является высокая деформируемость, недостатком — потеря эластичности под воздействием солнечных лучей и низких температур, а также возможность разрушения под воздействием агрессивных вод, щелочей, кислот, масел.

Диафрагмы из пластмасс, по конструкции аналогичные резиновым, выпускают в виде лент. В качестве материала для их изготовления используют полиэтилен, поливинилхлорид, винипласт (Канада), полнамиды, неопрен (Швеция), стеклопластик (Англия, Канада,

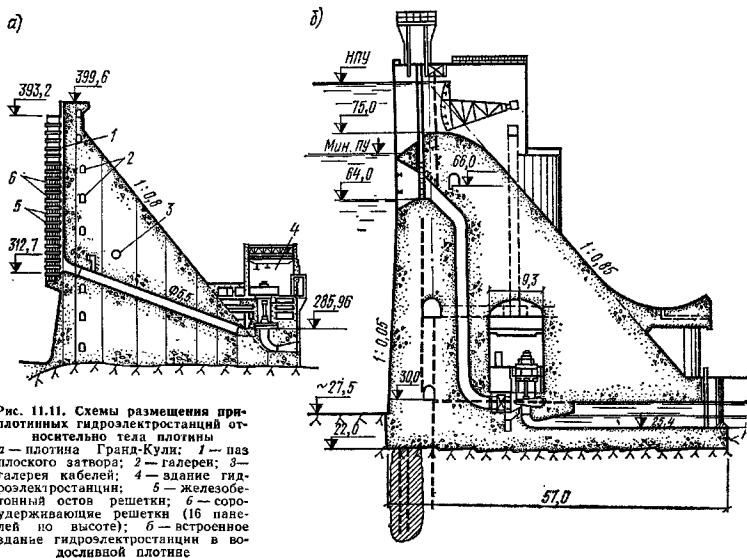


Рис. 11.11. Схемы размещения приплотинных гидроэлектростанций относительно тела плотины
 а — плотина Гранд-Кулай: 1 — паз плоского затвора; 2 — галерея; 3 — галерея кабелей; 4 — здание гидроэлектростанции; 5 — железобетонный остов решетки; 6 — сооружающие решетки (16 панелей по высоте); 7 — встроенное здание гидроэлектростанции в водосливной плотины

ракторный тип компоновки показан на рис. 11.11, а. Здесь прямолинейный водовод обеспечивает равномерный подвод воды (Братская, Красноярская, Бухтарминская ГЭС и др.). Здание гидроэлектростанции при больших напорах обычно отрезано швом. В отдельных случаях гидроэлектростанция бывает частично врезана в плотину, что допустимо при прочном основании, так как при этом увеличение напряжений по подошве не потребует специальных конструктивных мероприятий. В этом типе компоновки влияние гидроэлектростанций на работу плотины относительно невелико. Тип компоновки с размещением здания гидроэлектростанции в полости тела плотины (встроенная ГЭС) (рис. 11.11, б) оказывает существенное влияние на форму тела плотины. В этом случае необходимы специальные исследования для обоснования прочности и устойчивости сооружения.

Б. Схемы размещения турбинных водоводов. Турбинные водоводы приплотинных гидроэлектростанций могут быть выносными и встроенными (рис. 11.12). Расположение водоводов вне тела плотины упрощает укладку бетона и улучшает напряженное состояние плотины, однако более опасно при разрыве трубопровода и ведет к увеличению объема плотины вследствие удлинения переходного участка от трубопровода к гидроэлектростанции в нижнем бьефе.

В. Водоприемники гидроэлектростанций.

К водоприемникам, расположенным в теле гравитационных плотин, предъявляются следующие требования: бесперебойность подачи воды и прекращение ее при необходимости; защита водоводов от плавающих тел, сора, шуги, льда; малые потери напора. Желательна автоматизация их работы. Основные элементы водоприемников: 1) сооружающие решетки — неочищаемые (при больших заглублениях под уровень и незначительной засоренности водотока) и очищаемые, съемные и несъемные; 2) ремонтные и аварийно-ремонтные затворы; 3) подъемно-транспортные механизмы; 4) аэрационные трубы (при опорожнении водоводов или при аварийном закрытии затворов исключают образование недопустимого вакуума; при наполнении отводят воздух в атмосферу); 5) обводные трубы (байпасы) с задвижками для заполнения опорожненных водоводов водой при закрытых затворах, что облегчает подъем затворов вследствие выравнивания давления со стороны верхнего и нижнего бьефов. Конструкция характерных типов водоприемников показана на рис. 11.13 [9, 56, 57].

11.1.6. Особенности компоновочных решений глубинных водопропускных сооружений

Наряду с поверхностными водосливами в теле плотины могут предусматриваться посто-

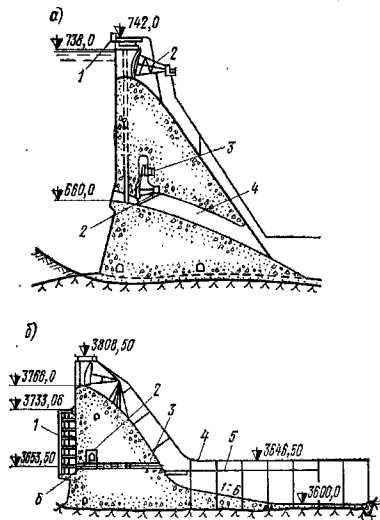


Рис. 11.14. Схемы расположения водопропускных сооружений в гравитационных плотинах

а — Либби: 1 — мост; 2 — сегментный затвор; 3 — затворная камера; 4 — глубокий водосброс; 5 — Мон-тави [56]; 1 — решетка; 2 — затворная камера; 3 — выход водосброса; и 5 — подпорная и разделяющая стенки; 6 — регулирующий затвор

янные и временные (строительные) водопропускные сооружения: глубокие водосбросы, водоспуски и водовыпуски прямоугольного или круглого сечения; ширина их отверстий не превышает $(0,5...0,6)l$, где l — ширина секции. Водовод по контуру обычно армируют, а при высоких напорах (более 50 м) и скоростях 20—25 м/с и более часто применяют стальную облицовку. Водопропускные сооружения могут быть напорными, безнапорными и частично безнапорными с коротким напорным участком, переходящим в водослив или в безнапорный паклонный трубчатый водосброс (рис. 11.14). В отдельных случаях они могут располагаться в два и три яруса по высоте.

Особенности в конструкции плотины вносят схема расположения затворов — в начале или в конце водовода либо на трассе его. Глубокие водопропускные сооружения обычно оборудуют сороудерживающими решетками, аналогичными в водоприемниках гидроэлектростанций. Ремонтные затворы снабжают байпасом. В теле плотины предусматривают аэрационные шахты (трубы), подводящие воздух в пространство за затвором (для борьбы с вакуумом). В сравнительно неболь-

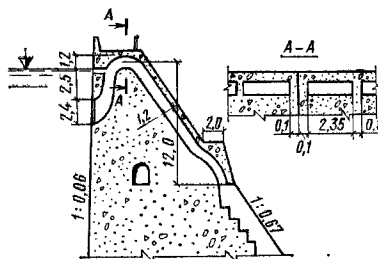


Рис. 11.15. Схема расположения сифонного водосброса в гравитационной плотине

ших плотинах иногда находят примененные сифонные автоматические водосбросы (рис. 11.15) [57].

11.1.7. Армирование гравитационных плотин [10, 35]

Конструктивную арматуру* устанавливают без расчета на основе опыта проектирования построенных сооружений. В СССР конструктивное армирование выполняют обычно в виде сетки из арматуры класса А-II $\varnothing 16$ —25 мм (четыре стержня на 1 м длины). Конструктивную арматуру устанавливают в окончании вилочных швов, швов-надрезов, вокруг галерей, шахт, служебных помещений, в зонах колебаний уровня воды.

Обобщение советского и зарубежного опыта** позволяет сделать следующие замечания в части конструктивного армирования: 1) в различных странах (а часто в пределах одной страны) однотипные плотины возводят с конструктивным армированием и без него; 2) конструктивное армирование может несколько снизить поверхностное трещинообразование от усадки и колебаний температуры, уменьшить выветривание и облегчить необходимые ремонтные работы, однако трещиностойкость должна обеспечиваться главным образом регулированием температурного режима, правильной разрезкой швами, при необходимости теплоизолирующей; 3) в суровых климатических условиях конструктивное армирование следует выполнять на напорной грани в зоне переменного уровня (при среднемесячной температуре воздуха в самом холодном месяце

* См. также Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. В 3-х ч. 11-706-79. М., Гидропроект, 1983 и Временное руководство по конструктивному армированию бетонных плотин, 11-633-76. М., Гидропроект, 1976.

** Марчук А. Н. Статическая работа бетонных плотин. М., Энергоатомиздат, 1983.

года ниже минус 25 °С следует рассматривать целесообразность устройства здесь теплогидроизоляции из легкого асфальтобетона, оксидно-каменноугольных и поливинилхлоридных пенопластов или других теплогидроизоляционных материалов), на низовой грани только на водослив; при мягком климате (Закавказье, Таджикистан и т. п.) можно ограничиться конструктивным армированием водослива; 4) конструктивная арматура целесообразна вокруг напорных турбинных водоводов, глубинных водосборов и водоспусков (если не ставится расчетная арматура) и различных коммуникаций (галерей, шахт, лифтов и т. п.); 5) не следует выполнять конструктивное армирование: а) для восприятия сейсмических воздействий (так как легкая арматурная сетка ничего не дает, а расчетное армирование будет излишне тяжелым); б) вокруг шахт для отвесов, узких круглых лазов и т. п.; в) межсекционных швов (если же шов в зимнее время открыт, целесообразна его теплоизоляция); 6) при армировании водосливной грани (водобойной плиты) арматурную сетку следует анкеровать в бетон (скалу) на глубину 1,5—2,5 м, приваривая анкера диаметром примерно 25 мм к углам сетки; 7) толщину защитного слоя для конструктивной арматуры целесообразно принимать в пределах 70—100 мм (но не менее 60 мм и не менее диаметра рабочей и распределительной арматуры); в СССР водослив часто армируют не весь, а только носок-трамплин; 8) конструктивную арматуру (а также и расчетную) желательно применять преимущественно в виде армоферм, армокаркасов, сварных каркасов и сеток, пространственных армокаркасов (армоблоков) с учетом технологии подачи бетона, его укладки и проработки.

Расчетную арматуру [43] определяют расчетом. Устанавливают ее обычно в бычках водослива, в гасителях, пирсах и т. п.

Монтажную арматуру применяют для объединения стержней и сеток в армоконструкции; ее следует максимально использовать в качестве расчетной в железобетонных элементах.

Общий расход арматуры в гравитационных плотинах составляет от 3 до 12 кг/м³ бетона *. При достаточно суровом климате расход арматуры на Братской плотине составил до 11,9 кг/м³ в водосливных секциях и до 13,6 кг/м³ в стационарных секциях; на Красноярской плотине 11,5 кг/м³, на Усть-Илимской 8 кг/м³ и на Бухтарминской 6 кг/м³.

* См. также статью Слесского С. М. О проектировании больших плотин в СССР.—Гидротехническое строительство, 1979, № 12.

На многих плотинах США, Франции, Швейцарии, Японии, ФРГ, Испании и других стран конструктивная арматура почти отсутствует; при этом учитывались нормативное требование об отсутствии растягивающих напряжений, а также возможности восприятия их в локальных зонах бетоном, прочность на растяжение которого достигает 1,2—1,5 МПа (12—15 кгс/см²); конструктивная арматура устанавливалась лишь на водосливной грани, носках-трамплинах, бычках, гребне. Эти плотины построены в основном в сравнительно мягких климатических условиях.

11.1.8. Постепенное возведение и наращивание гравитационных плотин

Постепенное возведение плотин с постепенным подъемом уровня воды дает существенный экономический эффект и получило повсеместное распространение в советской и зарубежной практике; большое значение для энергетики, ирригации и других отраслей водного хозяйства может иметь и разработка способов наращивания плотин после постройки. Основные технические решения для гравитационных плотин могут быть разделены на две группы: 1) без применения предварительного намяжения; 2) с применением предварительно напряженной анкеровки. Основные схемы поэтапного возведения и наращивания гравитационных плотин представлены на рис. 11.16. Первая из этих схем (рис. 11.16, а) применяется при некотором избытке запаса устойчивости старого профиля (плотина Бернина — Швейцария). Вторая схема (рис. 11.16, б) характеризует возведение плотины горизонтальными слоями (очередями) (Братская и Усть-Илимская ГЭС). В третьей схеме (рис. 11.16, в) наращивание производится наклонными слоями (плотины Ирабь, Боларк — Испания, Одомари — Япония). В четвертой схеме (рис. 11.16, г) наращивание производится с помощью контрфорсов, на которые опирается железобетонная вертикальная плита (плотина Лажис — Бразилия). На рис. 11.16, д представлена схема наращивания с применением напряженной анкеровки (плотины Эль-Каисера — Марокко; Бергу — Алжир; Олиде — Швеция и др.) [30].

Некоторые криволинейные в плане гравитационные плотины с незацементированными швами можно повысить без усиления; при цементации швов они будут работать как арочно-гравитационные.

При наращивании плотин и их поэтапном возведении следует учитывать комплекс вопросов, связанных с производством работ, а

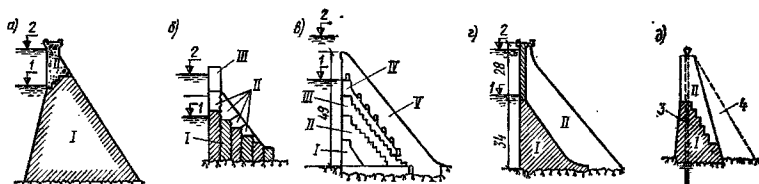


Рис. 11.16. Схемы поэтапного возведения и наращивания гравитационных плотин

1 — начальный НПУ; 2 — конечный НПУ; 3 — анкер; 4 — экономия бетона; I — начальный профиль; II — V — этапы возведения или наращивания плотин

также изменение напряженного состояния, в частности от температурно-усадочных воздействий. Поэтапное возведение может быть использовано для регулирования напряженного состояния плотин и основания.

11.2. Облегченные гравитационные плотины

11.2.1. Плотины с расширенными швами

А. Общие положения. Конструктивные особенности гравитационных плотин с расширенными швами были рассмотрены в гл. 10. Экономия бетона в таких плотинах составляет 7—15%, а капитальные вложения уменьшаются на 5—12%. Экономию бетона \mathcal{E}_6 (рис. 11.17, а) определяют по формуле [2]:

$$\mathcal{E}_6 = \frac{\alpha_d \gamma_w}{\gamma_6} \frac{b - b_1}{b} \frac{\Delta H}{H_1} + \frac{2\gamma_w}{\gamma_6} \frac{H_2}{H_1} \times \frac{b - 2b_1}{b} \frac{e}{i}, \quad (11.5)$$

где γ_w и γ_6 — удельный вес соответственно воды и бетона; $\alpha_d = 0,2$ — ордината эпюры напора во оси дренажа.

Подбор профиля приближенно можно выполнить с помощью графиков Раду Приску (рис. 11.17, б), принимая $\beta = 0,15$ и $\gamma_6 = -23 \text{ кН/м}^3$ (2,3 тс/м³). На графиках $f_{расч} = f_0/k_a$, где $f_0 = f + c/\bar{\sigma}$ (здесь f и c — расчетные параметры сдвига; $\bar{\sigma}$ — среднее напряжение по подошве); k_a — см. формулу (10.11); $\sigma/\sigma_{\alpha=0}$ и $\sigma_1/\sigma_{1\alpha=0}$ — соотношения главных нормальных напряжений в контрфорсной и массивной плотинах; α — коэффициент пустотности; $V/V_{\alpha=0}$ —

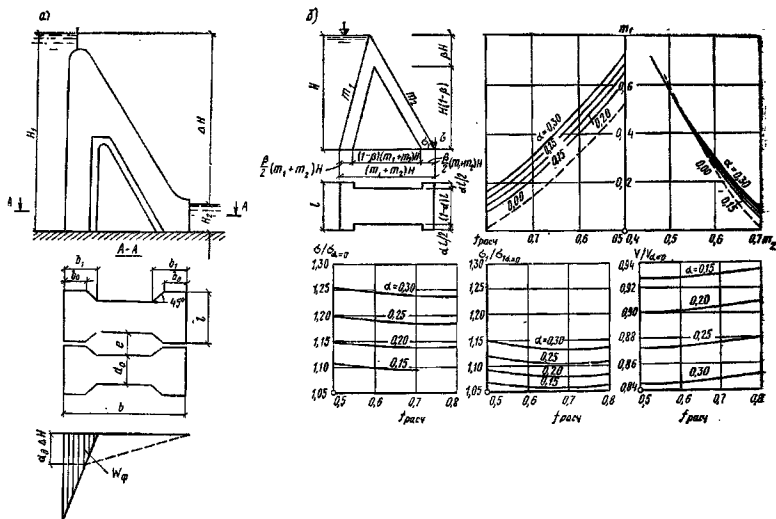


Рис. 11.17. Схема плотины с расширенными швами (а) и приближенное назначение размеров плотин с помощью графиков Раду Приску (б)

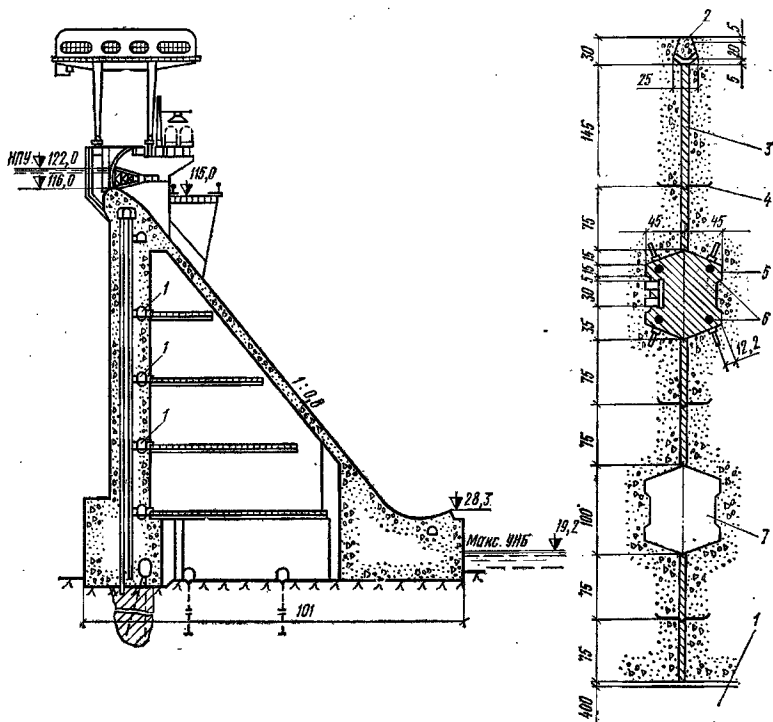


Рис. 11.18. Конструкция плотины Братской ГЭС (разрез плотины и сечение межсекционного шва)

1 — смотровая продольная галерея плотины; 2 — железобетонный брус; 3 — холодная асфальтовая штукатурка; 4 — латунная диафрагма; 5 — асфальтовая шпонка; 6 — электроды для разогрева асфальта; 7 — смотровая шахта

соотношение объемов бетона на 1 м длины контрфорсной и массивной плотины.

Накопленный опыт показал возможность строительства плотин с расширенными швами в различных климатических условиях, включая и весьма суровые (плотины Братская, Мамаканская, Маникюган-2 — Канада, 115 м), а также в условиях многоводных рек, возможность создания глухих и водосборных плотин с расширенными швами и возможность устройства в таких плотинах глубинных водосборов, в том числе строительных водоспусков и водоводов зданий гидроэлектростанций.

Основное назначение расширенных швов — уменьшение объема бетона путем снижения фильтрационного и взвешивающего давлений. Кроме того, они обеспечивают ускорение остывания бетона; служат средством регулирования напряженного состояния плотины при условии сброса полостей; в них возможна

установка бетоновозных эстакад, металл которых по окончании строительства может демонтироваться (Братская ГЭС); их используют для хозяйственных нужд, для осмотра плотины и при необходимости для ее ремонта.

Б. Конструкция. Расширенные швы устраивают со следующими размерами (см. рис. 11.17, а): $e = 3...9$ м, $b_1 = (0,4...1)l$, переходный участок от оголовка к стенке для уменьшения концентрации напряжений выполняют под углом 45° .

На рис. 11.18 представлена конструкция Братской плотины с расширенными швами.

Иногда расширенные швы имеют различную ширину по длине плотины, обусловленную различными геологическими и топографическими особенностями створа и необходимостью обеспечения большей свободы перемещений между отдельными секциями (плотина Изнахара).

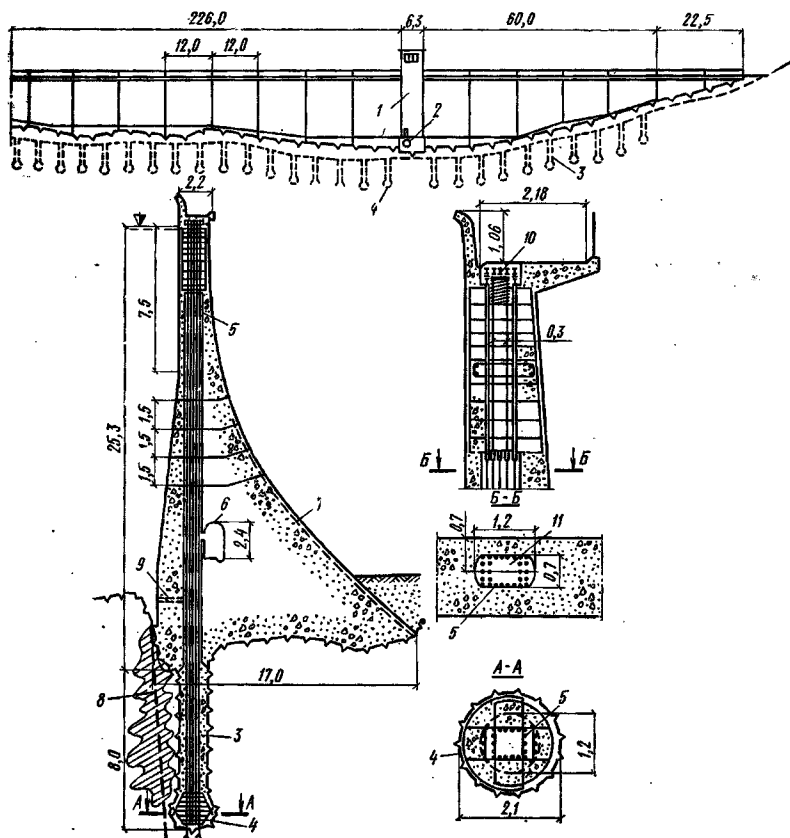


Рис. 11.30. Конструкция плотины Олт-на-Леридж с анкерровкой [57]

1 — башенный водоспуск; 2 — водовод; 3 — скважина, заполненная бетоном; 4 — конусообразный анкер; 5 — 28 стержней \varnothing 25,6 мм; 6 — смотровая галерея; 7 — арматура (сетка); 8 — цементанонная скважина; 9 — временный лаз; 10 — система нагружения; 11 — шахта

плотины швами и поэтапность возведения или натяжные блоки [1].

При анкерровке с домкратами (рис. 11.20) стальные анкерные тязи, заделанные в скалу и проходящие свободно через тело плотины, натягивают домкратами [1, 2, 27]; усилие натяжения передается на плотину. Экономия бетона при использовании предварительного напряжения достигает 30—40%, сниженне стоимости — 10—20%. Данные об экономической эффективности напряженной анкерровки приведены на графике рис. 11.21. Считается, что анкерровка эффективна для плотин высотой до 50—60 м (а предположительно и до

100 м). Из построенных плотин с анкерровкой наибольшую высоту имеет плотина Вананум (США) — 56,5 м.

Недостатком таких плотин являются сложность надежной анкерровки, трудность защиты тязей от коррозии, усложнение производства работ, особенно при необходимости размещения большого количества арматуры тязей при наличии турбинных водоводов, водоспусков, строительных и эксплуатационных водосборов, а также сложности, возникающие при поэтапном вводе плотины в эксплуатацию. Следует учитывать, кроме того, возможность появления концентраций напряжений.

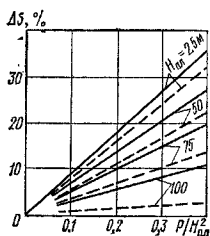


Рис. 11.21. Экономическая эффективность напряженной анкеровки при отношении затрат, связанных с анкеровкой, S_a к затратам на 1 м^3 бетона S_b , равном 15 (сплошные линии) и 20 (пунктирные линии) ΔS — снижение стоимости по сравнению с гравитационной плотной; P — усилие предварительного напряжения на 1 м длины плотины, равное 10 кН/м ; $N_{\text{пл}}$ — высота плотины

В качестве тяжей обычно используют тросы из 12—555 проволок диаметром 5—7 мм или пакеты из 24—28 стержней диаметром 28—36 мм. Имеется предложение [21] об устройстве тяжей из труб, выпускаемых для паровых котлов и трубопроводов высокого давления. Удельный расход металла при использовании тросовых тяжей примерно в 2 раза ниже, чем при использовании стержневых тяжей; стоимость же их примерно одинакова. Предпочтительнее в целом следует отдавать более жесткому тязу, в частности трубчатому. Усилия, достигнутые в тязях, составляют от 1,5 до 11,76 МН (от 150 до 1176 тс), а на 1 м длины плотины — до 1,84 МН/м (184 тс/м); шаг анкеров 3—8 м. В отечественной практике может использоваться арматура классов В-II, Вр-II, К-7, А-III, А-IV, А-IIв, А-IIIв, а также трубы стальные бесшовные по ЧМТУ (ВНИТИ 670-65). Для предотвращения коррозии тяжей в заделке необходима их плотная и прочная адгезия с цементом (в большинстве плотин защитных мероприятий по борьбе с коррозией не применено); иногда применяют цинковое покрытие, предлагаются составы из эпоксида смолы с каучуком ЭКК-50. В теле плотины тязи иногда размещают в пластиковых трубах или покрывают битумом (2 см), заложившим между двумя слоями парусины. Для верхнего участка применяют покраску (1—2 слоя краски ХС-720, ХВ-74, ЭП-917). При повторных натяжениях применяют эпоксида-каучуковое покрытие ЭКК-200.

Устройство анкерной плиты, а особенно когуса (плотина Олт-на-Лерндж), в скале повышает несущую способность анкера. В качестве натяжных устройств обычно применяют домкраты. Наиболее экономичны плоские домкраты.

11.2.4. Ячеистые плотины

Построено относительно небольшое число низконапорных плотин этого вида: типа Сенкова (см. рис. 10.3) и Гипросельэлектро (Красноярская, Шильская и др.). Превьютные проработки, выполненные рядом организаций, показывают возможность строительства средне- и высоконапорных ячеистых плотин следующих конструкций: 1) из монолитного бетона; 2) сборно-монолитных (рис. 11.22, а) — получили наибольшее распространение; 3) сборных (рис. 11.22, б) с соединением элементов с помощью сварки и бетона или без сварки и бетона. Ячейки заполняют грунтом, камнем, имеются предложения о заполнении их водой. Размеры ячеек $1,5 \times 1,5 \dots 6 \times 6 \text{ м}$, расход арматуры 20—30 кг/м³ бетона. Грунт в ячейки подают самосвалами или транспортерами. Толщина стенок ячеек 0,1—0,8 м, контрофоров 0,1—1,0 м. Толщину стенок для средних напоров можно принимать приблизительно по рис. 11.22, в. Расчеты таких плотин детально рассмотрены в литературе. Имеется много различных предложений по конструкциям ячеистых плотин [3 и др.].

11.2.5. Пути дальнейшего совершенствования и удешевления гравитационных плотин

Усовершенствование и удешевление гравитационных плотин в последние годы идет по двум направлениям: 1) упрощение технологий и использование индустриальных методов строительства, при которых максимально используются преимущества массовых работ; 2) упрощение, облегчение и разработка новых типов конструкций [11, 45].

Технологические мероприятия:

а) зональное распределение бетона; б) учет изменения свойств бетона во времени; в) использование заполнителей максимальной крупности, применение поверхностно-активных добавок, а также тонкодисперсных минеральных добавок (зола-уноса и т. п.) для замены части цемента; г) применение жестких бетонных смесей; д) использование полностью механизированных поточных методов бетонирования, сочетающих высокую интенсивность с предотвращением трещинообразования. Из методов укладки бетона представляют интерес метод «Альпе Джера» (стоимость плотин уменьшается на 10—12%) [36]; токтогульский метод [49]; разрабатываемые Оргэнергострометоды с непрерывной укладкой бетона с низким содержанием цемента и с нарезкой продольных нецементируемых швов [28] и др.

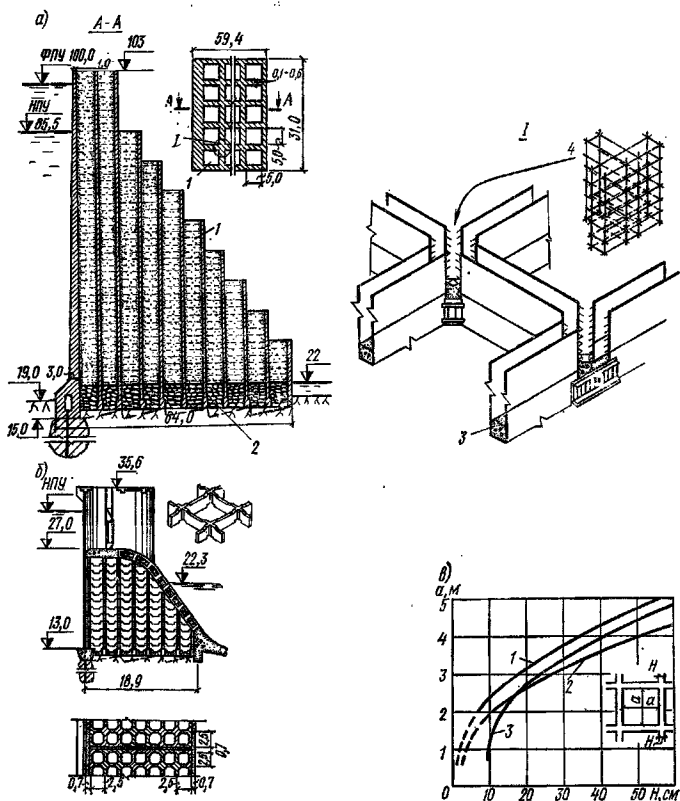


Рис. 11.22. Конструкция ячеистых плотин

а — сборно-монолитный; 1 — засыпка; 2 — дренажирующий слой; 3 — бетон; 4 — арматурный каркас; б — сборной из крестообразных блоков; в — график для предварительного определения толщины стенок ячеистых плотин; 1 — из монолитного бетона; 2 — из сборно-монолитного бетона; 3 — из сборных элементов, соединенных сваркой

Конструктивные мероприятия.

Устройство плотин с экранами (металлическими, железобетонными или полимерными): а) при допущении растягивающих напряжений в плотинах обжатого профиля (проект Курпсайской плотины); б) при наличии в плотине незацементированных швов — плотины Альпе Джера, Пуан Палло, Богучанская (вариант).

Замена части бетона камнем или водой. Такой прием усложняет производство работ (плотина Цербино — см. рис. 10.3, а). Использование песка или гравия взамен камня менее эффективно из-за их меньшего удельного веса. Если определяющим для плотины явля-

ется условие устойчивости, а не напряженное состояние, то при параметрах сдвига, меньших 0,65—0,70, возможна пригрузка ее водой (рис. 11.23, а).

Обжатие верхней грани: а) применением анкеровки (см. рис. 11.20) или соответствующей разрезки плотины швами [1]; б) наклонном напорной грани в сторону верхнего бьефа с уклоном $1/7-1/8$ (рис. 11.23, б). Экономия бетона составляет 1,5—2,0%. Иногда обратный уклон создают лишь в нижней части напорной грани (плотина Гранд-Диксанс — рис. 11.23, в).

Регулирование напряженного состояния: а) устройством одного или нескольких надрезов

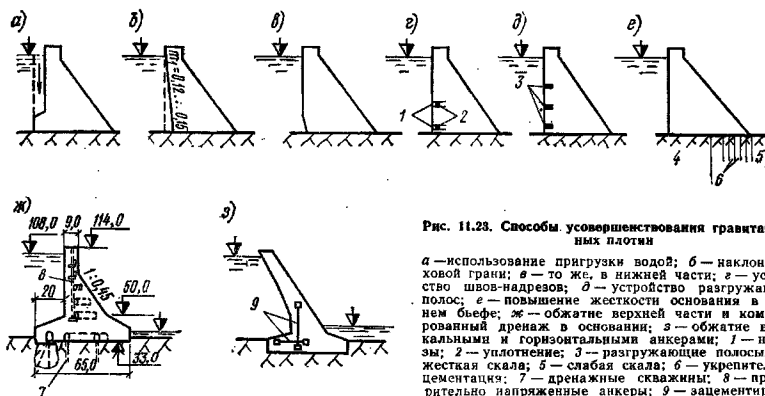


Рис. 11.23. Способы усовершенствования гравитационных плотин

а — использование пригрузки водой; б — наклон верховой грани; в — то же, в нижней части; г — устройство швов-надрезов; д — устройство разгружающих полос; е — повышение жесткости основания в нижнем бьефе; ж — обжатие верхней части и комбинированный дренаж в основании; з — обжатие вертикальными и горизонтальными анкерами; 1 — надрезы; 2 — уплотнение; 3 — разгружающие полосы; 4 — жесткая скала; 5 — слабая скала; 6 — укрепительная цементация; 7 — дренажные скважины; 8 — предварительно напряженные анкеры; 9 — зацементированные предварительно напряженные анкеры

на верховой грани, снимающих (или уменьшающих) растягивающие напряжения (рис. 11.23, г; предложение МИСИ и ВНИИГ); в случае возникновения растягивающих напряжений на низовой грани при анкерровке или при опорожнении водохранилища можно устраивать надрез и на этой грани; следует иметь в виду, что при устройстве надрезов может снизиться несущая способность плотин в целом; б) устройством вместо надрезов разгружающих низко модульных полос (например, из полимербетонов — предложение Г. М. Каганова) (рис. 11.23, д); в) устройством низко модульных прокладок в основании, уменьшающих пик напряжений (предложение В. М. Ломбардо и Г. Э. Шаблинского); г) устройством укрепительной цементации при разно модульных массивах в основании (рис. 11.23, е); д) путем подогрева отдельных элементов плотины (см. рис. 11.19, б) — в частности при суровых климатических условиях.

Повышение несущей способности и устойчивости плотины: а) наклоном подошвы в сторону верхнего бьефа или устройством зуба (последний, однако, создает неблагоприятные концентрации напряжений); б) устройством штрабных поперечных швов или их омоноличиванием (бесшовная плотина), что может дать экономию бетона (при этом в швах отсутствуют уплотняющие устройства).

Размещение здания гидроэлектростанции в теле плотины. При этом получают экономию бетона по гидроузлу, но усложняется производство работ и увеличивается расход арматуры. Этот прием требует технико-экономического обоснования.

Устройство гравитационных плотин из сборных блоков при наличии экрана. Следует

иметь в виду сложность ремонта экранов при крупных водохранилищах и при их небольшой работе.

Сочетание различных способов облегчения. Можно использовать одновременно различные пути облегчения, например анкерровку и уменьшение фильтрационного давления (рис. 11.23, ж), наклон части напорной грани, применение замопльченной предварительно напряженной арматуры и пригрузки водой (рис. 11.23, з) и т. д.

11.3. Расчеты прочности гравитационных плотин

11.3.1. Расчет гравитационных плотин высотой более 60 м I и II классов на общую прочность

А. Критерии прочности. При расчетах плотины на основные и особые сочетания нагрузок и воздействий (полный перечень) необходимо выполнение следующих условий:

а) во всех точках тела плотины

$$\sigma_c | \sigma_s | < m_{пл} R_{пр} / k_H; \quad (11.6)$$

б) в зоне верховой грани плотины

$$b_p < b_{р.пр}, \quad (11.7)$$

где σ_c — минимальные главные напряжения (растяжение принимается со знаком плюс); $R_{пр}$ — призматическая прочность; b_p — глубина зоны растяжения в горизонтальных сечениях тела плотины и контактом сечении, определенная в предположении работы бетона у верховой грани на растяжение; $b_{р.пр}$ — предельная глубина зоны растяжения у верховой грани (табл. 11.1); $m_{пл}$, k_H — см. в гл. 1.

Если особые сочетания нагрузок включают сейсмические воздействия, допускается для горизонтальных сечений, отстоящих от гребня

ТАБЛИЦА 11.1. ЗНАЧЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНОЙ ГЛУБИНЫ ЗОНЫ РАСТЯЖЕНИЯ $b_{p,пр}$ У ВЕРХОВОЙ ГРАНИ ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИН

Расчетные сечения	Значения $b_{p,пр}$ для плотин					
	I и II классов высотой более 60 м при сочетаниях нагрузок			всех классов высотой до 60 м при сочетаниях нагрузок		
	основных	особых, без сейсмических воздействий	особых, включающих сейсмические воздействия	основных	особых, без сейсмических воздействий	особых, включающих сейсмические воздействия
<i>Плиты без расширенных швов</i>						
Горизонтальные тела плотин:						
без гидроизоляционного экрана на верховой грани	$b/7,5$ и $b_{д}/2$	$b/6$	$b/3,5$	Растяжение не допускается	$b/7,5$	$b/3,5$
с гидроизоляционным экраном на верховой грани	$b/6$ и $l_{г,н}/2$ при $b > h_{г,н}$	$b/5$	$b/3,5$		$b/6$	$b/3,5$
Контактное:						
без гидроизоляции контакта верховой грани плиты с основанием	$3b_{д}/10$	$B/12$	$B/5$	Растяжение не допускается	$3b_{д}/10$	$B/5$
с гидроизоляцией контакта верховой грани плиты с основанием	$B/12$	$B/8$	$B/5$		$B/14$	$B/5$
<i>Плиты с расширенными швами</i>						
Горизонтальные тела плотин	$b/7,5$ и $b_{д}/2$ и $b_{д}/2$	$b/6$ и $\frac{fb}{6} + \frac{2}{3} \left(1 - \frac{d_0}{d}\right) b_0$	$b/3,5$ и $\frac{fb}{3,5} + \frac{2}{3} \left(1 - \frac{d_0}{d}\right) b_0$	Растяжение не допускается	$b/7,5$	$b/3,5$
Контактное	$\frac{3fb_{д}}{10}$	$\frac{fb}{12} + \frac{2}{3} \times \left(1 - \frac{d_0}{d}\right) b_0$	$\frac{fb}{5} + \frac{2}{3} \times \left(1 - \frac{d_0}{d}\right) b_0$		То же	$\frac{3fb_{д}}{10}$

Примечания: 1. В таблице приняты следующие обозначения: b — ширина расчетного сечения; $b_{д}$ — расстояние от дренажа тела плотины до верховой грани; $l_{г,н}$ — предельная глубина раскрытия шва на верховой грани плиты по условию недопущения наклонных трещин (табл. 11.2); $b_{г,н}$ — напор над расчетным сечением, при котором прочность плотин определяется условием недопущения наклонных трещин (табл. 11.2); b_0 — расстояние от оси цементационной завесы до верховой грани; B — ширина плиты по основанию; $f = 3(d_0/d) - 4(d_0/d)^2 - 3$ — безразмерный коэффициент (здесь d_0 — толщина секции в пределах расширенных швов; $d = l$ — ширина секции); b_0 — толщина торцевого сечения оголовка плитным с расширенными швами (рис. 11.24).

2. Если подземный контур плиты не содержит цементационной завесы, вместо b_0 принимают $b_{ос}$ ($b_{ос}$ — расстояние от первого ряда дренажных скважин в основании до верховой грани).

3. Верховая грань считается гидроизолированной при защите краев от внешних механических воздействий, возможности его ремонта или способности его к самозалечиванию и расположении дренажа тела плиты непосредственно за экраном.

ТАБЛИЦА 11.2. ЗНАЧЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНОЙ ГЛУБИНЫ РАСКРЫТИЯ ШВА $l_{г,н}$ НА ВЕРХОВОЙ ГРАНИ ПО УСЛОВИЮ НЕДОПУЩЕНИЯ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН

Марка бетона	$h_{г,н}$, м	Значения $l_{г,н}$, м, при b/h					
		0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75
M100	120	10,0	11,0	12,5	14,0	15,0	16,5
M150	144	12,0	13,0	15,0	16,5	18,5	20,0
M200	156	13,0	15,0	16,5	18,5	20,5	22,0
M250	174	14,5	16,0	18,0	20,5	22,5	24,5
M300	192	16,0	18,0	20,0	22,5	25,0	27,0
M350	204	17,0	19,5	22,0	24,5	27,0	29,5

Примечание. Расчеты по условию недопущения наклонных трещин производят только для плит высотой больше $h_{г,н}$ при соответствующих марках бетона.

плотины менее чем на 60 м, принимать вместо условия (11.7), условие

$$\sigma_1 < m_{пл} R_p / k_{пл}, \quad (11,8)$$

где σ_1 — максимальные главные напряжения; R_p — расчетное сопротивление бетона на осевое растяжение.

а для горизонтальных сечений, отстоящих от гребня плиты более чем на 60 м, — условие (11.6) без учета работы бетона на растяжение.

Б. Особенности расчетов. Расчеты выполняются в два этапа: I этап — расчет плиты аналогично расчету плиты высотой до 60 м [методами сопротивления материалов при

учете противодавления только по контакту бетон—скала без учета температурных воздействий и т. п. (см. далее п. 11.3.2); сейсмические воздействия определяют по линейно-спектральной теории для первого тона колебаний и отвечающей этому тону собственной формы колебания]; II этап — 1) выполняют расчет на основное и особые сочетания нагрузок и воздействий (см. гл. 1); 2) принимают силовое воздействие фильтрующейся воды в виде объемных и поверхностных сил (см. гл. 1); 3) учитывают температурные воздействия, вызванные остыванием плотины от температуры омоноличивания временных швов до среднеголетних температур, а также воздействия, связанные с сезонными колебаниями температуры окружающей среды и эксплуатационным подогревом; 4) определяют сейсмические воздействия по линейно-спектральной теории с учетом нескольких собственных форм колебаний; 5) выполняют расчеты методами теории упругости; 6) учитывают возможное раскрытие строительных швов на нижней грани; 7) учитывают в необходимых случаях неупругие деформации и трещины в бетоне и основании.

При надлежащем обосновании в нагрузках основного и особых сочетаний допускается учитывать воздействие набухания (см. п. 10.6.3). В состав расчетов плотины входит

определение вертикальных и горизонтальных перемещений с учетом поэтапности ее возведения, наполнения водохранилища и эксплуатации. В случае невыполнения требований (11.7) и (11.8) при сейсмических воздействиях следует предусмотреть конструктивные мероприятия (снижение массы оголовка, предварительное напряжение и др.).

11.3.2. Расчет гравитационных плотин высотой до 60 м I—IV классов на общую прочность

А. Критерии прочности. При расчетах на основное сочетание нагрузок плотин без гидроизоляции напорной грани необходимо выполнение следующих условий:

а) во всех точках тела плотины условия (11.6) и

$$\sigma_t < 0; \quad (11.9)$$

б) в зоне верховой грани плотины

$$|\sigma_y^0| \geq 0,25 \gamma_W h; \quad (11.10)$$

в) в контактном сечении у верховой грани

$$\sigma_n^0 < 0, \quad (11.11)$$

где σ_y^0 , σ_n^0 — нормальные напряжения, действующие соответственно по горизонтальным площадкам у верховой грани и по площадкам контактного сечения скального основания у верховой грани; γ_W — удельный вес воды; h — напор над расчетным сечением (рис. 11.24).

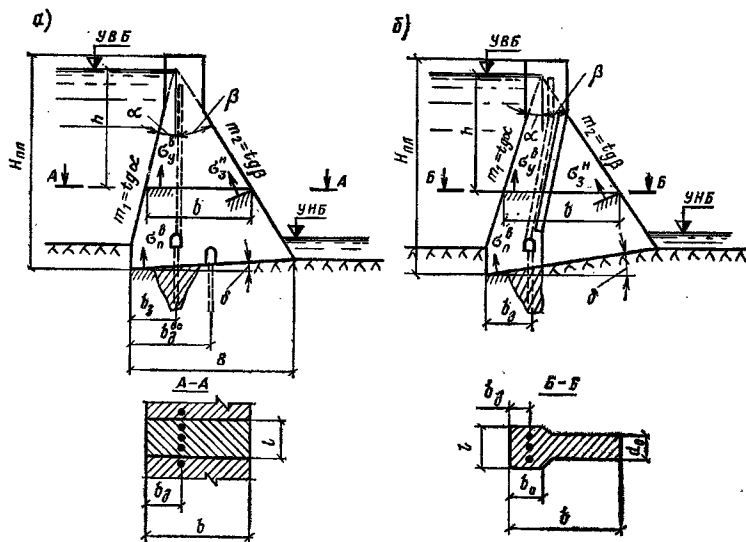


Рис. 11.24. Схемы к оценке напряженного состояния гравитационных плотин а — массивной; б — с расширенными швами (и контрфорсной)

Отклонение от условия (11.10) допускается для верхней части верховой грани высотой не более $1/4$ высоты плиты; при этом необходимо предусмотреть диафрагмы или гидроизоляцию напорной грани и т. п.

При расчетах на основное сочетание нагрузок плиты с гидроизоляцией напорной грани вместо условий (11.6) и (11.10) принимают условие (11.7) в зоне верховой грани (см. табл. 11.1 и 11.2).

При гидроизоляции контакта верховой грани с основанием вместо условия (11.11) также принимают условие (11.7). Контакт верховой грани плиты с основанием считают гидроизолированным, если длина понура $l_n \geq 1/6 H$, а верховая грань защищена экраном (сопряженным с понуром) на высоту от подошвы не менее $1/6 B$ и не менее $2b_x$ (b_x — расстояние от верховой грани до дренажа тела плиты).

Для районов с суровым климатом при отсутствии гидроизоляции используют критерии прочности (11.6), (11.9), (11.11). К нагрузкам и воздействиям добавляют температурные от сезонных колебаний температуры.

При расчетах плиты на особые сочетания нагрузок необходимо выполнение условий (11.6) и (11.7). При включении в особое сочетание сейсмических воздействий вместо условия (11.7) в зоне верховой грани принимают условие

$$n_c \sigma_I < m_{II} R_p / k_d. \quad (11.12)$$

Б. Особенности расчетов. Напряженное состояние плиты высотой до 60 м I—IV классов оценивают методами сопротивления материалов. Допускается рассчитывать их и методами теории упругости (на основное и особое сочетание нагрузок и воздействий, применяемые в расчетах плиты I и II классов высотой более 60 м). При этом используют условия прочности (11.6) и (11.7).

11.3.3. Условия применения различных методов расчетов

А. Общие положения. Допускается рассчитывать плиты I и II классов упрощенными методами, если по условиям последствий аварий и по высоте их можно отнести к III или IV классу. Расчетные коэффициенты принимают тогда как для плиты I и II классов, а сочетания нагрузок и критерии прочности как для плит III и IV классов.

Расчеты с учетом образования трещин от температурных воздействий выполняют для плит всех классов на изменение температуры наружного воздуха и температурные воздействия строительного периода [43, 52].

Б. Элементарные методы расчета.

Метод сопротивления материалов позволяет определить крайние напряжения на гранях (см. рис. 11.24, а) верховой:

$$\sigma_y^B = N/b + 6M/b^2; \quad (11.13)$$

$$\sigma_x^B = \sigma_y^B m_1^2 - \gamma_W h (1 - m_1^2); \quad (11.14)$$

$$\tau_{xy}^B = (\gamma_W h + \sigma_y^B) m_1; \quad (11.15)$$

$$\sigma_1^B = \sigma_y^B (1 + m_1^2) + \gamma_W h m_1^2; \quad \sigma_3^B = -\gamma_W h;$$

$$\sigma_n^B = \frac{1 + m_1^2}{2} \left\{ \sigma_y^B [\cos 2(\alpha - \delta) + 1] + \gamma_W H \left[\cos 2(\alpha - \delta) - \frac{1 - m_1^2}{1 + m_1^2} \right] \right\};$$

низовой:

$$\sigma_y^N = N/b - 6M/b^2; \quad (11.16)$$

$$\sigma_x^N = \sigma_y^N m_2^2 - \gamma_W h_n (1 - m_2^2); \quad (11.17)$$

$$\tau_{xy}^N = -(\sigma_y^N + \gamma_W h_n) m_2; \quad (11.18)$$

$$\sigma_1^N = -\gamma_W h_n;$$

$$\sigma_3^N = \sigma_y^N (1 + m_2^2) + \gamma_W h_n m_2^2,$$

где $\sigma_y^B, \sigma_x^B, \sigma_y^N, \sigma_x^N$ — нормальные напряжения по горизонтальным и вертикальным площадкам соответственно у верховой и нижней граней; τ_{xy}^B и τ_{xy}^N — касательные напряжения по горизонтальным и вертикальным площадкам соответственно у верховой и нижней граней; $\sigma_1^B, \sigma_3^B, \sigma_1^N, \sigma_3^N$ — максимальные и минимальные главные напряжения соответственно у верховой и нижней граней; σ_n^B — нормальные напряжения на площадках контактного сечения у верховой грани; N — нормальная сила, равная сумме проекций на нормаль к расчетному сечению всех сил, действующих на плиту выше расчетного сечения; b — ширина расчетного сечения; M — момент сил, приложенных к плите выше расчетного сечения, относительно центра тяжести этого сечения; m_1 и m_2 — заложение соответственно верховой и нижней граней на уровне расчетного сечения; γ_W — удельный вес воды; h и h_n — напор над расчетным сечением со стороны верхнего и нижнего бьефов; δ — угол между плоскостью подошвы и горизонталью.

В формулах (11.13), (11.14) и (11.17) растягивающие силы (напряжения) приняты со знаком плюс, сжимающие — со знаком минус; моменты по часовой стрелке — со знаком плюс, против часовой стрелки — со знаком минус.

Плиты с расширенными швами рассчитывают аналогично контрфорсным (см. п. 11.6).

Метод О. Мора позволяет определить крайние напряжения и напряжения внутри тела плиты (см. п. 11.6.3).

В. Методы теории упругости позволяют получить: 1) распределение напряжений для бесконечного клина [2]; 2) решение контактной

задачи теории упругости; при решении контактной задачи используют следующие идеи: а) «сращивание» смещений контактных точек [37 и др.]; б) рассмотрение нижней части плотины как балки, нагруженной сверху напряжениями, возникающими в треугольном клине, а с торцов заданными внешними напряжениями [13, 20 и др.]; в) использование элекстроинтеграторов и др.

Из теоретических методов решения задач теории упругости наибольшее распространение получили: 1) метод конечных разностей—созданы, в частности, универсальные программы для ЭВМ БЭСМ-6 (НИС Гидропроекта) [13, 15 и др.]; 2) метод конечных элементов (МКЭ). В последние годы во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, Гидропроекте им. С. Я. Жука, МИСИ им. В. В. Куйбышева, ВНИИ ВОДГЕО разработан ряд универсальных программ МКЭ для решения плоских и трехмерных задач теории упругости [16, 51 и др.]; практическое применение находят аналитический и смешанный методы решения задач теории упругости А. А. Храпкина, реализованные в виде пакета программ для ЭВМ М-220 [53].

Г. Методы, основанные на механике хрупкого разрушения. Эти методы получают все более широкое распространение. Имеются программы расчета плотин с раскрывшимися трещинами, анализируются процессы трещинообразования, распространение трещин в контактно-сечении под верховой гранью [18, 53]. Пока что следует к таким расчетам бетонных плотин относиться с определенной осторожностью, так как коэффициенты интенсивности K_{Ic} и критическая длина трещин для бетона могут, по данным В. П. Пака, существенно зависеть от характера поля напряжений, крупности заполнителя d и других факторов:

d_{max} , мм . . .	20	30	40	60	80	100
K_{Ic} , МПа/мм ^{3/2}	0,43	0,66	0,71	0,65	0,71	0,65
$l_{кр}$, мм . . .	26,1	25,5	49,5	81,8	105,2	133,2

11.3.4. Влияние различных факторов на напряженное состояние и прочность гравитационных плотин

А. Конструктивные особенности плотины.

Малые отверстия (галереи, шахты и т. п.) являются концентраторами напряжений и могут вызвать появление трещин; крупные отверстия не только приводят к местным концентрациям напряжений, но и влияют на общее напряженное состояние, которое обычно оценивают экспериментально (например, методом фотоупругости [24 и др.]).

Раскрытие строительных швов на нижней грани и трещины в сооружении могут ухудшить напряженное состояние верховой грани (иногда незначительно) и существенно снизить несущую способность плотины (в 1,5—2 раза по исследованиям МГМИ при вертикальных раскрытых трещинах значительной высоты [58]).

Надрезы на верховой грани (см. рис. 11.23, з) глубиной (0,03..0,04) $H_{пл}$ снимают растягивающие напряжения на этой грани, однако они могут снизить несущую способность плотины.

Пространственность работы плотины при омоноличивании и штрабных швах повышает ее несущую способность. Такую плотину рассматривают аналогично арочным плотинам.

Б. Геологическое строение основания и его деформации вследствие пригрузки водой водохранилища.

Податливость основания. Деформативность основания при соотношении модуля упругости плотины и модуля деформации основания $\alpha = E_{пл}/E_{ос} = 1..2$, что характерно для реальных условий, влияет на напряженное состояние незначительно и σ_y , τ_{xy} можно определять методами сопротивления материалов (и другими упрощенными методами). Влияние податливости основания, по данным А. А. Храпкина, приведено на рис. 11.25, а и б. При $0,35 \leq E_{пл}/E_{ос} \leq 5,2$, по Г. М. Каганов, коэффициент концентрации напряжений $K_K = 1,6 + 0,8lg(E_{пл}/E_{ос})$. Влияние податливости основания сказывается лишь в нижней части плотины высотой $(0,2..0,3)H_{пл}$.

В. Разномодульность массивов в основании.

При залегании со стороны нижнего бьефа более податливых пород возможно появление растягивающих напряжений в зоне контакта с основанием (на верховой грани) и концентрации напряжений на контакте массивов.

Трещины в основании. Вертикальные и крутопадающие трещины в основании плотины оказывают неблагоприятное влияние на ее напряженное состояние (рис. 11.25, в). Заделка трещин улучшает напряженное состояние плотины (рис. 11.25, г, исследования ВНИИГ). Чтобы избежать концентрации напряжений трещины заделывают бетоном с модулем упругости, близким к модулю деформации основания.

Пригрузка водой водохранилища приводит к деформациям основания, которые уменьшают сжимающие напряжения на верховой грани. В «бесшовных» плотинах ухудшает напряженное состояние и «развал» берегов.

В. Последовательность возведения и цементации межшпальтовых швов.

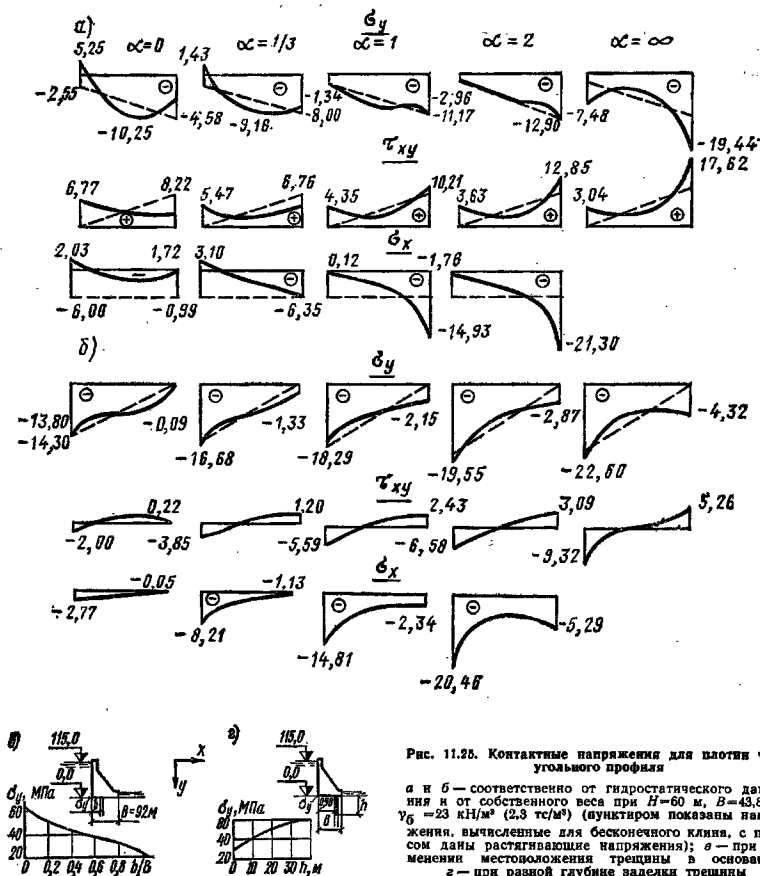


Рис. 11.25. Контактные напряжения для плотин трапециевидного профиля

а и б — соответственно от гидростатического давления и от собственного веса при $H=60$ м, $B=43,8$ м, $\gamma_6=23$ кН/м³ (2,3 тс/м³) (вунктиром показаны напряжения, вычисленные для бесконечного клина, с плюсом даны растягивающие напряжения); в — при изменении местоположения трещины в основании; z — при разной глубине заделки трещины

Постановка возведения [55] (при столбчатой разрезке) ухудшает напряженное состояние верховой грани (снижаются сжимающие напряжения, возможно появление растягивающих напряжений; во избежание этого по предложению А. З. Басевича [1] применяют специальную разрезку плотин.

Незацементированные швы ухудшают напряженное состояние плотин. При высоте плотины менее 40 м, по данным НИМИ, влияние отсутствия цементации на работу плотин не существенно.

Г. Температурные и влажностные воздействия. Температурные напряжения оказывают существенное влияние на прочность и долговечность плотин. По величине они соизмеримы

с напряжениями от гидростатического давления и собственного веса и могут привести к трещинообразованию бетонной кладки в строительных и эксплуатационный периоды [53]. При расчетах температурных напряжений плотин следует учитывать: 1) изменение температуры наружного воздуха и воды в водохранилище (температура наружного воздуха принимается на основе наблюдений, а при их отсутствии по СНиП II-1-82; температура воды принимается по аналогам или на основе расчетов [50, 51]); 2) изменение температуры основания; 3) рассеивание тепла при прогрев конструкции; 4) тепловыделение бетона; 5) перепад температуры в соседних частях сооружения; 6) изменение состояния конструкции

при ее остывании от температуры замыкания строительных швов до средней эксплуатационной температуры; 7) регулирование температурного режима (трубное охлаждение, прогрев паром, подогрев полостей и др.).

Данные по учету набухания приведены в гл. 10. Усадку при оценке напряжений разрешается не учитывать, если сооружение (или его часть) контактирует с водой, а в период строительства приняты меры по ее предотвращению.

Детальное определение температурных напряжений строительного и эксплуатационного периодов дано в [2, 4 и др.].

Д. Сейсмические воздействия [34, 40]. Сейсмические воздействия оказывают существенное влияние на работу гравитационных плотин и их надежность; часто они являются причиной трещинообразования (плотина Коина).

При расчете прочности и устойчивости плотин, а также их частей, оснований и береговых склонов в створе и в зоне водохранилища уч-

тываются сейсмические нагрузки: 1) от массы сооружения; 2) от присоединенных масс воды (или гидродинамического давления); 3) от волн в водохранилище, возникающих вследствие землетрясения; 4) от динамического давления наносов, грунта и т. п. С целью уточнения частот и форм собственных колебаний, напряженного состояния и прочности плотин I и II классов проводят и модельные исследования.

В расчетах прочности по одномерной и двумерной схемам учитывают горизонтальную составляющую сейсмического воздействия (по направлениям вдоль и поперек оси сооружения); в расчетах прочности по пространственной схеме учитывают кроме горизонтальной составляющую, направленную под углом 30° к горизонтали. В расчетах устойчивости учитывают горизонтальную или наклонную под углом 30° составляющую сейсмического воздействия.

КОНТРОРСНЫЕ ПЛОТИНЫ

11.4. Типы и конструкции контрфорсных плотин

11.4.1. Классификация

Как указано в гл. 10, СНиП П-54-77 разделяют контрфорсные плотины по виду напорного перекрытия на три основных типа: с массивными оголовками — **массивно-контрфорсные*** (см. рис. 10.1, е и 11.26, а), с арочными перекрытиями — **многоарочные** (см. рис. 10.1, ж и 11.26, б) и с плоским перекрытием (см. рис. 10.1, з и 11.26, в, г). По этому признаку различают также плотины с выпуклыми перекрытиями двойкой кривизны (многоарочные с переменным наклопом верхней грани — см. далее рис. 11.30, б — и многокупольные [2]) и с вогнутыми (гибкими — из стали, синтетических материалов) напорными перекрытиями (парусно-контрфорсные) [2]. Последние пока не получили применения на практике. В так называемых реверсивных плотинах (см. рис. 10.3, д) плоские напорные перекрытия расположены по низовым граням контрфорсов.

Водосборные контрфорсные плотины бывают как водосливными [со свободно падающей струей (рис. 11.27, а) или с водосливной пло-

тиной, доходящей до водобоя (см. рис. 11.26, г), так и с глубинными отверстиями (рис. 11.27, б).

По характеру основания различают контрфорсные плотины на скальных, полускальных и нескальных основаниях. При скальных основаниях (достаточно прочных), как правило, устраивают плотины без фундаментной плиты (рис. 11.26, а—в), а при нескальных и полускальных — обычно с фундаментной плитой (рис. 11.26, г); иногда для улучшения распределения напряжений в основании и при скальных основаниях (особенно неоднородных и в сейсмических районах) устраивают фундаментную плиту — по всей ширине плотины (рис. 11.28) или на части ее ширины (рис. 11.29).

По конструкции контрфорсов различают плотины с контрфорсами сплошными — массивными или тонкими (см. рис. 11.26 и 11.28), полыми (рис. 11.30, а), двоячными (или парными) (см. рис. 11.29), сквозными. При этом по типу элементов, обеспечивающих жесткость контрфорсов, следует различать плотины с балками жесткости (см. рис. 11.26, в) — в настоящее время применяют редко, как и тонкие контрфорсы с ребрами жесткости (см. рис. 11.26, б) — или балками и ребрами жесткости (также применяют редко) и со стенками жесткости (полые, двойные контрфорсы).

Обычно контрфорсные плотины выполняют из монолитного бетона, очень редко из сборных элементов (плотина Меффруш [2]) или в виде сборно-монолитных конструкций.

* Общепринятого критерия, разграничивающего эти плотины и гравитационные с широкими швами (см. рис. 10.1, б), нет. В СНиП П-54-77 для массивно-контрфорсных плотин толщину контрфорсов d_0 предлагается принимать равной $(0,25 \dots 0,50)l$ (см. рис. 11.36, а); в [2] массивно-контрфорсными принято считать плотины с $d_0 \leq 0,40l$.

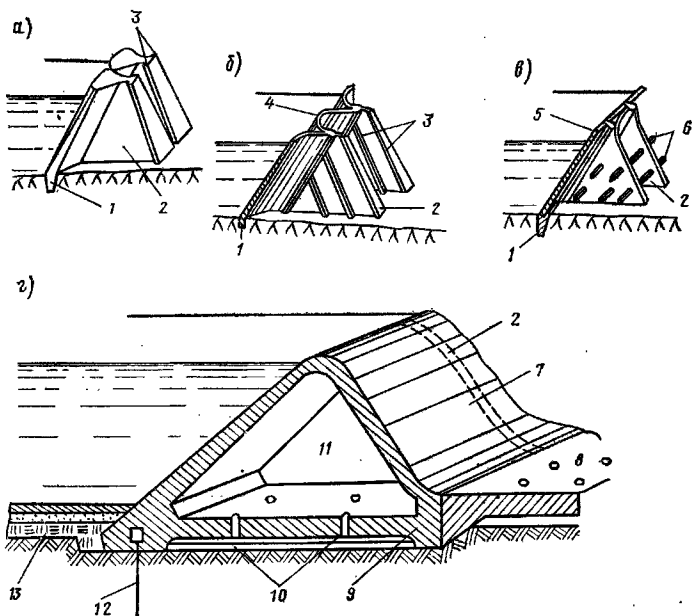


Рис. 11.26. Схемы контрфорсных плотин

а-а — без фундаментной плиты (а — массивно-контрфорсная; б — многоречная; в — с плоским напорным перекрытием); е-е — с фундаментной плитой (с плоским напорным перекрытием и водосливной плитой); 1 — зуб; 2 — контрфорсы; 3 — ребра жесткости; 4 — арки; 5 — напорные плиты; 6 — балки жесткости; 7 — водосливная плита; 8 — водобой; 9 — фундаментная плита; 10 — дренаж; 11 — полость (может быть частично или полностью заполнена засыпкой); 12 — шпунт; 13 — покур.

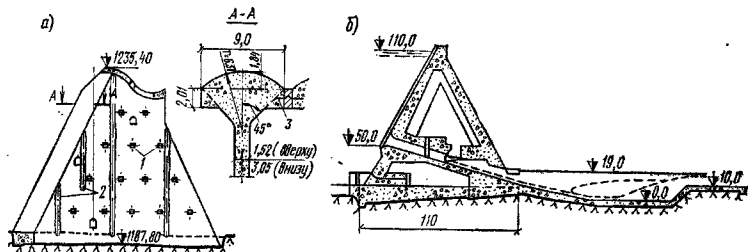


Рис. 11.27. Схемы водосливных массивно-контрфорсных плотин

а — водосливной с высоким носком (Яс-Виргенес, $H=47,6$ м, Мексика); б — с глубинными отверстиями в двоянных контрфорсах (Андзжанская, $H=115$ м, СССР); 1 — балки жесткости $1 \times 0,6$ м; 2 — временные открытые швы шириной 1,37 м; 3 — медный лист

В отдельных случаях нашли применение заанкеренные и напряженно-армированные контрфорсные плотины [2, 7], а также плотины с «активным» швом (рис. 11.30, б).

По материалу кроме рассматриваемых в данной главе бетонных и железобетонных контрфорсных плотин (наиболее часто приме-

няемых) бывают контрфорсные плотины стальные, из каменной кладки и комбинированные.

Обычно контрфорсные плотины имеют прямолнейную в плане продольную ось, но иногда могут быть ломаными или криволинейными в плане.

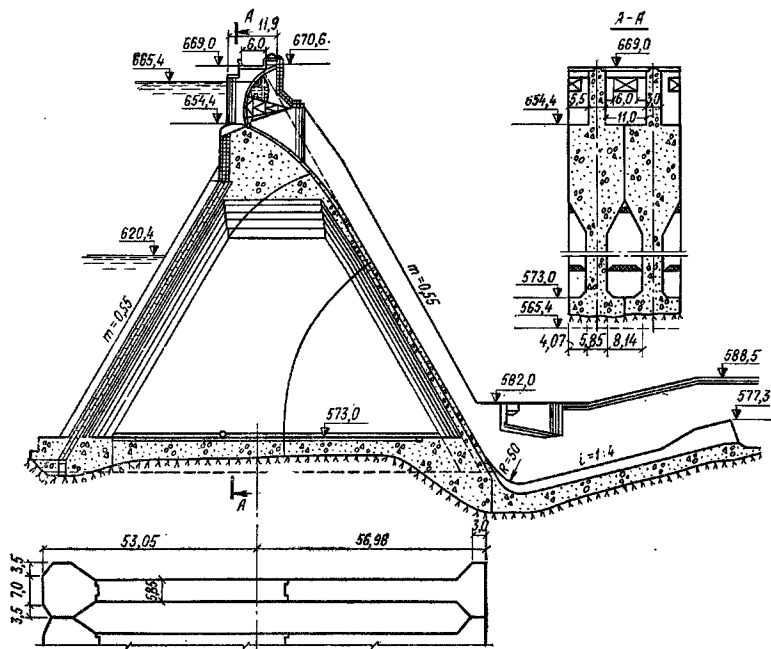


Рис. 11.28. Массивно-контрфорсная водосливная плотина с фундаментной плитой и водобойным колодезем (Икава, $h=103,6$ м, Япония)

11.4.2. Общая характеристика контрфорсных плотин различных типов

В настоящее время из различных типов контрфорсных плотин (см. гл. 10) преимущественно применяют массивно-контрфорсные плотины как наиболее простые в выполнении и не требующие значительного армирования. Высота таких плотин достигает 100—125 м (плотина Хатанаги № 1, $h=125$ м, строится плотина Итапу, $h=196$ м), расстояние между осями одиночных контрфорсов составляет 15—18 м (см. рис. 11.28 и 11.36), редко больше (до 22 м), размеры секций при двоянных контрфорсах 22—26 м (см. рис. 11.29), у плотины Итапу 34 м. Применяют массивно-контрфорсные плотины в различных климатических условиях (в том числе и достаточно суровых), нередко в сейсмических районах (8—9 баллов и даже выше) и в сложных геологических условиях. Разрезная конструкция массивно-контрфорсной плотины в определенной мере способствует удовлетворительной работе их при неоднородных основаниях и колебаниях

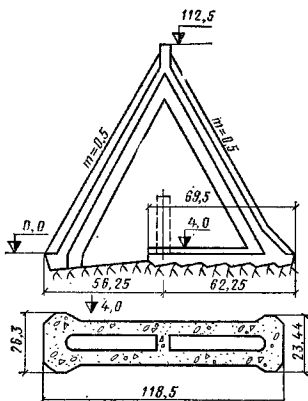


Рис. 11.29. Массивно-контрфорсная плотина с фундаментной плитой в низовой части на неоднородном скальном основании (Андижанская, $h=115$ м, СССР)

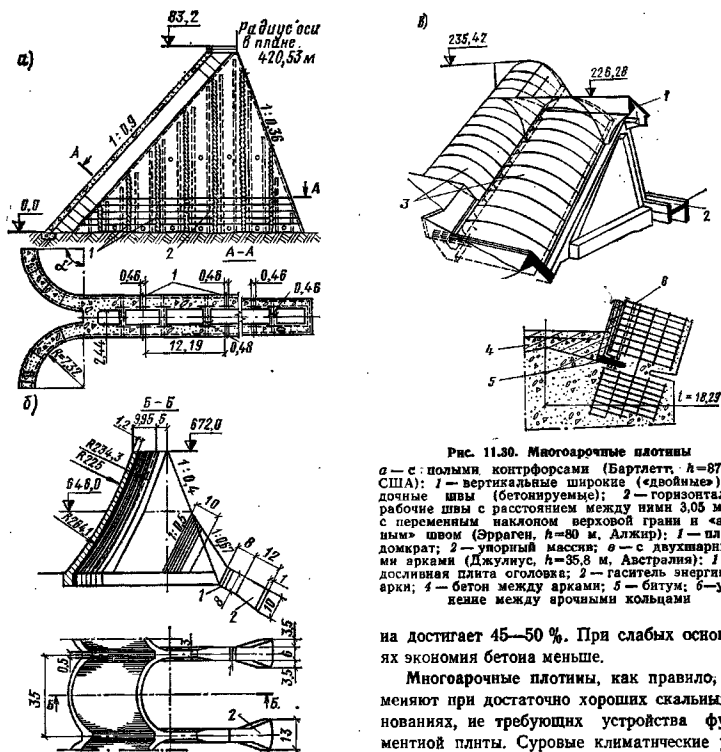


Рис. 11.30. Многоарочные плотины

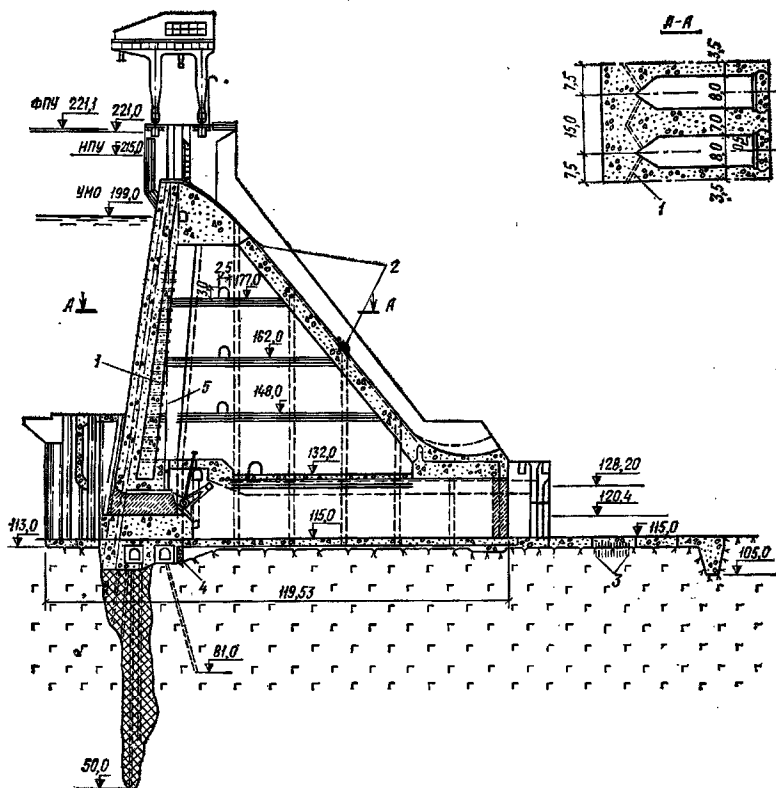
а — с полыми контрфорсами (Барлетт; $h=87,6$ м, США): 1 — вертикальные широкие («двойные») усадочные швы (бетониремье); 2 — горизонтальные рабочие швы с расстоянием между ними 3,03 м; б — с переменным наклоном верхней грани и «активным» швом (Эрраген, $h=80$ м, Алжир); 1 — плоский домкрат; 2 — упорный массив; в — с двухшарнирными арками (Джулиус, $h=35,8$ м, Австралия): 1 — водосливная плита оголовка; 2 — гаситель энергии; 3 — арки; 4 — бетон между арками; 5 — битум; 6 — уплотнение между арочными кольцами

на достигает 45—50%. При слабых основаниях экономия бетона меньше.

Многоарочные плотины, как правило, применяют при достаточно хороших скальных основаниях, не требующих устройства фундаментной плиты, но в отдельных случаях их строят и на относительно слабых и неоднородных основаниях, требующих устройства частичной или сплошной фундаментной плиты (см. рис. 11.29 и 11.31). Можно применять их и на многоводных реках (рис. 11.32). Водосборные отверстия размещают без особых затруднений (см. рис. 11.27 и 11.28). При скальных основаниях объем бетона массивно-контрфорсных плотин с достаточно толстыми контрфорсами обычно меньше объема бетона гравитационных плотин на 20—40%, а снижение стоимости составляет соответственно 10—35% (нижние значения при водосборных плотинах на многоводных реках, при наличии приплотнинного здания гидроэлектростанции; верхние — при глухих плотинах); в плотинах шотландского типа (см. рис. 11.36, ж) экономия бето-

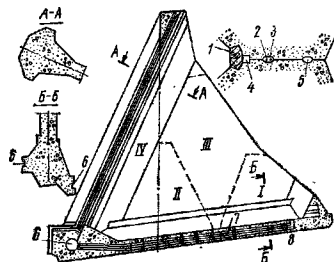
температуры. Обычно эти плотины применяют на скальных основаниях, не требующих устройства фундаментной плиты, но в отдельных случаях их строят и на относительно слабых и неоднородных основаниях, требующих устройства частичной или сплошной фундаментной плиты (см. рис. 11.29 и 11.31). Можно применять их и на многоводных реках (рис. 11.32). Водосборные отверстия размещают без особых затруднений (см. рис. 11.27 и 11.28). При скальных основаниях объем бетона массивно-контрфорсных плотин с достаточно толстыми контрфорсами обычно меньше объема бетона гравитационных плотин на 20—40%, а снижение стоимости составляет соответственно 10—35% (нижние значения при водосборных плотинах на многоводных реках, при наличии приплотнинного здания гидроэлектростанции; верхние — при глухих плотинах); в плотинах шотландского типа (см. рис. 11.36, ж) экономия бето-

экономия бетона при устройстве многоарочных плотин по сравнению с гравитацион-



▲ Рис. 11.32. Массивно-контрфорсная плотина на многоводной реке в суровых климатических условиях (Зейская, $h=114$ м, СССР)

1 — дренажные трубы $\varnothing 20$ см, шаг 3 м; 2 — трамплины-аэраторы; 3 — анкеры; 4 — трубы для соединения полостей; 5 — ось плотин



▲ Рис. 11.31. Массивно-контрфорсная плотина с фундаментной плитой на слабом основании (песчанки и глина с преобладанием последних, $\rho_g=0,465$; $c=-0,3 \cdot 10^6$ Па; $\sigma_{00}=(8 \dots 8,5) \cdot 10^6$ Па) (Бен-Метир, $h=71$ м; $l=16$ м; Тунис)

1 — железобетонная плита наружного уплотнения; 2 — обогревательные трубки; 3 и 4 — шпунки внутренних уплотнений; 5 — аварийная шпонка; 6 — галерея; 7 — боковые замки; 8 — вход в продольную галерею; I—IV — последовательность возведения кладки

ной плотинной получается обычно несколько большей, чем при устройстве массивно-контрфорсных плотин (30—60% и более), однако они часто требуют большего армирования (иногда 30—50 кг/м³ бетона и более) и несколько сложнее в выполнении.

Некоторые затруднения возникают при про-

ектировании водосбросных многоарочных плотин, особенно при больших расходах и больших пролетах, когда устройство водосливной плиты является неконструктивным тяжелым решением [2, 7]. Это часто приводит к необходимости проектирования глухих многоарочных

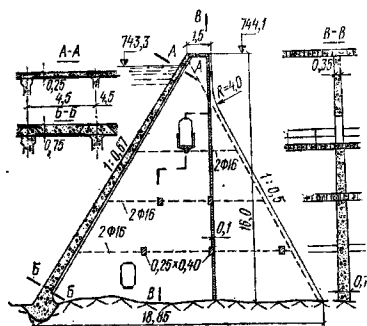


Рис. 11.33. Тонкостенная плотина с плоскими напорными плитами и теплоизоляционной стенкой

плотины с береговыми водосбросами. В последнее время получило применение расположение водопропускных отверстий в контрфорсах многоарочных плотин, для чего их в ряде случаев проектируют расширенными, полыми (плотины Меффруш, $h=25$ м, $l=25$ м; Граваль, $h=88$ м, $l=50$ м).

Плотины с плоским перекрытием в настоящее время применяют очень редко, о чем было сказано в гл. 10. Высота таких плотин обычно небольшая — до 15—35 м, лишь немногие плотины имеют большие высоты (например, плотина Родригез, $h=73$ м). При строительстве относительно тонкостенных плотин с плоскими плитами в суровых климатических условиях иногда устраивают теплозащитные стенки, например на норвежских плотинах (рис. 11.33). Конструктивно плотины с плоскими плитами довольно просты и позволяют при целесообразности использовать сборные элементы.

Из сборных элементов могут выполняться и многоарочные плотины (плотина Меффруш в Алжире [2]). Контрфорсные плотины из сборных элементов проектируют очень редко, так как эти плотины не являются сооружениями «массового» применения, для которых многократно используются типовые конструкции.

11.4.3. Напорные перекрытия

А. Плоские плиты. Их обычно выполняют разрезными (рис. 11.34), свободно опирающимися на консольные утолщения контрфорсов; реже напорные плиты устраивают неразрезными, жестко соединенными с контрфорсами. При жестком соединении плит с контрфорсами появляются растягивающие напряжения у напорной грани и конструкция становится более чувствительной к температурным воздействиям и неравномерным осадкам контр-

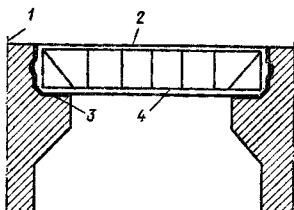


Рис. 11.34. Схема разрезной напорной плиты
1 — ось контрфорса; 2 — горжет; 3 — битумная мастика; 4 — армоферма

форсов (при отсутствии фундаментной плиты). Устройство напорных плит неразрезными может в ряде случаев быть признано целесообразным для плотин с фундаментной плитой, разделенных осадочными швами на отдельные коробчатые секции, в частности для плотин реверсивных (см. рис. 10.3, д).

При разрезных плитах шов между контрфорсом и плитой для лучшей водонепроницаемости обычно устраивают со штрабами (см. рис. 11.34) и заполняют битумом, асфальтом или каким-либо другим гидронизоляционным материалом (например, промасленной парусиной). Гидронизоляцией (например, битумной мастикой) покрывают и опору поверхности утолщенной головной части контрфорса.

Б. Арки многоарочных плотин. Их преимущественно устраивают бесшарнирными, жестко соединенными с контрфорсами (см. рис. 11.30, а). Имеются также конструкции, в которых арки отделены от контрфорсов швом и

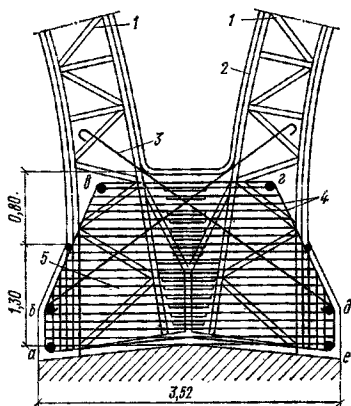


Рис. 11.35. Соприжение арок с контрфорсами при наличии соединительной плиты
1 — армоферма; 2 — стержни $d=28$ мм; 3 — два стержня $d=20$ мм на 1 и дуги; 4 — хомуты $d=12$ мм; 5 — соединительная плита (контур $abcde$)

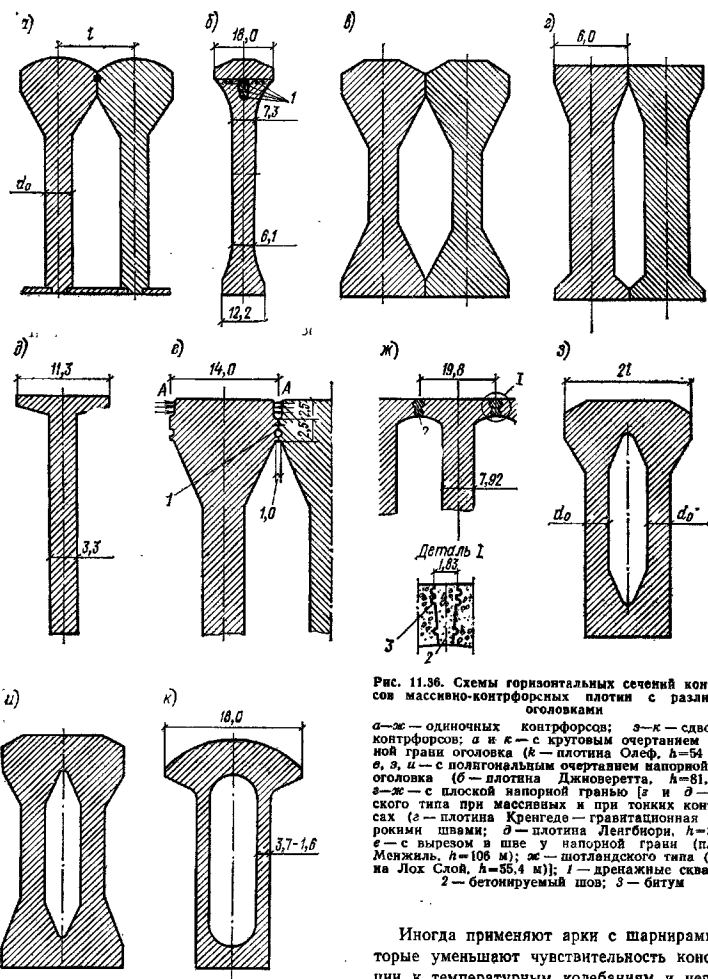


Рис. 11.36. Схемы горизонтальных сечений контрфорсов массивно-контрфорсных плотин с различными оголовками

а—ж— одиночных контрфорсов; з—к— двойных контрфорсов; а и е— с круглым очертанием напорной грани оголовка (к— плотина Олеф, $h=54$ м); б, в, з, и— с полигональным очертанием напорной грани оголовка (б— плотина Дживеретта, $h=81,5$ м); в—ж— с плоской внешней гранью [г и д— шведского типа при массивных и при тонких контрфорсах (з— плотина Кренгедо— гравитационная с широкими швами; д— плотина Леагбиори, $h=32$ м); е— с вырезом в шве у напорной грани (плотина Менжиль, $h=106$ м); ж— шотландского типа (плотина Лох Слой, $h=55,4$ м)]; 1— дренажные скважины; 2— бетонированный шов; 3— битум

опираются на них через соединительную плиту. Достоинства таких конструкций: выполнение арок независимо от контрфорсов после частичного или полного возведения последних; уменьшение влияния неравномерной осадки контрфорсов на работу арок, т. е. возможность применения конструкции на скальных основаниях безукоризненного качества; большая определенность в расчете контрфорсов и т. д. Одна из таких конструкций применена на плотине Бени-Бадель, построенной на сложном основании из песчаников и сланцев (рис. 11.35).

Иногда применяют арки с шарнирами, которые уменьшают чувствительность конструкции к температурным колебаниям и неравномерным осадкам, улучшают напряженное состояние арок. На рис. 11.30, в приведена схема шарнира двухшарнирных арок недавно построенной плотины Джулуус.

В большинстве случаев арки устраивают круговыми и постоянной толщины в каждом сечении, перпендикулярном к образующей свода, что связано главным образом со стремлением упрощения производства работ. От сечения к сечению толщины арок изменяются, увеличиваясь к низу плотины.

В осуществленных плотинах центральный

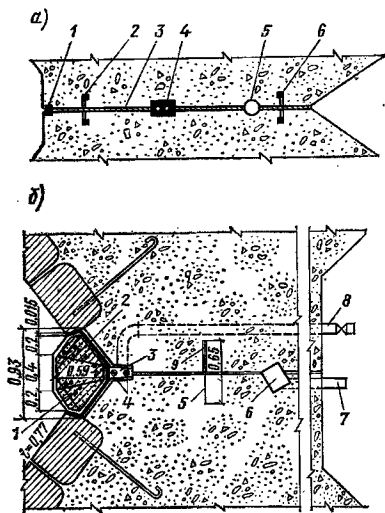


Рис. 11.37. Уплотнения швов между оголовками массивно-контрфорсных плотин

a — Клайвдог: 1 — резинобетонная заделка $3,2 \times 4 \times 1,9$ см; 2 — шпонка из фасонной резины толщиной 30 см; 3 — пробковая плита толщиной 1,3 см; 4 — резинобетонное уплотнение с трубками масляного обогрева; 5 — дрена $d=15$ см; 6 — шпонка из фасонной резины толщиной 23 см; *б* — Понтано д'Авиа: 1 — наружное уплотнение (железобетонная плита); 2 — асфальтовая гидроизоляция; 3 — битум; 4 — электропрогрев; 5 — цинковый лист толщиной 2 мм; 6 — дренажный колодец; 7 — труба $d=10$ см для отвода профильтровавшейся воды; 8 — труба $d=10$ см для подачи битума; 9 — битумные маты

угол арки 2α изменяется от $93^{\circ}40'$ до 180° ; в современных плотинах обычно принимают большие центральные углы 2α — 180° или около 180° , редко меньше, что обеспечивает достаточно благоприятное напряженное состояние арки.

В. Оголовки контрфорсов массивно-контрфорсных плотин. Их в ряде случаев устраивают с криволинейным (круговым) очертанием напорной грани (рис. 11.36, *a* и *к*) в сечении, перпендикулярном образующей напорной грани; для упрощения производства работ (опалубки) часто применяют очертание напорной грани полигональной формы — в виде трех, а иногда пяти плоскостей (рис. 11.36, *б, в, з, и*). В некоторых случаях применяют плоскую напорную грань (рис. 11.36, *г-ж*), что еще более упрощает производство работ. Однако при этом ухудшается напряженное состояние оголовка и могут возникнуть большие растягивающие напряжения, что иногда приводит к необходимости дополнительного армирования, особенно при тонких консолях (рис. 11.36, *д*),

Для улучшения напряженного состояния оголовка с плоской напорной гранью в плотине Менжиль (рис. 11.36, *e*) в швах устроены расширенные части *A*, в которые свободно поступает вода верхнего бьефа. Гидростатическое давление воды в вырезах *A* сжимает оголовок в направлении оси плотины и этим улучшает его напряженное состояние. В плотине шотландского типа (рис. 11.36, *ж*) для возможности применения довольно больших пролетов (15—20 м) при плоской напорной грани и тонких оголовках были устроены временные усачные швы, заполняемые бетоном не ранее чем через 3 мес после бетонирования соседних контрфорсов и при возможно низкой (но положительной) температуре. По мнению авторов проектов таких плотин, при таком выполнении напорного перекрытия после его набухания при наполнении водохранилища вдоль напорных граней не будет возникать растягивающих напряжений недопустимой величины.

В ряде плотин применено плавное сопряжение оголовков с контрфорсами (рис. 11.36, *б, ж, к*), что уменьшает неблагоприятные местные напряжения в зонах изменения толщины и улучшает напряженное состояние [2, 27].

Иногда оголовки контрфорсов дренаруют с целью предотвращения выхода профильтровавшейся воды на низовые грани оголовков и ее замерзания при морозах, следствием чего может быть более быстрое разрушение бетона. В оголовке плотины Дживеретто (рис. 11.36, *б*) устроена значительная овальная полость, которая не только дренирует оголовок, но и способствовала отводу тепла из массива при его бетонировании.

Водонепроницаемость швов между оголовками контрфорсов достигается установкой уплотнений (резиновых, гудроновых, с металлическими листами и др. — рис. 11.37).

Г. Повышение водонепроницаемости и долговечности напорных перекрытий. С целью повышения водонепроницаемости напорного перекрытия его выполняют из плотного водостойкого бетона соответствующей марки (см. гл. 10). В некоторых случаях напорную грань перекрытия покрывают специальными водонепроницаемыми покрытиями. Для повышения долговечности напорного перекрытия его следует выполнять из бетона марки, требующейся по условиям морозостойкости (см. гл. 10) с учетом колебания уровня воды в верхнем бьефе, наличия или отсутствия теплоизоляционной стенки (см. рис. 11.33 и 11.36, *a, з*). Иногда применяют электропрогрев замкнутых полостей между контрфорсами, что также повышает долговечность напорного перекрытия. Возможно применение и теплоизо-

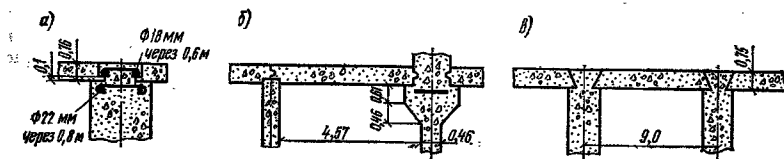


Рис. 11.38. Типы сопряжений водосливных плит с контрфорсами

ляционных покрытий (например, пенопоксида-ных), располагаемых непосредственно у низовых поверхностей напорного перекрытия. Такие решения заслуживают внимания при больших пролетах напорных перекрытий, свойственных многоарочным плотинам.

11.4.4. Водосливные плиты

Водосливные плиты обычно устраивают разрезными (рис. 11.38), реже — неразрезными; в последнем случае и напорные перекрытия, как правило, неразрезные. Стыки, показанные на рис. 11.38, а, в, предотвращают возможность отделения плиты от контрфорсов при сейсмических воздействиях и применимы при не слишком тонких контрфорсах. Более простой стык, показанный на рис. 11.38, б слева, применим при отсутствии опасности отделения плит от контрфорсов. В массивно-контрфорсных плотинах водосливные плиты часто устраивают в виде консольных утолщений низовых частей контрфорсов (рис. 11.28 и 11.36, в, г).

11.4.5. Фундаментные плиты

Фундаментные плиты жестко соединяют с контрфорсами. Плотины с плоским напорным перекрытием разделяют при этом на отдельные секции швами, являющимися осадочными и температурными (рис. 11.39); эти швы устраивают, как правило, через 15—25 м, уплотняя обычными водонепроницаемыми шпонками. Схема, приведенная на рис. 11.39, в, применима лишь при незначительной неравномерности осадок бычков и контрфорсных секций.

В массивно-контрфорсных плотинах шов в фундаментной плите целесообразно устраивать по оси пролета — в плоскости шва между консольными оголовками контрфорсов (см. рис. 11.28 и 11.31).

Фундаментные плиты обычно дренируют. Принципы устройства дренажей и подбора фильтров те же, что и для массивных плотин на нескольких основаниях (см. гл. 4 и 12). Следует иметь в виду, что при наличии загрузки плиты грунтом контроль за работой дренажей и их ремонт более затруднены.

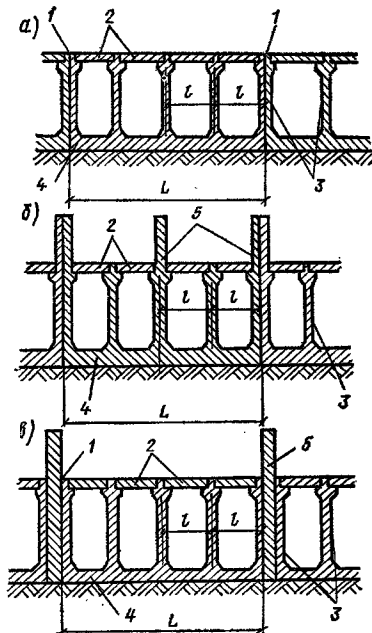


Рис. 11.39. Схемы расположения осадочно-температурных швов контрфорсных плит с плоским напорным перекрытием и фундаментной плитой (вертикальные разрезы по продольной оси плитин)
1 — осадочно-температурный шов; 2 — напорные плиты; 3 — контрфорсы; 4 — фундаментная плита; 5 — бычок

11.4.6. Контрфорсы

Сплошные контрфорсы, как правило, имеют переменную толщину, увеличивающуюся книзу; для плитин небольшой, а иногда и средней высоты может оказаться целесообразным применение контрфорсов постоянной толщины — с целью упрощения производства работ.

Полые и особенно двоянные контрфорсы коробчатой конструкции (см. рис. 11.36, и) иногда могут оказаться предпочтительнее

обычных одиночных — при боковом сейсмическом воздействии.

По экономическим показателям массивно-контрфорсные плотины с одиночными и сдвоенными контрфорсами практически равноценны и предпочтение тому или другому типу плотин отдается в зависимости от местных условий. При одиночных контрфорсах более благоприятна работа конструкции в отношении восприятия температурно-усадочных деформаций (меньше пролеты I), а также, отчасти, работа ее при неоднородном основании. При сдвоенных контрфорсах конструктивно удобнее располагать в секциях водопропускные глубинные отверстия (не в швах) — меньше шпонок.

Если по расчету нет необходимости в армировании контрфорсов, то, как правило, ограничиваются установкой конструктивной арматуры в количестве, не превышающем потребностей производства работ (крепление опалубки и пр.), преимущественно применяя армофермы. Борьбу с образованием температурно-усадочных трещин в контрфорсах следует вести не столько армированием их боковых поверхностей сеткой из арматуры, сколько применением низкотермичного цемента, правильной разрезкой контрфорсов на блоки и применением мер к повышению качества (главным образом морозостойкости) бетонных поверхностей контрфорсов (плиты-оболочки, вакуумирование и пр.). Небольшое количество конструктивной арматуры устанавливают обычно около напорной грани — в пределах оголовка и около него, а также в местах присоединения элементов жесткости (балок, ребер, стенок жесткости — при полых и двойных контрфорсах).

Швы в контрфорсах бывают двух видов: 1) временные строительные (рабочие), в том числе усадочные (служащие иногда и осадочными в период строительства) — одиночные (рис. 11.40) и «широкие» («двойные»; «объемные») (рис. 11.27, а и 11.32); 2) постоянные эксплуатационные (конструктивные) температурно-усадочные, служащие иногда и осадочными.

Горизонтальные или слабо наклоненные в сторону верхнего бьефа строительные швы устраивают со штрабами или шпонками. Расстояния между рабочими швами по высоте обычно 3—4,5 м, иногда больше. Одиночные усадочные швы по конструкции аналогичны этим швам; располагают их или перпендикулярно им, т. е. вертикально или несколько наклонно (рис. 11.40, а), или по траекториям первых (рис. 11.40, б) или вторых (перпендикулярно указанным на рис. 11.40, б) главных

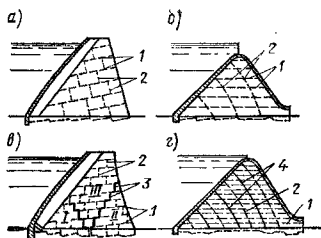


Рис. 11.40. Схемы швов в контрфорсах
1 — горизонтальные и слабо наклоненные строительные швы; 2 — одиночные усадочные строительные швы; 3 — усадочные и временные осадочные швы; 4 — температурно-усадочные швы

нормальных напряжений при полном водохранилище, что лучше в статическом, но сложнее в производственном отношении. Рассматриваемые швы разбивают кладку на блоки бетонирования.

Сочетание усадочных швов с временными осадочными (на период строительства) показано на рис. 11.40, а и 11.31. Бетонирование контрфорсов по указанной на рисунках последовательности (I—III и I—IV) обеспечивало завершение значительной части неравномерной осадки сложного основания в период строительства, что улучшало напряженное состояние напорных перекрытий и контрфорсов.

Более дорогие и реже применяемые (когда хотят обеспечить особо хорошую монолитность кладки, например в сейсмических районах при высоких плотинах и в суровых климатических условиях) широкие (бетонируемые) усадочные швы (см. рис. 11.27, а; 11.30, а и 11.32) устраивают либо вертикальными, либо (редко) по траекториям главных нормальных напряжений. По окончании усадочных явлений в бетоне в прохладное время года швы заделывают.

Заполнение широких швов Зейской плотины (см. рис. 11.32) бетоном было предусмотрено при отрицательных температурах до минус 10 °С с отогревом перед укладкой бетона поверхностных зон столбов на глубину около 20 см.

Широкие швы делают или зубчатыми, или со шпонками с выпуском арматуры из соседних блоков. Расстояния между усадочными швами обычно 8—12,5 м, иногда несколько больше.

Постоянные температурно-усадочные швы устраивают иногда, если опасаются чрезмерных температурных (а иногда и небольших осадочных) деформаций, преимущественно при высоких плотинах, особенно многоарочных.

Такие швы в некоторых случаях располагают по траектории главных (наибольших) нормальных напряжений (рис. 11.40, з), устраняя в них шпонки с некоторыми зазорами и уничтожая в них сцепление (обмазка битумом). Эти швы должны соединяться со швами в вапорном перекрытии. В ряде плотин более поздней постройки нашли применение криволинейные швы, расположенные по траекториям вторых главных нормальных напряжений (см. рис. 11.28). В них имеется значительное сжатие и при наполненном водохранилище они не могут выполнять функции осадочных швов.

В нескольких случаях были успешно применены «активные» швы (рис. 10.4, е) с плоскими демжратами (плотины Эрраген — рис. 11.30, б; Менжиль, Бенн-Бадель — см. [2]).

11.4.7. Элементы жесткости

Необходимость устройства, тип и размеры элементов жесткости устанавливаются в зависимости от местных условий (высота плотины, массивные или тонкие контрфорсы, сейсмичность района и т. д.). В сейсмических районах исходя из работы сооружения при боковом сейсмическом воздействии (вдоль оси плотины) может потребоваться устройство сдвоенных контрфорсов с прильвами у низовой грани (см. рис. 11.36, и), яюгда с диафрагмами жесткости (см. рис. 11.29), балок жесткости (см. рис. 11.26, в и 11.27, а) или стенок жесткости (см. рис. 11.30, а) при полах контрфорсах. Устойчивость контрфорсов на продольный изгиб (выпучивание) обычно легко обеспечивается при любом виде элементов жесткости [балках, ребрах (см. рис. 11.26, б) или стенках], а при достаточно массивных, не слишком тонких контрфорсах, обычно применяемых в современных плотинах, даже вообще при отсутствии элементов жесткости (особенно при не слишком высоких плотинах — до 40—70 м).

Ребра и стенки жесткости устраивают или вертикальными (проще в выполнении), или параллельными низовой грани контрфорса (точнее статический расчет).

Балки жесткости (см. рис. 11.26, в) целесообразно располагать рядами, параллельными низовой грани контрфорсов.

11.5. Предварительное определение основных размеров элементов контрфорсных плотин

11.5.1. Плоские напорные плиты

Толщина плиты у гребня a_n построенных довольно давно плотин обычно составляет 0,2—0,5 м. Для удобства механизированных работ

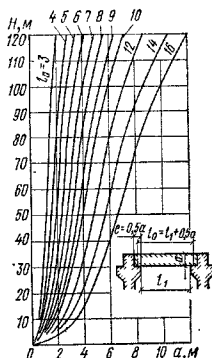


Рис. 11.41. График для предварительного определения толщины разрезной плоской напорной плиты (по А. И. Островскому)

целесообразно принимать a_n не менее 0,8—1,0 м.

Толщина разрезной напорной плиты a в любом сечении на глубине H под уровнем воды в верхнем бьефе может быть приблизительно определена по графику (рис. 11.41), составленному А. И. Островским для марки бетона М200 при нагрузке только от гидростатического давления воды с напором H и составляющей собственного веса плотины при угле наклона плиты к горизонту $\varphi_1=45^\circ$. График составлен с учетом предотвращения появления трещин.

Процент армирования плиты μ одиночной рабочей арматурой может быть определен по приближенной зависимости А. И. Островского:

$$\mu = 0,1 + 0,0015R_B, \quad (11.19)$$

где R_B — прочность бетона, 10^6 Па (кгс/см²).

В ряде случаев значение μ принимают больше полученного по формуле (11.19).

11.5.2. Фундаментные плиты

Толщину и армирование фундаментных плит определяют по расчету. Обычно толщину фундаментной плиты принимают не меньше (чаще несколько больше) толщины контрфорсов внизу.

11.5.3. Арокные перекрытия

Для предварительного определения толщины арок можно воспользоваться аналогами, а также графиками зависимости значения относительных напряжений в пяте «тонкой» арки от половины центрального угла арки и относительной толщины ее при действии равномерного давления воды или при совместном дей-

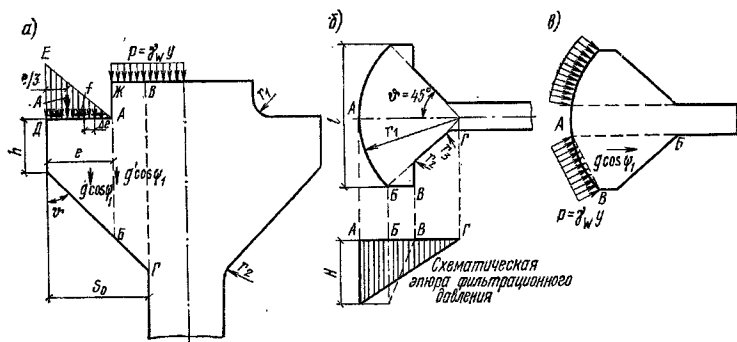


Рис. 11.42. Схемы к расчету консольных оголовков контрфорсов

ствии равномерного давления воды, понижения температуры и усадки бетона [2, 7, 8]. Можно пользоваться также графиками, пригодными не только для «тонких», но и для «толстых» арок [23].

Армирование арки (обычно двойной арматурой) производят в зависимости от значений растягивающих напряжений.

Толщина арки поверху в старых плотинах с относительно небольшими пролетами ($l < 15 \dots 20$ м) $a_B \approx 0,25 \dots 0,75$ м. В современных плотинах с большими пролетами ($l = 20 \dots 50$ м и более) обычно $a_B \approx 1,7 \dots 2$ м и даже более.

11.5.4. Консольные оголовки контрфорсов

Размеры консольных выступов плотин с плоскими плитами при угле $\phi = 45^\circ$ (рис. 11.42, а) могут быть определены предварительно по аналогам или по графику, составленному А. И. Островским [2]. Следует учитывать, что по данным исследований К. Н. Дзюбы, размер площадки опирания плиты на заплечик контрфорса e (см. рис. 11.42, а) целесообразно принимать больше $(0,1 \dots 0,5)a$, где a — высота плиты в данном ее сечении.

Очертание консольных оголовков массивно-контрфорсных плотин предварительно может приниматься по аналогии с оголовками построенных современных плотин этого типа (см. рис. 11.27, а, 11. 28, 11.31, 11.32, 11.36).

11.5.5. Контрфорсы

Для предварительного определения размеров контрфорсов могут быть применены следующие способы:

1) использование графиков Раду Приску

(рис. 11.43), А. И. Островского, Ленгидропроекта, Н. И. Келена, построенных для расчета контрфорсов элементарным способом [2, 27].

На графиках рис. 11.43 $f_{\text{расч}}$ — коэффициент сдвига с учетом соответствующего запаса, остальные обозначения ясны из рисунка. Можно рекомендовать принимать

$$f_{\text{расч}} = f_0 / k_3, \quad (11.20)$$

где

$$f_0 = f + c / \sigma \quad (11.21)$$

(здесь f и c — расчетные параметры сдвига (см. гл. 2); σ — среднее напряжение по подошве плиты); k_3 — коэффициент запаса [см. формулы (10.11) и (10.12)];

2) использование методики технико-экономического выбора оптимального профиля плотины, разработанной В. И. Телешевым на основе расчета прочности элементарным способом и расчета устойчивости с учетом сцепления [47]. В этой методике могут быть учтены и дополнительные нагрузки. Для решения полученных уравнений имеется программа для ЭВМ «Урал-2», однако и без применения ЭВМ расчет производится достаточно просто. Данная методика использована при проектировании ряда плотин в Ленгидропроекте, в том числе на р. Зее (см. рис. 11.32);

3) способ проектирования «равнопрочных» контрфорсов с использованием соответствующих графиков [31]. В запроектированные таким способом контрфорсы требуется внести затем некоторые довольно значительные конструктивные изменения;

4) предварительное назначение размеров контрфорсов по аналогии с таковыми для современных построенных или детально запроектированных в аналогичных условиях плотин (аналогичные напор, грунты и пр.).

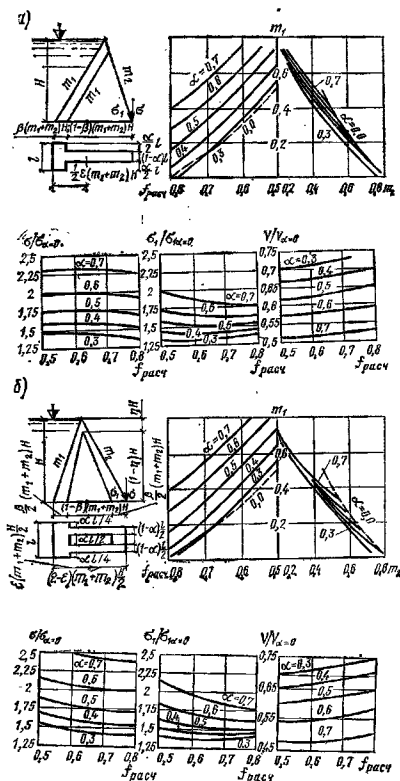


Рис. 11.43. Графики Раду Приску для определения ориентировочных размеров контрфорсов массивно-контрфорсных плотин
 а — одиночных ($\rho_0 = 2.3$ г/см³; $\beta = 0.125$); б — двойных ($\rho_0 = 2.3$ г/см³; $\beta = 0.25$; $\eta = 0.1$)

Для контрфорсов многоарочных плотин угол φ_1 (см. далее рис. 11.46) не следует принимать меньше 48°.

11.6. Расчеты прочности и устойчивости контрфорсных плотин

11.6.1. Общие замечания

Прочность и устойчивость контрфорсных плотин (или их элементов) следует рассчитывать в соответствии с действующими СНиП, используя общие зависимости и коэффициенты методики расчета по предельным состояниям — на прочность, устойчивость и трещиностойкость (а для железобетонных конструкций —

на раскрытие трещин), приведенные в гл. 1 и 10. В основном эти расчеты аналогичны указанным для гравитационных плотин (см. п. 11.3). При этом, в соответствии со СНиП П.54-77, руководствуются следующим:

- 1) на общую прочность рассчитывают контрфорсы при их работе вдоль и поперек потока, а также напорные перекрытия;
- 2) контрфорсы высотой до 60 м плотин всех классов рассчитывают методами сопротивления материалов на прочность в плоскости вдоль потока при основном и особых сочетаниях нагрузок и воздействий без учета температурных воздействий и с учетом фильтрационного воздействия воды только по контакту бетон—скала (см. рис. 1.2, б и табл. 1.5), определяя сейсмические воздействия по СНиП П.7-81 (по линейно-спектральной теории) для первого тона колебаний (и отвечающей ему собственной форме колебаний сооружения). Контрфорсы плотин I и II классов высотой более 60 м следует рассчитывать на прочность в плоскости вдоль потока в два этапа, как и для гравитационных плотин (см. п. 11.3). При этом на втором этапе расчеты выполняют методами теории упругости и учитывают глубину возможного раскрытия строительных швов на назовой грани;

- 3) для массивно-контрфорсных плотин всех классов высотой до 60 м при основном сочетании нагрузок и воздействий необходимо выполнение условий прочности (11.6), (11.9) — (11.11), а при особых сочетаниях нагрузок и воздействий без учета сейсмических — условий (11.6), (11.9) и (11.11), с учетом же сейсмических — условий (11.6) и (11.11), а также для точек напорной грани условия

$$\sigma_y^b < 0. \quad (11.22)$$

Для массивных контрфорсов плотин I и II классов высотой более 60 м при основном сочетании нагрузок и воздействий должны быть выполнены условия прочности (11.6), (11.9) и (11.11), а при особых сочетаниях — условия прочности (11.6) и (11.7) с принятием значений предельной глубины зоны растяжения $b_{p,пр}$, приведенных в табл. 11.3;

- 4) при расчете на общую прочность контрфорсов плотин с плоским напорным перекрытием и многоарочных всех классов высотой до 60 м при основном и особых сочетаниях нагрузок и воздействий без сейсмических необходимо выполнение условий прочности (11.6) — (11.9), (11.11), а при особых сочетаниях, содержащих сейсмические воздействия, — условий (11.6), (11.9) и (11.11). При расчете на общую прочность плотин высотой более 60 м с неразрезными напорными перекрытиями при

ТАБЛИЦА 11.2. ЗНАЧЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНОЙ ГЛУБИНЫ ЗОНЫ РАСТЯЖЕНИЯ b р.пр
У ВЕРХОВОЙ ГРАНИ МАССИВНО-КОНТРОРФОРНЫХ ПЛОТИН I И II КЛАССОВ
ВЫСОТОЙ БОЛЕЕ 80 м

Расчетные сечения	Значения b р.пр при особых сочетаниях нагрузок	
	без сейсмических воздействий	включающих сейсмические воздействия
Горизонтальные сечения тела контрфорса	$\frac{b}{6}$ и $\frac{4}{3} \left(\frac{d_0}{d} - \frac{1}{4} \right) b_0$	$\frac{b}{3}$ и $\frac{4}{3} \left(\frac{d_0}{d} - \frac{1}{4} \right) b_0$
Контактное сечение	$\frac{b_0}{6}$ и $\frac{4}{3} \left(\frac{d_0}{d} - \frac{1}{4} \right) b_3$	$\frac{b_0}{3}$ и $\frac{4}{3} \left(\frac{d_0}{d} - \frac{1}{4} \right) b_3$

Примечание. В таблице приняты следующие обозначения: b — ширина расчетного сечения; d_0 — толщина контрфорса; d — ширина секции; b_0 — толщина торцевого сечения оголовка секции; b_3 — расстояние от оси цементационной завесы до верховой грани.

основном и особых сочетаниях нагрузок и воздействий без сейсмических требуется выполнение условий (11.6), (11.9) и (11.11), а при включении сейсмических — условий (11.6), (11.11) и (11.22);

5) при расчете на прочность напорных перекрытий принимают те же нагрузки и воздействия в их сочетания, что и при расчете контрфорсов; также учитывают класс и высоту сооружения;

6) при расчете на прочность плоских и арочных напорных перекрытий, консольных выступов плотин с такими перекрытиями (расчет на местную прочность), плит низового перекрытия и других элементов принимают условия прочности в соответствии со СНиП II-56-77 (см. гл. 1 и 10);

7) при расчете на прочность оголовков массивно-контрфорсных плотин* независимо от высоты сооружения во всех точках оголовка необходимо выполнение следующих условий прочности:

при основном и особых сочетаниях нагрузок и воздействий без сейсмических

$$\sigma_z < \frac{3}{4} \frac{m_{пл}}{k_H} R_p; \quad (11.23)$$

$$\sigma_z | \sigma_z | < \frac{3}{4} \frac{m_{пл}}{k_H} R_{пр}; \quad (11.24)$$

при особых сочетаниях нагрузок и воздействий, включающих сейсмические

$$\sigma_z < \frac{m_{пл}}{k_H} R_p; \quad (11.25)$$

$$\sigma_z | \sigma_z | < \frac{m_{пл}}{k_H} R_{пр}; \quad (11.26)$$

где σ_z — нормальные напряжения, действующие по вертикальным площадкам, перпендикулярным продольной оси плотины; остальные обозначения прежние (см. гл. 10 и п. 11.3).

* Имеются в виду в основном оголовки с плоской напорной гранью (см. рис. 11.36, а, б). Их рекомендуют применять, как правило, СНиП II-54-77. Эта рекомендация является спорной.

В зонах оголовка, испытывающих растяжение вдоль продольной оси плотины, СНиП II-54-77 требуют предусматривать конструктивное армирование;

8) в отношении расчетов на местную прочность различных элементов и зон контрфорсных плотин (зон около отверстий, изломов граней; бычков и пр.) остается в силе отмеченное выше при рассмотрении гравитационных плотин (см. п. 11.3); сочетания нагрузок и воздействий при этом принимают такими же, как и при расчете плотин на общую прочность. Для определения местных напряжений с успехом могут быть использованы экспериментальные методы;

9) контрфорсы в расчетах на прочность при изгибе поперек потока (при боковом сейсмическом воздействии и пр.) рассматривают как треугольные плиты, защемленные в основании. При сочетаниях нагрузок и воздействий, не включающих в себя сейсмических, верховую и низовую грани контрфорса-плиты принимают свободными, а при расчетах с учетом сейсмических воздействий (боковых) верховую грань контрфорса-плиты, а при наличии низового перекрытия и низовую грань рассматривают как свободноопертые. Жесткость этой расчетной плиты определяют с учетом верхового и низового оголовков. Эти указания СНиП II-54-77 являются приближенными. Точнее использовать данные модельных исследований;

10) бетонные контрфорсные плотины (и их элементы) всех классов и высот следует рассчитывать с учетом образования трещин от температурных воздействий аналогично гравитационным плотинам (см. п. 11.3). То же относится и ко всем расчетам прочности для строительного периода;

11) на устойчивость контрфорсные плотины рассчитывают так же, как и гравитационные (см. гл. 10 и п. 11.3). При этом рассматривают отдельные секции или контрфорсы.

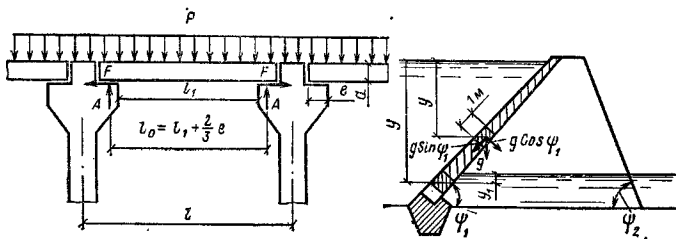


Рис. 11.44. Схемы к расчету плоской разрезной напорной плиты

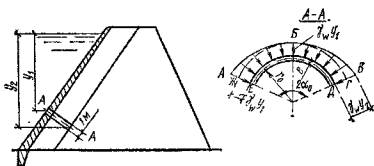


Рис. 11.45. Схема к расчету арочного перекрытия многоарочной плотины при рассмотрении «независимых» арок (ЕЖБГДЕ — эпюра равномерного давления воды; ЖАВБГЖ — эпюра неравномерного давления воды)

11.6.2. Расчеты напорных перекрытий

А. Разрезные плоские плиты. При расчете (элементарным методом) обычно рассматривают полосу плиты шириной 1 м. На плиту действуют следующие основные силы (рис. 11.44): 1) давление воды интенсивностью $p = \gamma_w y$ (здесь γ_w — удельный вес воды) или $p = \gamma_w (y - y_1)$, если рассматриваемая часть плиты погружена под уровень воды в нижнем бьефе; 2) составляющая собственного веса плиты интенсивностью $g \cos \psi_1 = \gamma_5 \cos \psi_1$ (здесь a — толщина плиты*; γ_5 — удельный вес железобетона); 3) силы трения $F = A f_{0n}$ [здесь A — опорная реакция плиты; f_{0n} — коэффициент трения плиты по опоре (консольному утолщению контрфорса), принимаемый в среднем 0,5, если поверхность опоры покрыта битумной мастикой]. Силы трения F возникают вследствие колебаний температуры (температурные усилия не могут превзойти F). В соответствующих случаях учитывают также дополнительные нагрузки, действующие на плиту: давление отложившихся у плотины наносов, давление льда, сейсмические силы (см. гл. 1). От действия указанных сил как для балки на двух опорах пролетом $l_0 = l_1 + \frac{2}{3} e$ (см. рис. 11.44) определяют изгибающие

моменты, поперечные и продольные F силы и затем, в соответствии со СНиП II-56-77 (см. гл. 1 и 10), определяют необходимую толщину плиты a и ее армирование.

Для уточненных расчетов разрезных напорных перекрытий как плит (постоянной и переменной толщины, постоянного и переменного пролета) можно использовать решения К. И. Дзюбы* и метод конечных элементов [38].

Б. Арки многоарочных плотин. Обычно при расчете арочных перекрытий многоарочных плотин рассматривают отдельные «независимые» арки, мысленно вырезанные перпендикулярно образующей свода (рис. 11.45). Арки являются обычно «тонкими» (малой кривизны с $r_0/e \geq 3..5$), где r_0 — радиус оси арки; e — толщина арки) и их вполне допустимо рассчитывать обычным приближенным методом строительной механики, широко используя имеющиеся графики. Для тех случаев, для которых имеются и более точные решения (пригодные и для толстых арок с $r_0/e < 3..5$), не требующие сложных вычислений (особенно если даны простые графики), целесообразно использовать результаты этих решений. Так, для круговых жестко заделанных в пятах арок, подверженных равномерному давлению воды, можно использовать графики Фаулера или графики Н. Т. Мелещенко и А. Л. Можевитинова [23].

При более точных расчетах напорных перекрытий многоарочных плотин рассматривают пространственность работы свода-перекрытия аналогично тому, как это делают при расчете арочных плотин [2, 44]. Можно проводить расчеты, используя и метод конечных элементов [38].

Основные факторы, действующие на арку и подлежащие учету: равномерное и неравномерное (при наклонных арках) давление воды, равномерное и неравномерное изменение тем-

* Может быть определена предварительно в соответствии с указаниями п. 11.6.1.

* Тр. ин-та/МИСИ им. В. В. Куйбышева, 1959, сб. 29.

пературы, усадка бетона и составляющая собственного веса арки. В соответствующих случаях учитывают также дополнительные нагрузки: давление наносов, льда, сейсмические силы (наиболее неблагоприятно боковое сейсмическое воздействие). Очень тонкие арки следует проверить на устойчивость [31].

В. Консольные оголовки контрфорсов. Элементарный расчет опорных утолщений контрфорсов под плитами ведут как расчет консолей (см. рис. 11.42, а). Расчетным является сечение AB , а при увеличенных выступах также и сечение $BГ$. Приближенно принимают, что реакция плиты A распределена по треугольной эпюре ADE , т. е. приложена на расстоянии $e/3$ от конца выступа. Составляющей собственного веса консольного выступа $g \cos \varphi$ (или $g' \cos \varphi$ при расчете сечения $BГ$) в расчете обычно пренебрегают, однако ее следует учитывать. Следует учитывать также действие сил трения $F = f e = A f_{\text{пол}}$ (см. п. 11.6.2, А), возникающих в плоскости AD при повышении температуры (случай повышения температуры более благоприятный — F имеет обратный знак). В соответствующих случаях при расчете учитывают также давление наносов, льда и сейсмические силы в реакции плиты A , нагрузке на площадку $ЖВ$ и приложенные к массе расчетной части оголовка.

Для расчетного сечения от действующих сил определяют изгибающий момент M и перерезывающую силу Q , после чего сечение рассчитывают с соблюдением условий прочности (см. гл. 1, 10, условие «б» п. 11.6.1 и СНиП II-56-77).

В случае элементарного расчета утолщений массивных закругленных консольных оголовков контрфорсов в принципе сохраняется в силе сказанное выше, но меняются характер эпюры давления на консоль и ее форма (см. рис. 11.42, в). Дугу AB при этом можно заменить хордой AB . Армирование таких оголовков по расчету обычно не требуется. Относительно расчета массивных оголовков с плоской напорной граблей см. условие «7» п. 11.6.1.

Для более точного определения напряжений в консольных утолщениях контрфорсов (см. рис. 11.42 и 11.36) применяют исследование на моделях оптическим методом.

Местные напряжения около углов можно существенно уменьшить путем скругления этих углов (правая половина рис. 11.42, а и рис. 11.36, б).

11.6.3. Расчет контрфорсов на прочность

А. Основные нагрузки, действующие на контрфорс. К ним относятся: давление воды (со стороны верхнего бьефа, а иногда и со

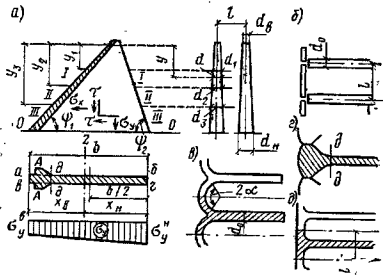


Рис. 11.46. Схемы к расчету контрфорсов на прочность

стороны нижнего); вес напорного перекрытия (если оно жестко соединено с контрфорсом) или составляющая этого веса, нормальная к верхней грани (при перекрытиях, отделенных от контрфорса швом); собственный вес контрфорса, а также сравнительно небольшие нагрузки от моста и элементов жесткости (учитываемые лишь при детальных расчетах) и фильтрационное давление в основании, учитываемое обычно (при отсутствии фундаментной плиты) в пределах верхнего зуба (см. рис. 11.42, б; 1.2 и табл. 1.5). Кроме того, на контрфорс могут действовать давление наносов, отложившихся в верхнем бьефе, давление льда, сейсмические силы и пр.

Б. Плотины с плоскими разрезами плитам и многоарочные с арками, не связанными жестко с контрфорсами, плотины с гибкими перекрытиями. Если напорное перекрытие отделено от контрфорса швом, то контрфорс рассчитывают без введения в расчетное сечение действующей силы составляющую (нормальную к верхней грани) веса последнего. Напряжения в контрфорсе в данном случае могут быть определены или соответствующим методом теории упругости (особенно это предпочтительно для высоких плотин) или элементарным методом строительной механики. При расчете контрфорсов элементарным методом (при всех его разновидностях) принимают линейный закон распределения нормальных напряжений σ_v в горизонтальных сечениях контрфорса.

Если при расчете не учитывают консольные утолщения контрфорсов A (рис. 11.46, а) и модули упругости бетона в отдельных частях контрфорса близки, то крайние напряжения σ_v определяют по известной зависимости:

$$\sigma_v = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}, \quad (11.27)$$

где N — сумма всех вертикальных сил; M — сумма моментов всех сил относительно центра тяжести сечения (в данном случае *абга*); F и W — площадь и момент сопротивления прямоугольного сечения; знак плюс перед вторым членом принимают для верховой стороны.

Нормальные растягивающие силы и напряжения приняты со знаком плюс, сжимающие — со знаком минус, изгибающий момент с направлением по часовой стрелке принят со знаком плюс.

При учете козольных утолщений пользуются более общей формулой

$$\sigma_y = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{I_z} x, \quad (11.28)$$

где F — площадь полного сечения с козольными выступами; I_z — момент инерции относительно оси z , проходящей через центр тяжести рассматриваемого сечения; x — расстояние от оси z до рассматриваемой грани (для верховой грани x_B , для низовой x_H — см. рис. 11.46, а); остальные обозначения прежние.

Остальные напряжения на гранях определяют по формулам, приведенным в табл. 11.4, причем σ_3^B подсчитывают по формуле (11.29).

В. Многоарочные плотины с жестким соединением арок с контрфорсами, плотины массивно-контрфорсные, плотины с плоскими неразрезными плитами. Если напорное перекрытие жестко соединено с контрфорсами, то

расчеты по теории упругости становятся менее точными; это же относится и к элементарным методам расчета. При последних пользуются для определения напряжений σ_y формулой (11.28), причем в расчет вводят Т-образные сечения с напорными перекрытиями (на рис. 11.46, в — δ застрихованы). Иногда, а для приближенных подсчетов при тонких перекрытиях обычно, пользуются и формулой (11.27), условно считая напорные перекрытия отделенными от контрфорсов. Другие напряжения на гранях определяют по формулам, приведенным в табл. 11.4.

При расчете массивно-контрфорсных плотин напряжения σ_3^B подсчитывают по формуле (11.29 а); эти значения σ_3^B подставляют и в зависимости (11.31), (11.33), (11.35) и (11.37). Напряжения в сечении δ — δ за оголовком (рис. 11.46, г и 11.47) могут быть приближенно определены, как указано далее в п. 11.6.3, Г.

Г. Напряжения в любой точке внутри тела контрфорса (не на гранях). Определять эти напряжения следует для плотин большой, а иногда и средней высоты с целью построения изостат и траекторий главных напряжений (см. далее). При расчетах методами теории упругости они легко подсчитываются по соответствующим

ТАБЛИЦА 11.4. ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В КОНТРФОРСАХ (ПРИ ОТСУТСТВИИ ВОДЫ В НИЖНЕМ БЬЕФЕ)

Напряжения	Верховая грань	Низовая грань
Главные нормальные	$\sigma_3^B = -\gamma_W y \frac{l}{a_3}$ (11.29)	$\sigma_3^H = \frac{\sigma_y^H}{\sin^2 \psi_3}$ (11.30)
	или $\sigma_3^B = -\gamma_W h$ (11.29а)	$\sigma_1^H = 0$ (11.32)
	$\sigma_1^B = \frac{\sigma_y^B}{\sin^2 \psi_1} - \sigma_3^B \operatorname{ctg}^2 \psi_1$ (11.31)	$\sigma_x^H = \sigma_y^H \operatorname{ctg}^2 \psi_2$ (11.34)
Нормальные в вертикальных площадках	$\sigma_x^B = \sigma_3^B - (\sigma_3^B - \sigma_y^B) \operatorname{ctg}^2 \psi_1$ (11.33)	$\tau^H = \sigma_y^H \operatorname{ctg} \psi_2$ (11.36)
Скалывающие в вертикальных (или горизонтальных) площадках	$\tau^B = (\sigma_3^B - \sigma_y^B) \operatorname{ctg} \psi_1$ (11.35)	$\tau^H = \sigma_y^H \operatorname{ctg} \psi_2$ (11.36)
Главные скалывающие	$T^B = \frac{\sigma_y^B - \sigma_3^B}{2 \sin^2 \psi_1}$ (11.37)	$T^H = \frac{\sigma_x^H}{2} = \frac{\sigma_y^H}{2 \sin^2 \psi_2}$ (11.38)

Примечание. Значения σ_3^B подсчитанные по формуле (11.29), и значения σ_1^B , σ_x^B , τ^B и T^B после подстановки в выражения для них значений σ_3^B , подсчитанных по формуле (11.29), приближенно относятся к верховой грани. Эти значения точно соответствуют верховой грани при схеме, данной на рис. 11.46, б. Приближенно они могут быть отнесены к сечению δ — δ за козольными выступами (см. рис. 11.46, а), что обычно и делается, на самом же деле

в этом сечении напряжения несколько отличаются от указанных. В действительности непосредственно на верховой грани будут значения σ_3^B , подсчитанные по формуле (11.29а), и в формуле (11.31) для σ_1^B надо принимать значения σ_3^B , подсчитанные по формуле (11.29а). Наиболее опасной зоной в отношении возникновения растягивающих напряжений является, таким образом, зона около сечения δ — δ , а не непосредственно верховая грань.

формулам при подстановке координат соответствующей точки. При элементарном методе расчета все напряжения внутри контрфорса могут быть приближенно определены следующим образом (по Мору). При принятом линейном законе распределения напряжений в любом горизонтальном сечении А—А имеем (см. рис. 11.47):

$$\sigma_y = Ax + B, \quad (11.39)$$

$$\text{где } A = \frac{\sigma_y^H - \sigma_y^B}{6}; \quad (11.40)$$

$$B = \sigma_y^B. \quad (11.41)$$

Касательные напряжения τ должны при этом, как известно, распределяться по закону параболы второй степени x , а напряжения σ_x — по кубической параболе, которая, однако, обычно бывает пологой и приближенно может быть заменена линейной зависимостью. Таким образом, принимаем:

$$\tau = Cx^2 + Dx + E \quad (11.42)$$

$$\sigma_x \approx Gx + K. \quad (11.43)$$

Параметры C , D и E в формуле (11.42) определяют из граничных условий: при $x=0$ значение $\tau = \tau^H$ и при $x=b$ значение $\tau = \tau^B$ (напряжения на гранях известны — см. табл. 11.4) и из условия:

$$q' = \frac{Q'}{d_0} = \int_0^b (Cx^2 + Dx + E) dx = \frac{Cb^3}{3} + \frac{Db^2}{2} + Eb, \quad (11.44)$$

причем приближенно можно принять

$$Q' \approx Q \frac{bd_0}{F}, \quad (11.45)$$

где Q — полная сдвигающая сила для сечения А—А; bd_0 — площадь сечения контрфорса без учета напорного перекрытия или косых слоев утолщений (заштрихована на рис. 11.47); F — полная площадь рассматриваемого горизонтального сечения контрфорса (заштрихована на рис. 11.46, $\sigma-\delta$).

Исходя из указанных условий:

$$\left. \begin{aligned} C &= \frac{6}{b^2} \left[(\tau^H - \tau^B) \frac{b}{2} + b\tau^B - q' \right]; \\ D &= \frac{6}{b^3} \left[q' - b\tau^B - \frac{b}{3} (\tau^H - \tau^B) \right]; \\ E &= \tau^B. \end{aligned} \right\} \quad (11.46)$$

При расчете контрфорсов с массивными оголовками, когда они составляют значительную часть площади сечения, эпюра, полученная в первом приближении с введением Q' по формуле (11.45), может быть уточнена.

Во втором приближении в зависимость (11.44), а следовательно, и в формулы (11.46)

для C и D , вводится значение $q' = Q'/d_0$, принимаем

$$Q'' = Q - \Delta Q, \quad (11.47)$$

где ΔQ — сдвигающее усилие, воспринимаемое касательными напряжениями на площади, не заштрихованной на рис. 11.47, с учетом построенной в первом приближении эпюры τ .

С учетом граничных условий параметры зависимости (11.43) будут:

$$G = \frac{\sigma_x^H - \sigma_x^B}{b}; \quad (11.48)$$

$$K = \sigma_x^B. \quad (11.49)$$

Определив в любой точке σ_y , σ_x и τ , легко подсчитать и главные напряжения:

$$\sigma_3 \text{ (или } \sigma_1) = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}; \quad (11.50)$$

$$T_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} =$$

$$= \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}. \quad (11.51)$$

При расчете массивно-контрфорсных плотин τ^B , σ_x^B и σ_1^B вычисляются, как указывалось, по формулам табл. 11.4 при σ_3^B , подсчитанном по формуле (11.29а). Эпюру σ_x для таких плотин (с массивными оголовками) можно приближенно построить следующим образом (см. рис. 11.47): вычислив σ_x^H по формуле (11.34) и σ_x^B по формуле (11.33) при σ_3^B , подсчитанном по формуле (11.29), строим эпюру σ_x , считая, что она справедлива на участке за сечением $\delta-\delta$. После этого надо определить действительные значения σ_x^B на напорной грани по формуле (11.33) при σ_3^B , подсчитанном по формуле (11.29а), и принять, что на участке длиной b , эпюра линейна. Эпюра σ_x , таким образом, будет иметь ломаный вид (см. рис. 11.47)*. Характер ее близок к получаемому в экспериментальных исследованиях. Для сечения $\delta-\delta$ важно подсчитать по формуле (11.50) напряжения σ_1 , так как они здесь могут оказаться растягивающими (наибольшее растяжение).

Углы i_0 , определяющие направления действия главных нормальных напряжений (рис. 11.48), определяют по зависимости

* Точнее эпюру σ_x можно построить методом Мора, принимая вместо формулы (11.43) полным третьей степени относительно x , как указано в [2]. В [2] в списке на с. 324 (строка 10-я снизу) опечатка — вместо A_1y^2 должно быть A_1y' .

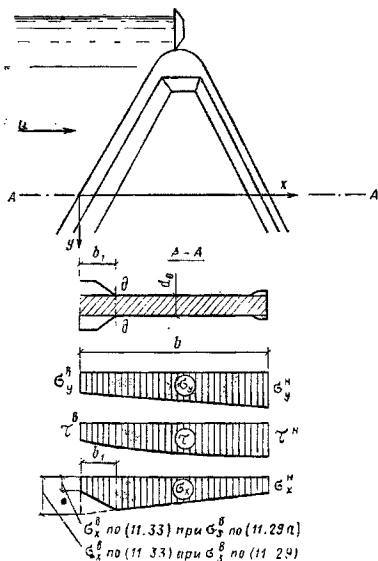


Рис. 11.47. Схема к приближенному определению напряжений в массивно-контрфорсной плотине методом Мора

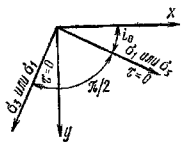


Рис. 11.48. Схема к определению направлений действия главных нормальных напряжений

$$\operatorname{tg} i_0 = \frac{(\sigma_y - \sigma_x) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}}{2\tau} \quad (11.52)$$

Более точно все напряжения в любой точке контрфорса любого очертания могут быть определены методом «малых блоков», также являющимся элементарным методом строительной механики и исходящим из гипотезы линейного распределения напряжений σ_y в горизонтальных сечениях [31]. Иногда его применяют при детальных расчетах контрфорсов достаточно крупных плотин. Более точные расчеты с учетом влияния основания можно проводить методом конечных элементов.

Д. Изостаты и траектории главных напряжений. Зная значения тех или иных напряже-

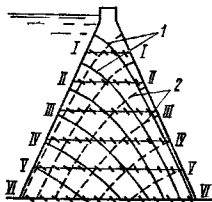


Рис. 11.49. Схема к построению траекторий главных напряжений

I — траектории первого рода (σ_1); 2 — траектории второго рода (σ_2)

ний в ряде точек контрфорса, можно легко построить линии одинаковых главных нормальных напряжений σ_2 и σ_1 (изостаты), учитываемые при распределении марок бетона в различных частях контрфорса. Однако в большинстве случаев эти линии не имеют существенного практического значения, так как в контрфорсах переменной толщины напряжения распределяются довольно равномерно и, кроме того, очень низкие марки бетона обычно не применяют, стремясь получить большую гарантию в обеспечении долговечности сооружения.

Траектории наибольших и наименьших главных нормальных напряжений используют в ряде случаев для назначения положений температурно-усадочных и усадочных швов (см. рис. 11.28 и 11.40, б, в). Для построения указанных траекторий в общем случае надо для ряда точек в каждом горизонтальном сечении (I—I—VI—VI на рис. 11.49) подсчитать по формуле (11.52) значения $\operatorname{tg} i'_0$, беря в этой формуле знак плюс перед корнем, и провести в этих точках направления действия наибольших главных нормальных напряжений σ_1 (жирные черточки на рис. 11.49); затем, в соответствии с этими направлениями, построить траектории первого рода σ_2 , учитывая, что они должны быть перпендикулярны верховой грани и не должны пересекать низовую грань, которая сама является траекторией σ_2 . Траектории второго рода σ_1 легко построить графически, учитывая, что они перпендикулярны траекториям первого рода. Можно поступать аналогичным образом, но вычислять $\operatorname{tg} i'_0$ (беря по формуле (11.52) знак минус перед корнем), получая сначала траектории второго рода, а затем уже траектории первого рода.

Е. Учет разных модулей упругости бетона в отдельных частях плотины. По СНиП II-54-77 надо учитывать это различие модулей и в

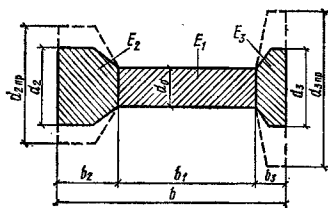


Рис. 11.50. Схема к определению размеров приведенного сечения контрфорса [пунктиром показаны контуры приведенных сечений оголовков в случае приведения их модулей упругости бетона E_2 и E_1 к модулю упругости бетона контрфорса E_1 ($E_2 > E_1$)]

сто формулы (11.28) пользоваться следующими:

$$\sigma_y^y = \left(\frac{N}{F_{пр}} + \frac{M}{I_{пр}} x_n \right) \frac{E_2}{E_1}; \quad (11.53)$$

$$\sigma_y^u = \left(\frac{N}{F_{пр}} - \frac{M}{I_{пр}} x_n \right) \frac{E_3}{E_1}; \quad (11.53a)$$

где $F_{пр}$ и $I_{пр}$ — соответственно площадь и момент инерции приведенного горизонтального сечения контрфорса; E_2, E_1, E_3 — модули упругости бетона оголовков контрфорса, верхового и нижнего оголовков (рис. 11.50); остальные обозначения прежние.

Размеры приведенного сечения контрфорса определяют из условий (см. рис. 11.50):

а) вдоль потока размеры приведенного и действительного сечений одинаковы;

б) поперек потока размеры приведенного сечения контрфорса

$$[d_{пр} = d_i E_i / E_1, \quad (11.54)$$

где d_i и E_i — соответственно толщина и модуль упругости бетона отдельных частей контрфорса; E_1 — то же, что и в формулах (11.53) и (11.53a).

Обычно различие в модулях упругости отдельных частей плотины бывает небольшим и

мало влияет на напряженное состояние сооружения. В большинстве случаев его не учитывают.

Ж. Учет влияния основания на распределение напряжений. Наличие связи плотины с основанием вызывает изменение эпюр распределения напряжений (σ_y, σ_x и соответственно главных) в теле плотины по сравнению с теоретическими, определенными как было указано выше, причем влияние основания распространяется на высоту $h_1 \approx (1/4 \dots 1/3)h$ (рис. 11.51, а).

Для приближенного определения концентрации краевых напряжений σ_y в подошвенном сечении $O-O$ массивно-контрфорсных плотин можно воспользоваться кривыми для коэффициента концентрации напряжений $K_y = \sigma_y^k / \sigma_y^t$, полученными в МИСИ им. В. В. Куйбышева на «хрустких» моделях (рис. 11.52). Здесь σ_y^k — действительные (экспериментальные) значения краевых напряжений σ_y (т. е. σ_y^k или σ_y^u); σ_y^t — теоретические значения краевых напряжений, полученные расчетом (без учета влияния основания); $E_{пл}$ — модуль упругости плотины; $E_{ос}$ — модуль деформации основания. При слоистом основании (рис. 11.51, б) за $E_{ос}$ надо принимать модуль деформации $E_{ф}$ при угле φ , соответствующем направлению равнодействующей полной нагрузки на плотину. Определить его можно, пользуясь зависимостью:

$$\frac{1}{E_{ф}} = \frac{\sin^4 \varphi}{E_{\parallel}} + \left(\frac{1}{G} - \frac{2\nu_{\parallel}}{E_{\parallel}} \right) \times \\ \times \sin^2 \varphi \cos^2 \varphi + \frac{\cos^4 \varphi}{E_{\perp}}, \quad (11.55)$$

где φ — угол, составляемый направлением модуля упругости $E_{ф}$ с направлением главного модуля упру-

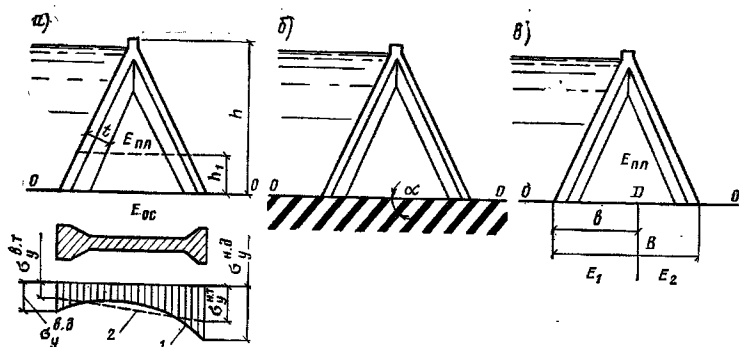


Рис. 11.51. Схемы к учету влияния основания на распределение напряжений

а — однородное основание; б — слоистое основание; в — разномодульное основание; 1 — действительная (экспериментальная) эпюра напряжений σ_y в сечении $O-O$; 2 — теоретическая эпюра σ_y в сечении $O-O$

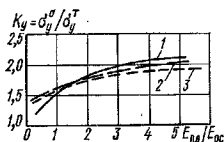


Рис. 11.52. Зависимость коэффициента концентрации краевых напряжений K_y от отношения $E_{пл}/E_{ос}$ по данным исследований, проведенных в МИСИ им. В. В. Куйбышева на «хрупких» моделях

1 — для однородного основания; 2 — для слоистого основания со сцеплением между слоями; 3 — для слоистого основания без сцепления между слоями

Г — модуль сдвига, G — модуль сдвига, равный:

$$G = \frac{\sqrt{E_{\parallel} E_{\perp}}}{2(1 + \sqrt{\nu_{\parallel} \nu_{\perp}})}; \quad (11.56)$$

$E_{\parallel}, \nu_{\parallel}, E_{\perp}, \nu_{\perp}$ — главные модули упругости (деформации) и коэффициенты Пуассона в направлении параллельно и нормально слоистости.

Как показано С. С. Аракеляном [2], при однородном основании для приближенного определения напряжений в контактом сечении $O-O$ (см. рис. 11.51, а) с хорошей точностью может быть применен и следующий расчетный способ*:

1) методом приведения оголовков** секцию массивно-контрфорсной плотины приводят к клину постоянной толщины (рис. 11.53).

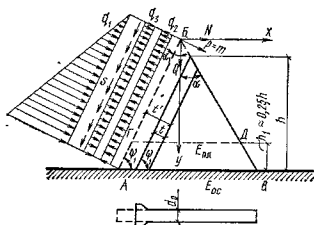


Рис. 11.53. Схема к расчету контактных напряжений в сечении AB по основанию

Жесткость оголовка EI при этом остается той же самой, а толщину оголовка принимают равной толщине стенки d_0 . Высота оголовка t' при этом получается равной $\sqrt[3]{12I/d_0}$, где I — момент инерции оголовка относительно главной оси. Новая площадь оголовка $F' =$

* Этот способ является развитием методики, примененной И. А. Константиновым для гравитационных плотин (см. Тр. ЛПИ, 1965, № 257). Проведенные по этому способу расчеты для массивно-контрфорсной плотины высотой $h=108$ м при $E_{пл}/E_{ос} = 0,25$ показали хорошее качественное и количественное совпадение напряжений с результатами исследования гипсосцепадных моделей.

** Приемлемость этого метода была показана в исследованиях Ленгидропроекта.

$= t'd_0$. Она не равна действительной площади оголовка F . Высота плотины при этом увеличивается, причем

$$\nabla \text{НПУ (учл)} = \nabla \text{НПУ} + \frac{(t' - t) \cos(\alpha_1 - \alpha)}{\sin \alpha}$$

Нагрузки на плотину остаются прежними. К клину ABB прикладывают нагрузки:

$$q_1 = \gamma_W r \cos \alpha_1; \quad (11.57)$$

$$q_2 = \frac{(t' - t) \cos(\alpha - \alpha_1)}{\sin \alpha} \gamma_W; \quad (11.58)$$

$$q_3 = \frac{(F' - F) \gamma_G \sin \psi_1}{d_0}; \quad (11.59)$$

$$S = \frac{(F' - F) \gamma_G \cos \psi_1}{d_0}; \quad (11.60)$$

$$P = \frac{t'(F' - F) \gamma_G \cos \psi_1}{2d_0}; \quad (11.61)$$

где γ_G — удельный вес бетона; остальные обозначения прежние;

2) как для бесконечного клина в сечении $ГД$ на высоте h_1 от основания определяют напряжения σ_y и τ , которые прикладывают как внешние нагрузки к балке $АГДВ$ по верхней ее грани $ГД$ (кроме того, действуют нагрузки на грань $АГ$ и собственный вес балки);

3) балку $АГДВ$ с $E = E_{ал}$ рассчитывают методом Б. Н. Жемочкина как балку на упругом основании с $E = E_{ос}$.

В случаях «жестких» однородных оснований, когда $E_{ос}$ существенно больше $E_{пл}$, у верховой грани контрфорса в контактом сечении $O-O$ (см. рис. 11.51, а) могут развиваться растягивающие напряжения [2]. Растягивающие напряжения в контактом сечении у верховой грани могут возникнуть и при разномодульном основании (см. рис. 11.51, в), если $E_2 < E_1$ (более податливый массив скалы залегает под нижней частью плотины).

11.6.4. Расчет контрфорсов на устойчивость (при продольном изгибе)

Устойчивость сплошных контрфорсов переменной толщины, заделанных в основание, без балок и ребер жесткости при продольном изгибе может быть проверена следующим образом. Параллельно нижней грани контрфорса, около нее вырезают элемент длиной L и шириной b (удобно принять $b=1$ м — рис. 11.54). Для этого элемента подсчитывают $\Phi = d_n/d_n$ и $\xi = \Delta q/q_n$ (см. обозначения на рис. 11.55), причем ξ определяют по формуле

$$\xi = \frac{4(\sigma_{3n}^H \Phi_1 - 2\sigma_{3cp}^H)}{4\sigma_{3cp}^H - \sigma_{3n}^H \Phi_1}, \quad (11.62)$$

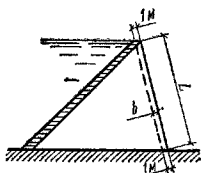


Рис. 11.54. Схема выделения расчетного элемента из сплошного контрфорса без балок и ребер жесткости по проверке его на продольный изгиб

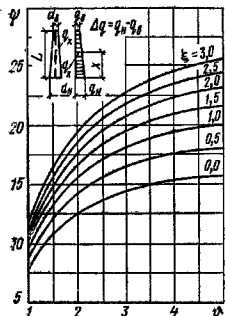


Рис. 11.55. Кривые $\psi = f(\epsilon, \phi)$ для расчета на продольный изгиб сплошных контрфорсов без балок и ребер жесткости (по Н. П. Розанову)

где σ_{3n}^n — главное нормальное напряжение у нижней грани в нижнем сечении контрфорса [см. формулу (11.30)]; $\phi_1 = d_n / d_{cp}$ [здесь $d_{cp} = (d_n + d_n) / 2$ — средняя толщина контрфорса (выделенного из него элемента длиной L)]; σ_{3cp}^n — главное нормальное напряжение у изливой грани в месте средней толщины контрфорса.

Затем подсчитывают критическую нагрузку на рассматриваемый элемент контрфорса:

$$Q_{кр} = q_{ср.пр} L = \psi E i_{ср} / L^2, \quad (11.63)$$

где $\psi = f(\epsilon, \phi)$ — коэффициент, определяемый по графику на рис. 11.55; E — модуль упругости бетона, который для ориентированных подсчетов с достаточной надежностью может быть принят равным 15 ГПа ($1,5 \cdot 10^4$ тс/м²); $i_{ср} = b d_{ср}^2 / 12$ — момент инерции сечения элемента в месте его средней толщины; L — длина элемента.

Контрфорс можно считать устойчивым на продольный изгиб, если отношение критической нагрузки на контрфорс к действительной, т. е. коэффициент запаса η , будет не меньше допустимой величины, а именно:

$$\eta = \frac{Q_{кр}}{|\sigma_{3n}^n| b d_n} > k_b \beta, \quad (11.64)$$

где k_b — коэффициент запаса прочности при сжатии [по формулам (10.11), (10.12)]; β — коэффициент, учитывающий неточность метода расчета, принимаемый при прочих скальных основаниях равным 1...1,1, для скалы среднего качества — 1,2...1,3, для слабой скалы — 1,5...1,6.

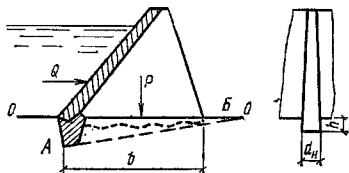


Рис. 11.58. Схема и расчету контрфорсов на сдвиг при наличии достаточно жесткого зуба, связанного с контрфорсами

Приближенные расчеты устойчивости контрфорсов для ряда других, более сложных случаев (наличие сосредоточенной силы сверху элемента, наличие балок и ребер жесткости, некоторые виды полых контрфорсов; учет пространственности работы конструкции и пр.) приведены в [26 и 31].

11.6.5. Расчет фундаментных плит

Фундаментные плиты рассчитывают приближенно как балки на упругом основании. При уточненных расчетах фундаментные плиты контрфорсных плотин следует рассматривать не как балки, а как плиты на упругом основании; такие расчеты более громоздки.

11.6.6. Расчет контрфорсных плотин на сдвиг

Контрфорсные плиты рассчитывают на сдвиг при основном и особых сочетаниях нагрузок и воздействий аналогично расчету гравитационных плотин (см. гл. 10 и п. 11.3). Расчету подвергают один контрфорс с перекрытиями (со сбором нагрузок с двух полу-пролетов; см., например, рис. 11.46, а—б) или секцию (см. рис. 11.39, б; пролет секции L). Нагрузки и их сочетания принимают те же, что при расчете на прочность.

При скальных основаниях иногда учитывают сцепление с не только по подошве сооружения, но и по боковым поверхностям заглубленной части контрфорса (рис. 11.56); при этом учитывают лишь глубину заделки h в прочную скалу (верхняя выветренная зона скалы исключается).

При достаточно жестком зубе, надежно связанном с контрфорсом при соответствующем армировании, можно при надлежащем обосновании принимать за расчетную поверхность сдвига плоскость AB (рис. 11.56), учитывая вес скалы над плоскостью AB (никогда, с запасом в расчете, лишь на ширине d_n). В этом случае рекомендуется дополнительно проверять устойчивость сооружения (точнее —

прочность шва) по условной плоскости шва в контрфорсе на уровне поверхности дна $O-O$.

11.6.7. Замечания о расчете контрфорсных плотин на сейсмические воздействия

Расчет контрфорсных плотин на сейсмические воздействия, подобно другим гидротехническим сооружениям, следует проводить в соответствии со СНиП II-7-81 [40] и СНиП II-54-77 [42].

Кроме обычных расчетов на продольные сейсмические силы (вдоль потока) контрфорсные плотины надо рассчитывать на поперечные (боковые) сейсмические силы — поперек потока (вдоль продольной оси плотины), которые для этого вида плотин могут быть более неблагоприятными и в ряде случаев

обуславливают необходимость применения (согласно результатам расчетов или лабораторных исследований) соответствующих конструктивных антисейсмических мероприятий, рассмотренных ранее. Возможно применение и некоторых других мероприятий (попарное омоноличивание контрфорсов, устройство в нижней части плотины — у основания слоя из низко модульного бетона, устройство в нижней части боковых швов-надрезов, снимающих растягивающие напряжения, и др.).

Необходимые при сейсмических расчетах контрфорсных плотин зависимости для приближенного определения частот и форм их колебаний приведены в [14, 26]. В [2 и 8] приведены формы колебаний массивно-контрфорсных плотин по данным модельных исследований.*

АРОЧНЫЕ ПЛОТИНЫ

11.7. Классификация и основные типы арочных плотин

Основная классификация арочных плотин, принятая в СНиП II-54-77, приведена в гл. 10 (см. п. 10.1, рис. 10.1, $u-m$). Кроме того, арочные плотины различают по ряду других признаков.

По коэффициенту стройности — относительной толщине $\beta = b/h$ (b — толщина плотины внизу; h — наибольшая высота плотины — рис. 11.57) различают арочные плотины тонкие ($\beta < 0,20$) и толстые ($\beta = 0,20 \dots 0,35$). Как указано в гл. 10, арочно-гравитационные плотины имеют $\beta > 0,35$, причем обычно β не превышает 0,65. Иногда коэффициент стройности относят к «арочной части», исключая утолщенную нижнюю часть плотины — «пробку» (рис. 11.58, g) или «седло» (рис. 11.58, a). В этом случае коэффи-

циент стройности β' арочной части будет отношение b'/h' (рис. 11.58, a, g).

По очертанию (арочной части плотины) различают арочные плотины «с постоянным центральным углом» $2\alpha_0$ (рис. 11.57, a), «с постоянным радиусом» (напорной поверхности) r_n или «цилиндрические» (рис. 11.57, b) и двоякой кривизны или купольные с $f/h > 0,05$ (рис. 11.57, g). Плотины с постоянным центральным углом характерны для треугольных (или близких к ним) ущелий. В действительности их центральный угол $2\alpha_0$ не остается совершенно постоянным по высоте, а обычно несколько уменьшается книзу ($2\alpha_0'' \approx 2\alpha_0' < 2\alpha_0$ — рис. 11.57, a), особенно для самых нижних арок (см. далее). Плотины цилиндри-

* См. также Тр. ня-та/МИСИ им. В. В. Куйбышева, 1963, сб. 61. Плотины и водосбросы, вып. 1.

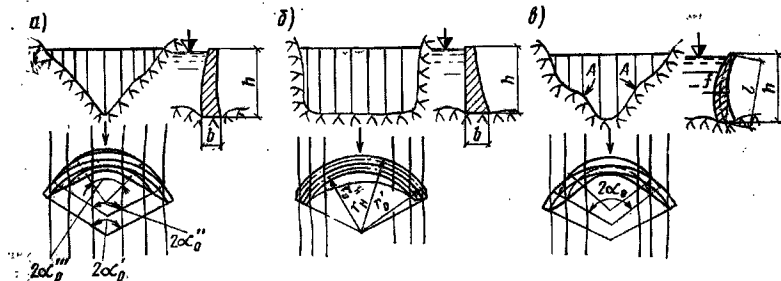


Рис. 11.57. Типы арочных плотин

a — с постоянным центральным углом; b — с постоянным радиусом («цилиндрическая»); g — двоякой кривизны (купольная)

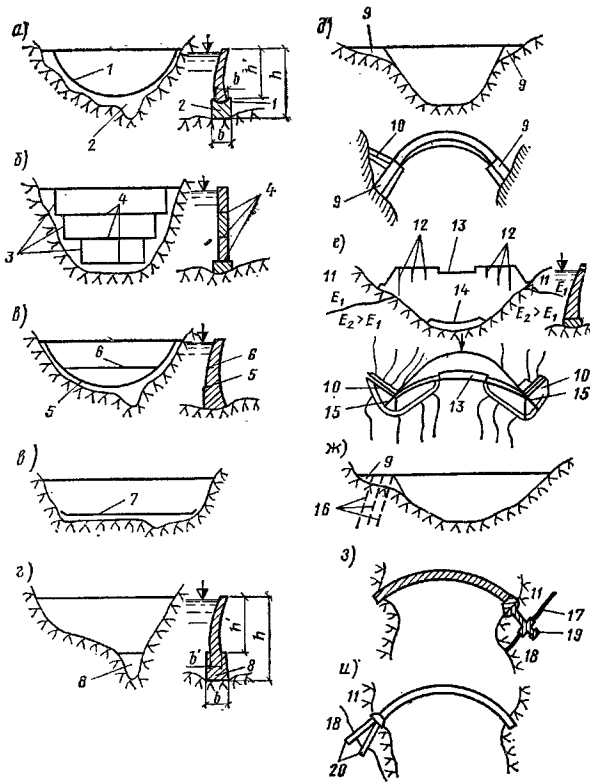


Рис. 11.58. Схемы арочных плотин

а — с контурным швом и «седлом»; б — расчлененная швами на ряд отдельных арок; в, б' — со швами-надрезами; г — с пробкой; д — с бетонными устоями; е — с «ныряющими» верхними арками (схема плотины Куробе-4, $h=186$ м); ж — с анкерными тижками; з — со стенкой в зоне слабой скалы (передает реакции арки на более прочную скалу); и — со «столбами», проходящими зону слабой скалы; 1 — контурный (периметральный) шов; 2 — «седло»; 3 — шарниры; 4 — межпоясные швы; 5 — шов-надрез контурный; 6 — шов-надрез; 7 — шов-надрез частичный контурный; 8 — пробка; 9 — устой; 10 — трапециевидный откос; 11 — слабая скала; 12 — вертикальные швы-надрезы; 13 — водостли; 14 — частичный контурный шов; 15 — конструктивные швы (незацементированные); 16 — анкеры; 17 — трещина; 18 — скала удовлетворительного качества; 19 — стенка; 20 — железобетонные «столбы»

ческие или с постоянным радиусом r_k наиболее характерны для ущелий прямоугольной или близкой к ней формы. Купольные плотины применяют при различной форме ущелья; они получили большое распространение за последнее время (см. гл. 10).

По высоте нет установившегося деления арочных плотин, хотя предложения по данному вопросу имеются [2, 32]; СНиП II-54-77 [42] предъявляют несколько различные требования к плотинам высотой более и менее 60 м.

По характеру сопряжения с основанием и берегами и конструк-

тивным особенностям различают арочные плотины с упругой заделкой пят (рис. 11.57, 11.59, а), с контурным или периметральным швом (рис. 11.58, а, 11.59, б), расчлененные швами на ряд отдельных арок (рис. 11.58, б), со швами-надрезами (рис. 11.58, в; 11.59, в), с двух- или трехшарнирными арками (рис. 11.58, б; 11.59, г), с пробкой (рис. 11.58, г) и без пробки (рис. 11.57), с береговыми устоями (или устоем) (рис. 11.58, д) и без устоев, с «ныряющими» верхними арками (или с «ныряющим» гребнем, «с надрезами гребня») (рис. 11.58, е), с применением анкерных тижей (рис. 11.58, ж); со специальными

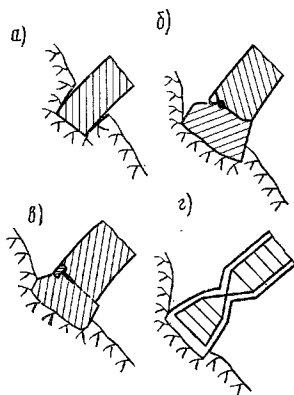


Рис. 11.59. Схемы пятового сечения

а — при упругой задке; б — при сквозном контурном шве; в — при контурном шве-надрезе; г — шарнирного

стенками (рис. 11.58, в) или «столбами» (рис. 11.58, и), расположенными в зоне слабой скалы и передающими реакции арок на более здоровую скалу. Кроме того, бывают комбинированные плотины, например с центральной арочной частью и береговыми контрфорсами (плотина Розеланд и др.). Предложен также и ряд других конструкций.

По форме и относительной ширине ущелья различают арочные плотины: а) в ущелье V-образным, U-образным (или в примерно треугольном и примерно прямоугольном — рис. 11.57, а, б) и Y-образом; симметричном (рис. 11.57) и несимметричном (рис. 11.58, в); в узких створах ($L_x/h < 2$), створах средней ширины ($2 \leq L_x/h \leq 3$) и в широких створах ($L_x/h > 3$), где L_x — длина хорды арки по гребню плотины.

Как и бетонные плотины других типов, арочные плотины бывают глухими и водосбросными.

В подавляющем большинстве случаев арочные плотины строят бетонными, железобетонные (или бетонные с повышенным армированием) применяют очень редко (пример — норвежская плотина Слеттсдален), каменные в настоящее время не строят.

11.8. Общие сведения об арочных плотинах; области применения

Арочные плотины нашли применение во многих странах мира, природные условия которых (горная местность, наличие створов,

подходящих для строительства арочных плотин по топографическим и геологическим условиям — см. далее) позволяют строить такие плотины. Общая их характеристика дана в гл. 10.

Самой высокой из построенных арочных плотин является итальянская плотина Вайонт высотой $h=266$ м, из находящихся в строительстве — Ингурская в СССР высотой 271,5 м (табл. 10.1, рис. 11.60, а).

Развитие конструкций арочных плотин происходило в соответствии с общим прогрессом науки и техники [2].

В начальном периоде строительства арочных плотин (начало XX в. и ранее) очень большое внимание обращалось на простоту конструкции и обеспечение отсутствия несколько усложняющего производство работ нависания искривленных консолей — в сторону верхнего бьефа или (и) в сторону нижнего бьефа, что свойственно современным купольным плотинам. Вследствие этого часто применялись «цилиндрические» плотины с вертикальной верховой гранью (см. рис. 11.57, б). Затем распространение стали получать плотины «с постоянным углом» (см. рис. 11.57, а), имеющие несколько более сложные очертания, но часто более экономичные (особенно в V-образных ущельях — например плотина Паконма).

В дальнейшем в целях получения более благоприятного распределения напряжений и экономии материала все чаще стали сильнее искривлять консоли (см. рис. 11.57, в), т. е. переходить к плотинам купольным, которые в настоящее время получили широкое распространение и применяются в подавляющем большинстве случаев (плотины Вайонт, Ингурская, Куробе-4, Чиркейская, Моссирок, Морроу Пойнт, Идикки, Санта-Эулалия и многие другие).

Плотины с контурным швом (см. рис. 11.58, а) получили широкое распространение в Италии (Барегар, Фрера, Валл-Галлина, Вайонт, Гузана, Пьяве да Кадоре и многие другие [2]). Подавляющее большинство плотин с контурным швом — купольные. Такая конструкция (в ряде случаев с изменениями) нашла применение и в некоторых других странах, например в Японии (Куробе-4 — шов в нижней части контура, рис. 11.58, в), Испании (Санта-Эулалия) и Швейцарии (Тулль, Онгрэн и др.).

Устройство контурного шва, по своей идее является мероприятием, направленным к улучшению напряженного состояния плотины (выравнивание распределения напряжений, уменьшение опасности растягивающих напряжений,

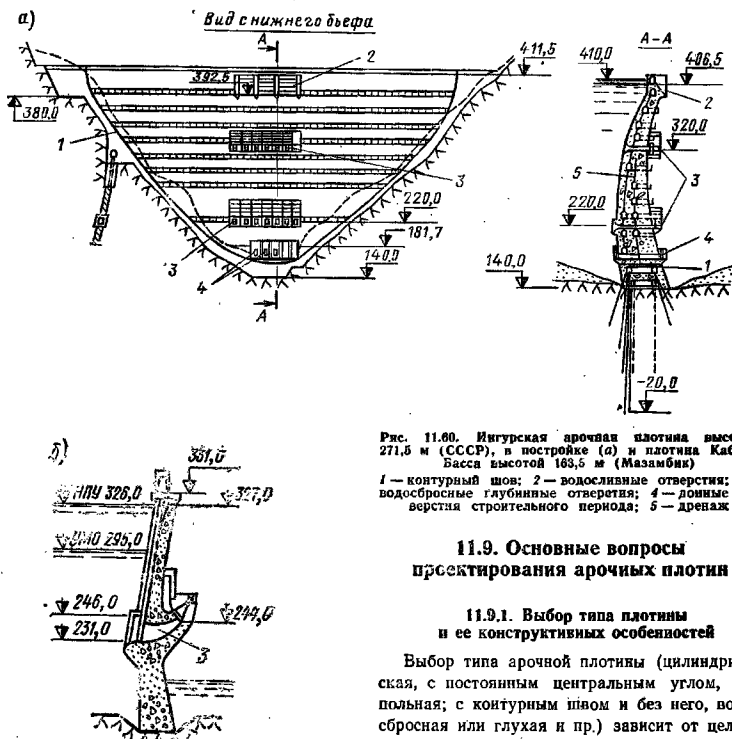


Рис. 11.60. Ингурская арочная плотина высотой 271,5 м (СССР), в застройке (а) и плотина Кабора Баса высотой 163,5 м (Мозамбик)
1 — контурный шов; 2 — водосливные отверстия; 3 — водосбросные глубинные отверстия; 4 — домные отверстия строительного периода; 5 — дренаж

11.9. Основные вопросы пресектирования арочных плотин

11.9.1. Выбор типа плотины и ее конструктивных особенностей

в том числе вблизи основания около цементационной завесы — шов является организованной трещиной; придание большей симметрии собственно плотине — куполу, регулирование при проектировании напряжений на скалу в зависимости от ее качества путем изменения ширины «седла» и т. д. — см. далее) путем снижения степени статической неопределенности конструкции. Во многих плотинах, особенно толстых, как итальянских (Фрера и др.), так и особенно швейцарских (Туль, Онгрэн) незацементированными остаются лишь участки швов около верховой грани (или вообще лишь на этом участке устраняется шов), т. е. швы эксплуатационного периода проходят не на всю толщину плотины и являются «швами-надрезами», которые вообще могут быть как контурными по всему периметру (5 на рис. 11.58, в) или его части (7 на рис. 11.58, в' — как у швейцарских плотин Шинфеней, Туль), так и неконтурными (6 на рис. 11.58, в).

Выбор типа арочной плотины (цилиндрическая, с постоянным центральным углом, купольная; с контурным швом и без него, водосбросная или глухая и пр.) зависит от целого ряда факторов, связанных с местными топографическими, геологическими, строительными, экономическими и другими условиями, а также в определенной мере с традициями данной страны и воззрениями проектировщиков — основными идеями, принятыми ими при проектировании. Существенное влияние на тип и конструкцию плотины может оказать расположение водосбросных сооружений и их тип, а также расположение здания гидроэлектростанции. Так, гребни водосливных плотин со свободно падающими струями иногда сильно наклоняют в сторону нижнего бьефа (плотины Амбнеса; Куробе-4 и др.) с целью отдаления места падения струи от подошвы плотины и уменьшения тем самым вероятности опасного подмыва плотины. В этом случае для получения благоприятного распределения напряжений оказывается целесообразным устройство контурного шва, который обычно предусматривается при таких конструкциях. Однако можно при водосливной плотине (со свободно падающей струей) принять и другие решения: например, не наклонять гребень

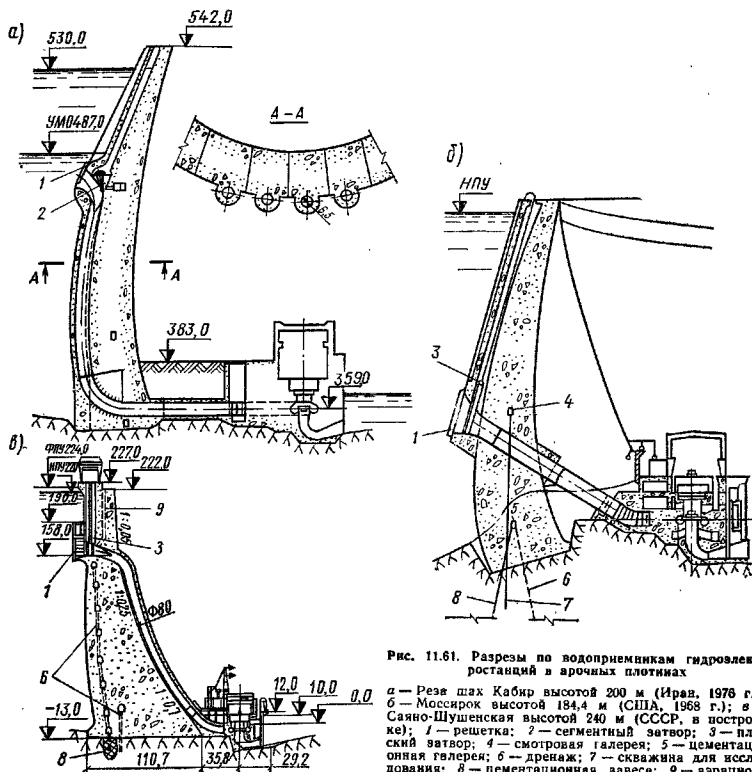


Рис. 11.61. Разрезы по водоприемникам гидроэлектростанций в арочных плотинах

а — Река шах Кабир высотой 200 м (Иран, 1976 г.); б — Москирок высотой 184,4 м (США, 1968 г.); в — Саяно-Шушенская высотой 240 м (СССР, в постройке); 1 — решетка; 2 — сегментный затвор; 3 — плоский затвор; 4 — смотровая галерея; 5 — цементационная галерея; 6 — дренаж; 7 — скважина для исследования; 8 — цементационная завеса; 9 — аэрационная труба

сильно в сторону нижнего бьефа, а устраивать соответствующее крепление в нижнем бьефе (см. рис. 11.65, б); ограничивать удельный расход и напор над гребнем H (часто принимают $H \leq 3,5 \dots 4$ м) и пр. Можно также устроить водосбросные отверстия глубинными (см. рис. 11.60, б), отбросив водосливную струю на значительное расстояние от плотины, при котором яма размыва не будет опасной (плотины Кариба, Морроу Пойнт, Кабора Басса: $h = 163,5$ м); удельные расходы при этом могут быть большими [на плотине Кариба $q = 176 \text{ м}^3/(\text{с} \cdot \text{м})$]. Иногда, но редко, устраивают и развитую водосливную поверхность — при арочно-гравитационных плотинах достаточно полного профиля (водосливные плотины Туритте и Альдеадавила) или при устройстве специальной водосливной плиты в виде быстрого тока-грамплина (плотина Пикоти) либо над зданием гидроэлектростанции (плотина Ова-

Шпин). Ряд арочно-гравитационных плотин (Шастан, Бор и Эгль во Франции, Касителу ду Боди в Португалии) имеют водосбросы типа «лжных трамплинов» [32]. Для Саяно-Шушенского гидроузла приняты глубинные водосбросные отверстия с выпуском потока на низовую грань и с устройством в нижнем бьефе водобойных колодца и стенки [2].

Иногда устраивают как водосливные, так и глубинные отверстия (плотины Ингурская — рис. 11.60, а; Куробе-4).

При наличии в нижнем бьефе за плотинной зданием гидроэлектростанции приходится при проектировании тела плотины считаться с расположением водоприемника и трубопроводов — учитывать ослабление плотины трубопроводами, вопросы их монтажа и пр. Применять очень тонкие плотины при трубопроводах больших диаметров становится затруднительным, в соответствующих случаях

предпочтительнее оказываются более простые слабо искривленные в вертикальных сечениях извыевые грани плотины (пример — Саяно-Шушенская плотина — рис. 11.61, в) и т. п. В ряде случаев нашли применение конструкции с заглубленными водоприемниками и трубопроводами, проложенными сначала по верховой грани, а затем в нижней части тела плотины (плотины Нагавадо, Мидопо, Кырджали, Реза шах Кабир — рис. 11.61, а). В этом случае трубопроводы работают в благоприятных условиях, а плотина ослабляется отверстиями в нижней, толстой, обычно менее напряженной части. Однако осмотр верховой части трубопровода затруднен. Может быть применена и более простая конструкция с коротким трубопроводом, как на плотинах Моссинок (рис. 11.61, б) и Вальдекапьяс (трубопровод в пробке). Недостаток такой схемы — значительное заглубление входа или (при несколько меньшем заглублении) прокладка трубопроводов в более напряженной средней части плотины, иногда высокие башни водоприемника (плотина Вальдекапьяс).

11.9.2. Предварительное определение основных параметров плотины

На предварительных стадиях проектирования бывает необходимо приближенно, но без большой погрешности наметить основные параметры плотны и подсчитать ее объем. С этой целью обычно пользуются методом аналогов, используя в качестве аналога одну из построенных или запроектированных арочных плотин соответствующего типа, находящуюся в примерно аналогичных условиях — при близких к заданным отношении L/h , форме ущелья, высоте плотны, геологических условиях и пр.

Выбрав аналог, принимают для проектируемой плотины тот же или примерно тот же коэффициент стройности $\beta = b/h$ и вписывают плотину в данном створе, придерживаясь насколько возможно характеристик аналога (центральных углов и пр.).

По методу Бюро мелиораций США, ориентировочный профиль арочной плотины в ключе можно принять по схеме, приведенной на рис. 11.62, при этом толщина плотины по гребню b_g и по подошве b соответственно составляют:

$$b_g = 0,01(h + 2L_1);$$

$$b = \sqrt[3]{0,0012hL_1L_2(h/122)}, \quad (11.65)$$

где h — высота плотины; L_1 — длина хорды верхней арки; L_2 — длина хорды нижней арки, расположенной на высоте $0,05h$ от подошвы; все размеры даются в метрах.

Остальные размеры указаны на рис. 11.62. Примерный объем бетона арочной плотины,

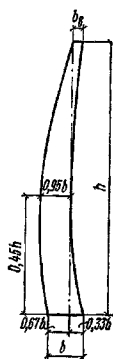


Рис. 11.62. Профиль центральной косынки плотины по методу Бюро мелиораций США

м³, по этому методу равен:

$$V = 0,000177h^2L_2 \frac{(h + 0,8L_1)^2}{L_1 + L_2} + 0,0108hL_1(h + 1,1L_1). \quad (11.66)$$

Зависимость (11.65) и (11.66) получены при $30 \text{ м} < h < 370 \text{ м}$, $30 \text{ м} < L_1 < 1825 \text{ м}$ и $4,5 \text{ м} \leq L_2 < 370 \text{ м}$.

Имеются и другие методы для предварительного установления основных параметров арочных плотин (см. [2]).

11.9.3. Учет топографических условий

При расположении плотины в плане надо стремиться к тому, чтобы плыты надежно опирались на борта ущелья и не «подрезались» бы вследствие резкого расширения ущелья в плане, наличия оврага или резкого поворота реки. В подобных случаях, особенно если имеются опасения в отношении устойчивости того или иного берегового примыкания, следует располагать плотину не в самом узком створе перед расширением долины, а несколько выше по течению.

Важно стремиться к тому, чтобы ущелье было по возможности симметричным, так как напряженное состояние симметричной плотины благоприятнее, чем несимметричной. При несимметричных ущельях обычно проводят ряд мероприятий, направленных к тому, чтобы существенно уменьшить или исключить несимметрию. К таким мероприятиям относятся: 1) дополнительная выемка скалы, выравнивающая поперечное сечение ущелья в месте расположения плотины; 2) устройство в нижней узкой части ущелья «пробки» — бетонной конструкции, более толстой, чем плотина (а следовательно, более жесткой и значительно менее

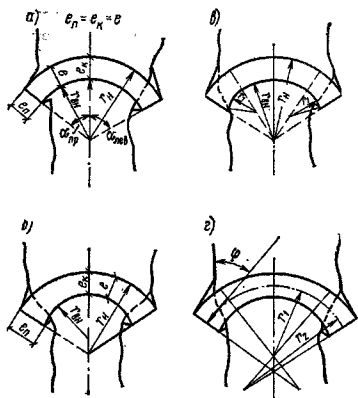


Рис. 11.63. Схемы арочных козед

а — круговая арка постоянной толщины; б — круговая арка, постепенно утолщающаяся к пьсам (верховая и низовая грани очерчены из разных центров); в — круговая арка с местным утолщением пьт (низовая грань — трехцентровая); г — трехцентровая круговая арка (переменной толщины)

деформирующейся под нагрузкой), как бы «дополняющей» скальное основание (см. рис. 11.58, е); 3) устройство береговых гравитационных устоев (одного или двух), «дополняющих» скальные берега (см. рис. 11.58, в); 4) устройство контурного шва, устраивающего или уменьшающего несимметричность собственно арочной (обычно в этом случае купольной) части плотины; «седло» (см. рис. 11.58, а) является в данном случае как бы продолжением основания, часть его в соответствующих случаях, по существу, может быть «пробкой» или устоем.

Обычно разница между $\alpha_{лев}$ и $\alpha_{пр}$ (рис. 11.63, а) не превышает 7—10°.

Как при симметричном, так и при несимметричном устье на работу плотины и ее объем оказывает влияние форма поперечного сечения долины в створе плотины. При треугольном устье при одинаковом отношении L/h получается более экономичное решение, с меньшим объемом бетона, чем при устье прямоугольном, трапециевидном или U-образном. Устья Y-образной формы благоприятны в том отношении, что к низу пролеты арок еще более уменьшаются, чем при треугольных устьях, однако они имеют тот недостаток, что в случае достаточно значительной выпуклости очертания каньона внутрь в зонах А (см. рис. 11.57, в) происходит местное увеличение напряжений, особенно неприятное при больших напорах. Поэтому в таких случаях нередко устраивают контурный шов, причем под-

следний выполняют, как правило, без выпуклости внутрь устья. При резком расширении каньона в верхней части устраивают устои (см. рис. 11.58, в), которые при контурном шве могут служить частью «седла». Весьма неблагоприятны резкие изменения в профиле устья, у которых возникают местные напряжения, иногда значительные. Здесь принимаются меры, указанные при рассмотрении несимметричных устьев — устройство пробок, устоев, дополнительная выемка скалы, устройство контурного шва.

11.9.4. Учет геологических условий

Надежность работы арочных плотин в весьма значительной степени зависит от того, насколько полно учтены при их проектировании геологические условия. Арочные плотины во многих случаях приходится строить в сложных геологических условиях, которые требуют проведения соответствующих мероприятий по укреплению скалы (укрепительная цементация, анкеровка скалы, бетонирование трещин и пр. — см. гл. 2 и 10) и противофильтрационных мероприятий (прогнвофильтрационные и дренажные завесы — см. гл. 4 и 10).

Арочные плотины нередко приходится строить на основаниях низко модульных (плотины Шинфенен, Курнера и др.) — в том числе анизотропных (плотина Ружанель) — и разно модульных (плотины Куробе-4, Ингурская и др.). Деформации и напряжения в плотине довольно значительно увеличиваются по мере уменьшения $n = E_{ска}/E_{пл}$ при $n < 0,15 \dots 0,2$. В определенных условиях «жесткие» основания могут вызвать менее благоприятное напряженное состояние арочной плотины, чем основания «податливые» [2]. Иногда считают наиболее желательным $n = 0,33 \dots 0,5$.

Существенное влияние на напряженное состояние плотины может оказать неоднородность упругих характеристик скалы по контуру плотины, причем наличие сильно податливых зон, не воспринимающих в большой мере нагрузку, ведет к перегрузке плотины в местах опирания на более жесткие породы и в соответствующих случаях требует для улучшения работы сооружения проведения тех или иных мероприятий — устройства более широкой опорной части (подушки, седла) в зоне слабой породы (см. рис. 11.59, б), «столбов», проходящих через слабую породу (см. рис. 11.58, в) [в одном из вариантов Ингурской плотины «столбы» проходят слабую зону с $E_{ска} = 2$ ГПа (20 тс/см²) при модулях деформации прочной скалы 8 и 13 ГПа (80 и 130 тс/см²)], «выпячивающей» верхней арки, формируемой шва-

ми-разрезами и отсутствием упора в скалу в верхней части плотины (см. рис. 11.58, е), как это сделано на японской плотине Куробе-4, и пр.

Большое внимание при проектировании плотины должно уделяться анализу работы береговых примыканий, особенно при скале, обладающей значительными дефектами: проводят приближенные расчеты береговых примыканий [2, 7, 22, 46], а при лабораторных исследованиях в соответствующих случаях на моделях воспроизводят основные трещины и ослабленные зоны, блочность скалы, причем моделируют сдвиговые характеристики в трещинах; модели исследуют не только в «упругой» стадии работы, но и доводят до разрушения, что позволяет приближенно оценить запас прочности (устойчивости) комплекса плотина — основание, получить представление о наиболее слабых местах этого комплекса и, если это будет признано необходимым, наметить мероприятия по улучшению работы сооружения.

11.9.5. Очертание арочных колец в плане, центральные углы, очертания плит

Наиболее простыми являются круговые арки с постоянной толщиной $e = e_n = e_p$ (см. рис. 11.63, а) в рассматриваемом сечении, перпендикулярном образующей свода. Такие арки применяются во многих плотинах, особенно в узких створах при треугольной форме ущелья. При небольшой высоте ($h=47$ м) круговые арки применены на плотине Шиффенен в широком створе ($L/h=7,87$).

С целью уменьшения напряжений в пяте, что особенно важно при относительно слабой скале, и получения меньшего различия напряжений в пяте и ключе в современных плотинах часто утолщают арки к пятам, переходя к более сложным очертам: круговым неконцентрическим, напорная и низовая грани которых описаны из разных центров (рис. 11.63, б), трехцентровым (рис. 11.63, в), очерченным по логарифмической спирали, параболе, эллиптической гиперболе и другим кривым. Обычно при этом арки утолщают от ключа к пятам по тому или иному закону (например, у плотины Вуглан толщина от ключа к пяте изменяется по параболе пятой степени). Применение таких очертаний арок связано в основном со стремлением получить более равномерное распределение напряжений в конструкции и более благоприятное сопряжение арок с берегами — под большим, чем при обычных круговых арках, углом φ (см. рис. 11.63, в), что способствует устойчивости примыканий, хотя и нес-

колько увеличивает давление на берега. В ущельях Y-образной формы иногда рекомендуется устраивать арки в нижней части круговыми, а в верхней, расширяющейся, — параболическими (по параболе до пятой степени включительно — в зависимости от рельефа местности); последние могут оказаться рациональными и в треугольных ущельях [32]. При проектировании индийской купольной плотины Идикки применены параболических арок позволило обойтись без береговых устоев и дать заметную экономию.

Применение эллиптических арок в проекте австрийской плотины Шлейгес позволило при большом отношении L/h (5,65) передать на арки значительную часть нагрузки и разгрузить консоли. Эллиптические оси арок нашли применение для купольных плотин и при меньших L/h (плотины Валь-Курнера, Контра) [2].

Целесообразным может быть очертание осей арок и по эллипсе Эйлера. По исследованиям А. Л. Моженининова и А. Д. Кауффмана*, при эллипсе Эйлера напряжения в арке (постоянной толщины) более равномерно распределены по толщине и меньше (примерно на 30 % для наибольших значений), чем в круговой арке (одноцентрковой).

Для отыскания рациональных очертаний арок в настоящее время используют и модельные исследования.

Отношение толщины арок в пяте и ключе в современных плотинах обычно бывает в пределах 1—1,5, часто 1,2—1,3 и является переменным для различных арочных колец.

В случае наличия «седла» у плотины с контурным швом (см., например, рис. 11.59, б), а иногда и без такого шва непосредственно у скалы предусматривают дополнительное местное утолщение плотины, уменьшающее напряжения на скалу.

Центральные углы арок $2\alpha_0$ (см. рис. 11.57) или $\alpha_{np} + \alpha_{лв}$ (при несимметричных арках — см. рис. 11.63, а) назначают с учетом топографии местности из условия получения минимальных объемов бетона и скальных выемок при допустимых напряжениях в бетоне и при надежной работе скальных массивов береговых примыканий. С целью улучшения напряженно-состояния плотины следует стремиться к увеличению центральных углов, но из условия получения минимального или близкого к минимальному объема бетона не надо их принимать больше 133—140°. Для улучшения работы береговых примыканий полезно уменьшение центральных углов $2\alpha_0$ (или увеличение угла

* См. Изв. ВНИИГ, 1966, № 82.

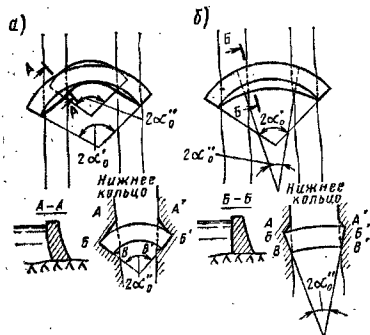


Рис. 11.64. Схема «вписывания» арочных колец при треугольном устье
 а — при больших центральных углах $2\alpha_0$ в нижней части ($2\alpha_0'' < 2\alpha_0$); б — при малых центральных углах $2\alpha_0$ в нижней части ($2\alpha_0'' > 2\alpha_0$)

ϕ — см. рис. 11.63,з). В нижней части плотин значительное уменьшение углов $2\alpha_0$ часто оказывается целесообразным и из условия надлежащего вписывания толстых арок без чрезмерно больших скальных выемок (см. ABV и $A'B'V'$ на рис. 11.64, а и б — в случае б — выемки меньше) и неблагоприятного очертания нижних зон «консолей» (см. разрезы $A-A$ и $B-B$ на рис. 11.64), особенно при Y - и V -образных устьях.

Для верхних арок (у гребня) центральные углы обычно принимают в пределах $100-120^\circ$, иногда несколько больше (например, $131^\circ 25'$ у плотины Рио Фредо) или меньше (например, 89° у плотины Лимберг). Книзу центральные углы обычно постепенно уменьшают, достигая для нижних арок $65-85^\circ$, а иногда и меньше (34° у плотины Публико; $13^\circ 30'$ у плотины Рио Фредо).

11.9.6. Формы вертикальных сечений (консолей)

Для плотины с постоянным центральным углом характерны сечения центральной консоли с толщей поверху меньшей, чем понизу, и с вертикальной или почти вертикальной нижней гранью — на всей ее высоте, за исключением утолщенной нижней части, в которой центральные углы уменьшаются (см. рис. 11.57, а). Для цилиндрических плотин, особенно эрозионно-эвационных, характерны сечения консолей с вертикальной или близкой к вертикальной верхней гранью и наклонной прямой или слегка криволинейной нижней гранью (см. рис. 11.57, б). Купольные плотины

имеют достаточно резко выраженные искривления консолей, обычно утолщающихся кверху (см. рис. 11.57, в).

Изменение толщины консолей по высоте принимают плавным, часто по тому или иному аналитическому закону, например по квадратичной параболе (пример — итальянская плотина Тальваккна, $h=77,12$ м, 1960 г.), по линейному закону, по экспоненте и др.

При широких долинах с $L/h \geq 3,5 \dots 4$ в целях уменьшения консольных напряжений и надлежащей нагрузки арок нередко уменьшают жесткость консолей, устраивая их постоянной или близкой к постоянной толщине — с утолщением гребня (купольные плотины Шиффенен, Кармба, Валле ди Лей, цилиндрическая плотина Гранжап, $h=57$ м, $L/h=3,51$ и др.). С той же целью устраивают (притом не только в широких створах) и швы-надрезы у основания (плотина Шиффенен) или горизонтальные швы-шарниры (4 на рис. 11.58, б; подобные швы имеет цилиндрическая плотина Мулен-Рябу с $L/h=10$).

При водосливных плотинах, как уже указывалось, нередко наклоняют центральную консоль, смещая гребень в сторону нижнего бьефа с целью отдаления места падения струи от плотины. Полезна такой наклон и при возможности сейсмических толчков со стороны нижнего бьефа при пустом водохранилище, что учитывалось при проектировании ряда плотин.

Статически достаточно рациональные очертания консолей купольных плотин могут быть получены на основе модельных исследований, в том числе с тонкими мембранами, загружаемыми гидростатической нагрузкой.

При выборе очертаний искривленных консолей необходимо учитывать их работу в строительных условиях. Арочные плотины возводят отдельными столбами, разделенными временными усадочными швами I (рис. 11.65, а), которые после завершения усадки бетона (обычно через несколько месяцев — до 6–8 мес) заделывают (цементируют или бетонируют) при невысокой положительной температуре (нередко $3-5^\circ\text{C}$), а в ряде случаев при температуре, близкой к средней многолетней. При довольно сильно искривленных консолях их возводят не сразу на всю высоту, а ярусами, заделывая временные швы до начала бетонирования следующего яруса консоли. Высоту яруса при этом устанавливают из условия соблюдения требований прочности (см. гл. 10) в нижнем сечении консоли данного яруса (при несамонесущих межстолбчатых швах) от действия собственного веса и других сил (например, сейсмических; при последних в расчетах учитывают раскрытие строительных

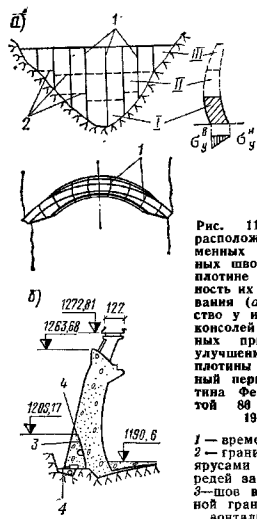


Рис. 11.65. Схема расположения временных вертикальных швов в арочной плотине и очередность их замоноличивания (а) и устройство у искривленных консолей специальных приливов для улучшения работы плотины в строительный период (б—плотина Фервора высотой 88 м., ЮАР, 1972 г.)

1 — временные швы; 2 — границы между ярусами I—III отдельных ваделки швов; 3 — шов вдоль вертикальной грани; 4 — горизонтальные швы

швов и трещин), действующих в период строительства.

Иногда для того, чтобы в строительных условиях в определенной мере избежать указанных ограничений и обеспечить надежную работу искривленных консолей до замоноличивания вертикальных временных швов, устраивают соответствующие приливы со швами (рис. 11.65, б) или опоры-контрфорсы, поддерживающие в строительный период искривленные столбы и отделенные от опорных подушек швами. В эксплуатационный период плотина работает искривленным расчетным профилем без значительных растягивающих напряжений, которые возникли бы при монолитной утолщенной лицевой части плотины и приливы бы к возникновению нежелательных трещин.

11.9.7. Вписывание плотины

«Вписывание» арочной плотины в местность (ее «посадку») выполняют при проектировании с учетом выбранного типа арочной плотины (купольная, цилиндрическая и т. д.) и принципиальных идей, заложенных в основу рассматриваемого варианта (например, стремление обойтись без береговых устоев и применение в связи с этим параболических арок, стремление избежать неблагоприятных в производственном отношении нависаний консолей и больших врезок в скалу — см. рис. 11.64, и пр.), а также, очевидно, топографических и геоло-

гических условий — принимая во внимание соображения, отмеченные в пп. 11.9.1—11.9.5. При этом удобно построить план в горизонтальных поверхности здоровой скалы (рис. 11.66). При вписывании арочных колец пяты арок нигде не должны выходить за границы здоровой скалы. Например, для арочного кольца на отм. 250 точки А и В должны находиться на пунктирных горизонталях 250 м или должны быть несколько смещены в сторону берегов, если целесообразны некоторые дополнительные съемы скалы из условия придания плотине большей симметричности (см., например, зону С на рис. 11.66).

Для получения наглядного представления о характере врезок в скалу и суждения о том, нет ли неблагоприятных «подрезов» пят, строят планы-срезы на различных отметках, а также сечения консолей (см. рис. 11.66). Если пяты арок расположены недостаточно надежно, а консоли получаются недостаточно плавно очерченными или не удовлетворяют принятым требованиям (например, имеют нежелательные нависания — если не принимаются специальные меры, указанные в п. 11.9.6), вписывание арок корректируют — несколько изменяют центральные углы, положения центров и т. д. Последние обычно располагают на плавной кривой, а при симметричных устьях — на прямой линии.

Границы здоровой скалы и границы врезки плотины наносят и на поперечном разрезе ее створа (см. рис. 11.66). При проектировании такие разрезы нередко делают по разверткам по низовой и верховой граням, по оси плотины.

При вписывании арок рассматривают целый ряд вариантов, причем на предварительных стадиях проектирования широко используют аналоги (при назначении толщин плотины и других ее параметров); применяют также приближенные расчеты [2, 32]. Затем рассчитывают плотину как пространственную конструкцию (см. далее) и проводят лабораторные исследования, на основе которых определяют напряжения в плотине и делают суждение о необходимости внесения тех или иных изменений в ее очертания.

11.9.8. Конструктивные мероприятия по улучшению напряженного состояния плотины и основания; принцип непрерывности

Конструктивные мероприятия, направленные на улучшение напряженного состояния плотины (на выравнивание в ней напряжений) и основания, могут быть различными:

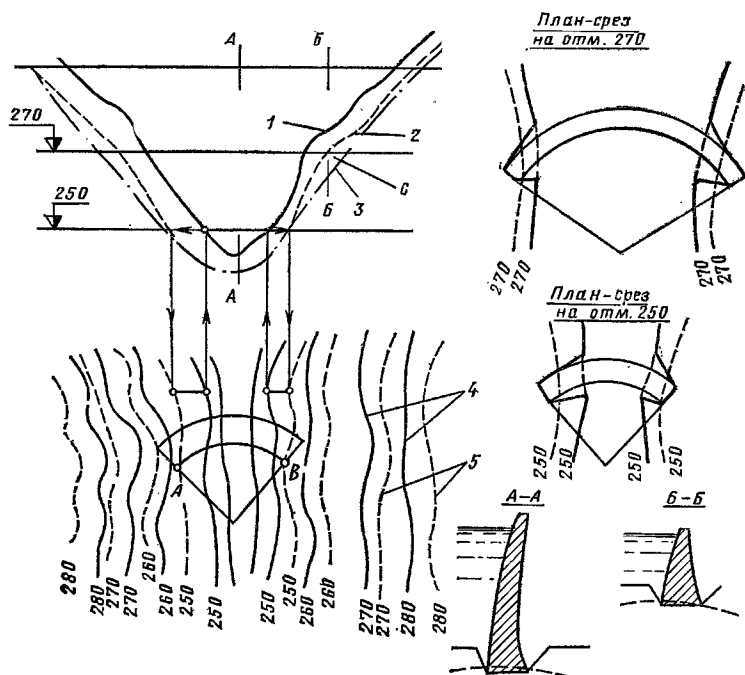


Рис. 11.66. Схемы к «вписыванию» арочных колец в местность

1 — поверхность скалы; 2 — граница здоровой скалы; 3 — граница врезки плотины; 4 — горизонтали поверхности местности; 5 — горизонтали поверхности здоровой скалы

1) придание плотине симметричности (или меньшей несимметричности, чем получающаяся в данном створе без специальных мероприятий, — устройства дополнительных врезок, устоев и пр.);

2) придание плотине (аркам, консолям) статически рациональных очертаний, приближающихся к «безмоментным» (для идеализированных расчетных схем) при основных нагрузках;

3) придание элементам плотины плавных очертаний с целью уменьшения местных напряжений;

4) понижение степени статической неопределенности (и жесткости) конструкции путем устройства различных швов и шарниров, упругих прокладок, зон с низкомодульным бетоном; перераспределение усилий и напряжений с помощью этих мероприятий, снятие значительных растягивающих напряжений, могущих привести к образованию трещин; применение конструкций и мероприятий, перераспределяю-

щих напряжения в основании и берегах с учетом их упругих и прочностных характеристик (устройство «седла», утолщенных пят и уширенных подушек, швов-надрезов, швов-разрезов и пр.);

5) применение предварительного напряжения;

6) устройство теплоизоляции для уменьшения температурных воздействий на сооружение.

Придание элементам плотины плавных очертаний (постепенное, не резкое изменение ее геометрических параметров) позволяет уменьшить местные напряжения. Такой подход к проектированию — с соблюдением так называемого «принципа непрерывности» — широко применяют итальянские инженеры (рис. 11.67). При этом с основанием и берегами плотину сопрягают по плавному контуру, собственно арке, отделенной от «седла» контурным швом, придают очертание без резких изменений и по возможности симметричное, профили консолей

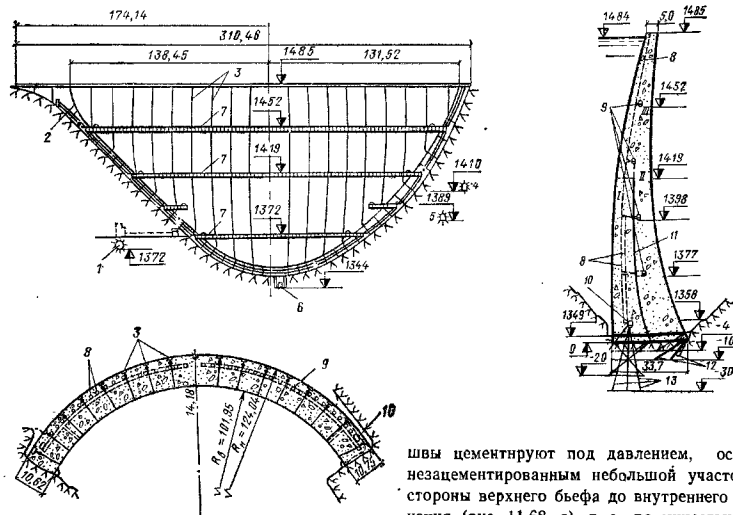


Рис. 11.67. Плотина Фрера высотой 138 м с контурным швом (Италия, 1959 г.)

1 — туннель водосброса; 2 — контурный шов; 3 — временные усадочные швы; 4, 5 — туннели; 6 — донный водовыпуск; 7 — служебные мостики; 8 — дренаж тела плотины; 9 — смотровые галереи; 10 — контурная галерея; 11 — строительный продольный шов, цементуемый; 12 — дренаж основания; 13 — противофильтрационная завеса; 1, II, III — очереди строительства

выполняют без изломов, смотровые галереи часто устраивают с плавным оvoidальным поперечным сечением, временные усадочные швы располагают по направлениям, близким к траекториям главных нормальных напряжений, с пересечением контурного шва и поверхности скалы под достаточно большими углами, равными 90° или близкими к этой величине (хотя это и несколько усложняет производство работ, требуя определенного порядка бетонирования столбов, с опережением расположенных в центре долин во избежание скольжения расположенных на склонах столбов по контурному шву в направлении к середине ущелья).

«Принципа непрерывности» вообще следует придерживаться, но в разумной мере — иная, где это возможно на основе анализа вероятных местных напряжений, на некоторое упрощение очертаний элементов плотины (например, временных швов).

Устройство контурного шва, являющегося организованной трещиной, защищенной от проникновения воды соответствующим уплотнением, дает возможность получить ряд преимуществ, указанных ранее. Обычно контурные

швы цементуют под давлением, оставляя незацементированным небольшой участок со стороны верхнего бьефа до внутреннего уплотнения (рис. 11.68, а), т. е., по существу, превращают шов в шов-надрез. Иногда (например, у итальянских плотин Люмней и Борегар) в контурном шве выполняют битумную смазку (рис. 11.68, б). При не слишком тонких плотинах, в которых нельзя рассматривать шов в качестве шарнира, и когда не требуется обеспечение возможности горизонтальных смещений плотны по «седлу» или пробке, вряд ли целесообразно выполнять битумную смазку на всем протяжении шва; в таких случаях предпочтительнее следует отдавать цементуемому шву, что обычно и делается. При этом имеющегося небольшого незацементированного участка шва обычно бывает достаточно для снятия растягивающих напряжений у верховой гранн в зоне шва.

Как уже указывалось, контурные швы могут быть и частичными — расположенными лишь на части контура (см. рис. 11.58, в'), например на плотинах Шинфенеи, Лауза и Туль, построенных в широких створах, Куробе-4

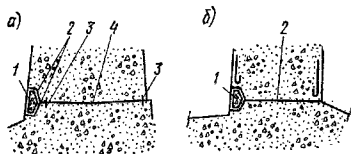


Рис. 11.68. Схемы контурных швов

а — зацементированного; б — с битумной смазкой; 1 — наружное уплотнение; 2 — битумная смазка; 3 — внутреннее уплотнение; 4 — зацементированная часть шва

(см. рис. 11.58, е) и др. Здесь такие швы снижают жесткость центральных консолей, уменьшая этим консольные напряжения и создавая более благоприятное распределение напряжений — без образования растягивающих напряжений у верховой грани в зоне вблизи проиофильтрационной завесы.

Обычно такие швы являются швами-надрезами, так как располагаются лишь у верховой грани. При этом швы могут быть как незацементированными за верховым уплотнением (плотина Лауза), так и цементируемыми (например, на плотине Туль предусмотрена возможность цементации шва в будущем, на плотине Куробе-4 шов за уплотнением зацементирован).

Контурные и частичные контурные швы цементируют обычно после некоторого наполнения водохранилища и, следовательно, некоторого «обжатия» плотины.

Членение плотины на пояса швами иногда применяют при устройстве шарнирных или скользящих швов (см. рис. 11.58, б). Плотина из трехшарнирных арочных поясов, разделенных скользящими швами, является статически определенной и в ней при основных нагрузках отсутствуют растягивающие напряжения, а сжимающие напряжения распределены весьма равномерно по сечениям (неравномерность до 10 %). Очень мало могут влиять на напряженное состояние такой плотины изменения температуры окружающей среды, смещения берегов (при горизонтальных швах, расположенных с учетом характера деформативности скалы), усадка и набухание бетона.

По некоторым проектным проработкам сокращение объема бетона при такой конструкции (по сравнению с «обычной» арочной плотиной без швов и шарниров) может достигать 30—50 %. Шарниры рекомендованы ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева в виде местных симметричных ослаблений сечений арки на 60 % с соответствующим армированием.

Горизонтальные скользящие швы (см. рис. 11.58, б) предлагается выполнять с прослойками графитовой или битумной мастики либо другого пластичного малосжимаемого материала.

Улучшения напряженного состояния плотины можно достигнуть также с помощью шарниров в виде упругих прокладок или податливых прослоек из армированных резиновых либо полимерных материалов, слоев низко модульного бетона и т. п. [2, 17]. Такие конструкции заслуживают дальнейшего изучения. Податливые прослойки могут дать положительный эффект и как мера снятия местной концентрации напряжений в зоне расположения «жестких» пачек скалы.

Форма контурных и межпоясных швов по толщине плотины может быть различной. Если ставится условие свободы смещений сосед-

них элементов, сопрягаемых швом, то шов обычно устраивают плоским (см. рис. 11.68, б); в противном случае швы делают искривленными («люлечного» типа — см. рис. 11.58, а) или полигональными с уступом, воспринимающим сдвигающее усилие.

В некоторых случаях конструктивным мероприятием, направленным на улучшение напряженного состояния плотины, может служить устройство продольных швов в сочетании со швами-надрезами — если эти продольные швы оконтуривают низ верховой части расчетной купольной плотины с благоприятным напряженным состоянием. Примерами являются плотины Каковьякя и Ферворд (см. рис. 11.65, б).

Для благоприятного изменения напряженного состояния плотины при разномодульном неоднородном ее основании могут быть использованы швы-разрезы (см. рис. 11.58, е) [17].

В целом следует отметить эффективность и перспективность применения различных швов и шарниров в соответствующих случаях, особенно как меры борьбы с неблагоприятным влиянием несимметричности ущелья и неоднородности основания. Однако надо иметь в виду, что не всегда может быть целесообразным (например, в сейсмических районах) чрезмерное членение сооружения и понижение его жесткости и что швы и шарниры требуют тщательного выполнения, являясь до некоторой степени «слабыми местами» (требуются меры обеспечения водонепроницаемости и пр.) и в ряде случаев несколько усложняя производство работ.

Для улучшения напряженного состояния плотины, особенно при возможности неравномерных смещений основания, а также для повышения надежности работы последнего иногда применяют предварительное напряжение, создаваемое домкратами (плотины Кача, Болесар, Нембе Фолас) [2, 7].

Устройство теплоизоляционных стенок как мероприятие, предназначенное для улучшения напряженного состояния плотины и повышения долговечности бетона, нашло применение в норвежских арочных плотинах, работающих в довольно суровых климатических условиях и имеющих небольшие толщины (1,2—4,3 м) [29]. Стенки обычно выполняют сборными из железобетонных плит, располагаемых на небольшом расстоянии от низовой грани (на плотине Юван 80 см) — для образования воздушного прослойка — на специальных горизонтальных опорах; заслуживает внимания и применение различных современных эффективных теплоизоляционных материалов (пенопласта, пенобетона, пенооксидных составов и др.); в некоторых случаях может оказаться

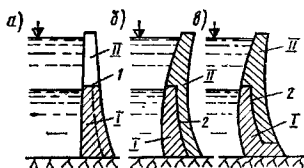


Рис. 11.69. Схемы возведения арочной плотины в две очереди

a — при горизонтальном шве между бетоном I и II очереди строительства; *b, в* — при продольном шве между бетонной кладкой I и II очереди строительства; 1 — горизонтальный шов; 2 — продольный шов

целесообразным электрообогрев пространства между стенкой и низовой гранью.

11.9.9. Возведение плотины в несколько очередей (наращивание)

В ряде случаев оказывается целесообразным возводить плотину в несколько очередей. Практически, если не идти на сработку водохранилища в период второй (или последующей) очереди строительства, что обычно бывает целесообразным, могут быть две основные схемы указанного поэтапного возведения плотины: 1) достройка плотины без увеличения ее толщин в пределах I очереди строительства (рис. 11.69, *a*); 2) достройка плотины с увеличением ее толщин в пределах I очереди строительства, т. е. образование продольного шва между бетонной кладкой I и II очередей строительства (рис. 11.69, *b, в*). Первая схема была принята, например, в проекте плотины Неговану, вторая — при строительстве плотины Белч, Фрера (с отнесением к III очереди возведение плотины выше отметки верха продольного шва), Канкано II, Туль и др.

Обычно стремятся обеспечить монолитность соединения бетона разных очередей строительства, принимая для этого ряд специальных мер (анкеровка, цементация контакта и пр.). Целесообразность такого омоноличивания является спорной как для схемы с горизонтальным швом (см. рис. 11.69, *a*) — учитывая отмеченное выше относительно членения плотины на пояса и скользящих швов, так и для схем с продольным швом (см. рис. 11.69, *b, в*) — учитывая результаты ряда модельных исследований плит с продольным швом, показывающих, что при отсутствии сцепления в шве распределение напряжений в арках благоприятнее, чем при наличии сцепления (плотина Фрера), а коэффициент запаса прочности конструкции на разрушение больше (по одному из вариантов Ингурской плотины в 1,5 раза) [2].

11.10. Конструкции основных элементов арочных плотин

11.10.1. Гребень плотины

Гребень арочной плотины обычно оформляется конструктивно аналогично гребню гравитационных плотин (см. гл. 10 и п. 11.1.1).

11.10.2. Швы

А. Временные радиальные усадочные швы.

Эти швы бывают трех типов: цементруемые (рис. 11.70, *a*), бетонируемые (рис. 11.70, *б*) и комбинированные (рис. 11.70, *в*).

В современных арочных плотинах в большинстве случаев применяют цементруемые швы (шириной несколько миллиметров, образующиеся при усадке и остывании бетонных блоков, бетонируемых «враспор»), как наиболее простые и в то же время достаточно надежные при современных способах цементации швов и качественном ее выполнении. Швы цементуют несколько раз — иногда до четырех. Необходимость неоднократной цементации особенно характерна для купольных плотин, где требуется замоноличивание швов между искривленными столбами до их возведения на полную высоту (см. п. 11.9.6).

Менее удобные в производственном отношении бетолируемые «широкие» (шириной 0,7—1,5 м — см. рис. 11.70, *б*) и комбинированные

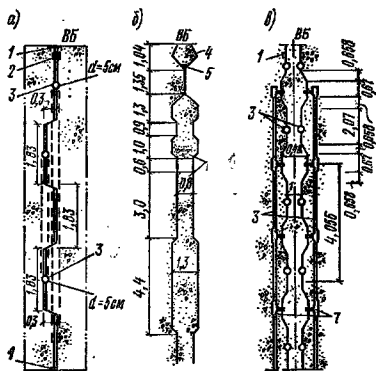


Рис. 11.70. Временные усадочные швы

a — цементруемый; *б* — бетонируемый (плотина Сарран); *в* — комбинированный (плотина Марез); 1 — металлическое уплотнение; 2 — асфальтовое уплотнение; 3 — цементационные трубы; 4 — железобетонная пробка (наружное уплотнение); 5 — битумная уплотняющая масса; 6 — шов, бетонируемый в холодное время года при высокой положительной температуре (близкой к 0—3°C); 7 — клапаны цементационной системы

(см. рис. 11.70, а) временные швы применяют в настоящее время редко. Бетонируемые швы применяются главным образом в цилиндрических плотинах со столбами, устойчивыми и при незамоноличенных швах на всю высоту плотины.

Расстояние между радиальными усачочными швами обычно принимают в пределах 9,5—18 м, чаще 10—15 м.

Боковые поверхности столбов, разделенные временными усачочными швами, чаще всего имеют геллкоидальное очертание (винтовые поверхности), причем с гранями плотины они пересекаются под прямым углом. У плотин цилиндрических, описанных из одного центра, боковые поверхности столбов представляют собой плоскости. На боковых поверхностях столбов устраняют штрабы — уступы для обеспечения лучшего контакта между столбами.

Б. Контурные швы, швы-надрезы и швы, расчленяющие плотину на пояса. Эти швы в принципиальном отношении достаточно подробно были рассмотрены в пп. 11.9.6 и 11.9.8 и отчасти пп. 11.9.1 и 11.9.2, причем там были отмечены и основные конструктивные особенности этих швов. Уплотнения контурных швов и швов-надрезов бывают различными — как наружными, так и внутренними (см. рис. 11.68). У поверхностей соседних элементов плотины, разделенных швом, обычно ставят арматуру. На некотором расстоянии от верховой грани нередко устраивают дренажную контурную галерею для сбора профильтровавшей воды; эта галерея является одновременно и смотровой. Такая галерея уменьшает местные напряжения в конце швов-надрезов; если галерея в конце швов-надрезов не предусмотрена, надо принять другие меры борьбы с местными напряжениями (надлежащее армирование, закладка в шве труб).

В. Температурные швы и швы-разрезы. Температурные (т. е. незамоноличенные) швы устраивают в том случае, если у берегового примыкания плотины имеется гравитационный открьлок, который воспринимает часть гидростатического давления воды, не передавая его на арку или устой плотины. Температурным швом открьлок отрезается от арки (см. рис. 11.58, е) — или от устоя. Если гравитационный открьлок достаточно длинный, то может потребоваться устройство в нем дополнительных температурных швов. Швы-разрезы, если их не замоноличивают, по конструкции аналогичны таковым для гравитационных плотин на скальных основаниях.

Г. Продольные швы. Эти швы применяют: 1) при большой толщине плотины как вре-

менные замоноличиваемые стронтельные швы, аналогичные швам гравитационных и контрфорсных плотин при «столбчатой» разрезке; 2) при стронтельстве плотины в две очереди или более; 3) в качестве мероприятия, направленного на улучшение напряженного состояния плотины (см. ранее).

При стронтельстве плотины в две очереди или более, как уже указывалось, продольные швы могут быть как замоноличиваемыми, выполняемыми таким образом, чтобы обеспечить связь между бетонной кладкой разных очередей (с анкерами, снабженными муфтами, — плотина Канкано II; расширенные, заполненные окатанным гравием и зацементированные — плотина Туль и др.), так и гладкими скользящими.

Логичным является устройство в гладких швах битумной или другой податливой прослойки. У поверхностей вдоль шва в бетоне иногда укладывают металлическую сетку для ограничения усачочных трещин. Если перед продольным швом отсутствует дренажная система, его дренажируют.

11.10.3. Дренаж тела плотины

С целью организованного отвода воды, фильтрующейся через тело плотины, и недопущения ее выхода на лизовую поверхность (во избежание обмерзания зимой бетона у лизовой грани) проектируют дренаж тела плотины. Устраивают его, как и в гравитационных плотинах, в виде труб диаметром 7,5—30 см с шагом 1,5—4 м. Средний градиент фильтрационного потока для низа дренажа, в соответствии со СНиП 11-54-77, должен быть не более 40.

Многие арочные плотины в мягком климате, особенно тонкие, выполнены без дренажа тела.

11.10.4. Гидроизоляция напорной грани

В современных плотинах при наличии высококачественного бетона требуемой марки по прочности, водонепроницаемости и морозостойкости, укладываемого у напорной грани (см. гл. 10), часто не устраивают специальной гидроизоляции напорной грани. Иногда в целях повышения водонепроницаемости напорную грань все же покрывают гидроизоляцией (см. гл. 10).

11.10.5. Армирование

Как уже отмечалось, железобетонные и относительно сильно армированные арочные плотины применяют редко и арматуру обычно ставят лишь в местах, где могут возникнуть

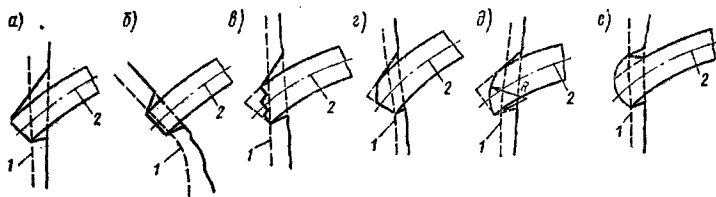


Рис. 11.71. Очертания пяти арок (врезка в берега)

а, б — радиальных; в — ступенчатой; г — со срезкой верхнего угла; д, е — криволинейных (ложкообразная и круговая); 1 — граница здоровой скалы; 2 — ось арок

местные напряжения (у смотровых, водосбросных и других отверстий и галерей в теле плотины, в местах перелома профиля, в устьях нескованных швов и пр.); у наружных поверхностей плотины для ограничения размеров температурных трещин (в виде сетки); в ряде случаев у поверхностей конструктивных швов, например контурных; в верхних арках плотины для восприятия напряжений при боковом сейсмическом воздействии и у подошвы плотины в целях предотвращения образования трещин вследствие концентрации напряжений на отдельных участках в связи с неоднородностью основания и т. п.

Расход арматуры в арочных плотинах обычно не превышает 4—6 кг/м³ бетона; иногда достигает 10—14 кг/м³.

11.10.6. Сопряжение со скалой

Общие вопросы, касающиеся сопряжения плотины со скалой, рассмотрены в гл. 10. Применяющиеся формы сопряжения арок с берегами показаны на рис. 11.71.

«Радиальные» пяты (рис. 11.71, а, б) хорошо соответствуют исходной расчетной схеме арок и, по-видимому, в наибольшей мере вовлекают в работу «на глубинный сдвиг» скалу береговых примыканий. Однако при радиальных пятах небольшие врезки в скалу получаются лишь при примерно радиальном направлении поверхности скалы в зоне опирания (см. рис. 11.71, б). Если же горизонталь примерно параллельна оси долины, то при радиальном очертании пят получаются значительные врезки (см. рис. 11.71, а). С целью уменьшения врезок в скалу, а следовательно, объема скальной выработки и объема бетона, применяют формы пят, показанные на рис. 11.71, в—е.

Довольно распространены пяты по схеме рис. 11.71, г со срезкой верхнего угла.

Центральную часть плотины или ее «седло» либо пробку заделывают в основание до здоровой скалы с учетом рельефа местности. Подошву обычно принимают примерно горизон-

тальной или с некоторым наклоном в сторону верхнего бьфа. Резкие уступы в очертании подошвы вообще нежелательны, так как они вызывают появление неблагоприятных местных напряжений.

Характер сопряжения со скалой береговых консолей соответствует форме сопряжения арок с берегами. Обычно избегают значительного общего наклона подошв консолей в сторону нижнего бьфа.

В разрезе поперек течения реки сопряжение со скалой целесообразно выполнять по плавной линии (см. рис. 11.66) без резких перегибов, уступов и ступеней. Последние могут быть в определенной мере оправданы и допущены в местах перехода к более массивным и жестким («замещающим» основание или часть берега) частям сооружения — пробке, устоям, жесткой части «седла», отделенного от собственно арочной плотины контурным швом, и т. п.

11.10.7. Устой и береговые открышки

Устой бывают двух основных видов: прямые в виде гравитационных стенок, воспринимающих как нагрузку от усилий в пятах верхних колец плотины, так и давление воды непосредственно на верхнюю грань устоя (рис. 11.58, д), и с гравитационными открышками 10, которые дают возможность разгрузить устой от давления воды на его верхнюю грань и противодействия в основании (пространство между устоем и открышкой дренируется), что улучшает работу собственно устоя. Последнее время устои с такими открышками стали применять довольно часто. Нередко в устоях располагают водосбросные отверстия.

Иногда для обеспечения необходимой устойчивости устоя на сдвиг при меньшем объеме бетона его анкеруют в скалу арматурой (плотины Марезж, Гаж и др.).

11.10.8. Эксплуатационные коммуникации

Основные сведения об эксплуатационных коммуникациях бетонных плотин приведены в гл. 10.

Смотровые галереи в теле тонких арочных плотин обычно не устраивают (чтобы сильно не ослабить плотину отверстиями), ограничиваясь служебными мостиками на нижней грани (см. рис. 11.60, а). Горизонтальные смотровые галереи часто соединяют наклонными контурными галереями, проходящими вблизи основания в теле плотины, пробке или «седле», иногда в контурном шве или шве-надрезе. В ряде случаев горизонтальные галереи присоединяют к вертикальным шахтам с лифтам, что является весьма удобным.

11.11. Методы улучшения основания и бортов каньона в месте расположения арочной плотины

Основные вопросы улучшения оснований рассмотрены в гл. 10. Ниже отмечается их некоторая специфика применительно к арочным плотинам.

11.11.1 Устройство противофильтрационных и дренажных завес

Противофильтрационные и дренажные завесы устраивают для предотвращения опасной (или чрезмерной) фильтрации воды в берегах и основании с вымывом заполнителя трещин и значительным увлажнением скальных массивов в нижнем бьефе непосредственно за плотинной, могущими привести в неблагоприятных условиях к недостаточной устойчивости береговых примыканий вследствие понижения сдвиговых характеристик заполнителя трещин при увлажнении, взвешивания и возникновения давления воды в трещинах.

Противофильтрационные завесы в подавляющем большинстве случаев устраивают цементационными. Выполняют их обычно или вертикальными (рис. 11.72, а, з), или наклонными в сторону верхнего бьефа (рис. 11.72, б, в).

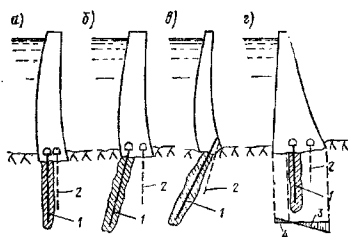


Рис. 11.72. Схемы расположения цементационной завесы

а — вертикальная; б — наклонная в сторону верхнего бьефа; в — то же, при тонкой плотине; з — при наличии растяжения у верхней грани в контактном шве; 1 — завеса; 2 — дренаж; 3 — сжатие; 4 — растяжение

Последнее расположение часто встречается в современных плотинах (плотины Мовуазейн, Контра, Моссарок, Пангола и др.) и является рациональным (если соответствует характеру трещиноватости), так как при нем под плотинной и в берегах несколько увеличиваются зоны скалы с малым фильтрационным градиентом. При назначении положения завесы надо учитывать характер трещиноватости — стремиться пересечь завесой основные трещины.

Для удобства цементационные завесы часто выполняют из специальных цементационных галерей (см. рис. 11.72, а, б, в). В тонких арочных плотинах возможно выполнение завесы и по схеме рис. 11.72, в через бетон со стороны нижнего бьефа.

Важно, чтобы в месте контакта цементационной завесы с бетоном плотины не было растягивающих напряжений, которые могут привести к опасному разрыву завесы и увеличению фильтрации. Если имеется опасность возникновения растягивающих напряжений у верхней грани плотины в контактном шве, можно или перенести завесу несколько ближе к нижнему бьефу в область сжимающих напряжений (см. рис. 11.72, в), или устроить в плотине вблизи основания с верхней стороны шов-надрез (либо контурный шов), как это указывалось в п. 11.9.8, или сместить завесу в сторону верхнего бьефа, расположив ее в начале короткого попура. Направленные скважины завесы в плоскости ее развертки бывает различным в зависимости от характера трещиноватости скалы; при этом применяют и наклонные, и верные скважины.

Цементационную завесу нужно обязательно завести на необходимые расстояния в глубь берегов, чтобы обходная фильтрация не была опасна для устойчивости береговых склонов.

Дренажные завесы (см. рис. 11.72) — очень важные элементы, предназначенные для создания благоприятных условий работы береговых примыканий плотины и склонов в нижнем бьефе у плотины. Они снимают или существенно уменьшают фильтрационные силы и насыщение породы водой, организованно перехватывают профильтровавшуюся воду и отводят ее в нижний бьеф. Их роль особенно велика, если устойчивость склонов в нижнем бьефе около плотины вызывает опасения.

Глубину дренажной завесы принимают несколько меньшей глубины противофильтрационной завесы (примерно 0,5—0,75 глубины последней). Необходимо, чтобы выходные градиенты в дренаж не вызывали суффозии заполнителя трещин (см. гл. 10), а дренажные скважины пересекали преобладающие трещины.

Иногда требуется устройство дополнительных береговых дренажей, особенно в зонах относительно крупных тектонических нарушений, с целью увеличения устойчивости береговых склонов около плотины.

11.11.2. Укрепительные мероприятия

Для укрепления основания и берегов арочных плотин применяют следующие мероприятия: а) укрепительную цементацию скалы и связующую цементацию контакта бетона со скалой; б) расчистку и заполнение бетоном крупных трещин и полостей — сплошное или в виде отдельных пробок или решетки; в) устройство в слабой скале стенок и других элементов для передачи нагрузки от арки на более прочные зоны скалы; г) анкеровку недостаточно надежных массивов скалы и бетона; д) покрытие склонов слоем бетона, шприц-бетоном или торкрета; е) устройство на склонах защитных проволочных сеток и ловильных ограждений (защита от отдельных камней).

При назначении укрепительных мероприятий надо учитывать характер нарушений монолитности скалы — возможные опасные поверхности скольжения в породе, выполняя соответствующие расчеты прочности и устойчивости.

Анкеровка недостаточно надежных массивов скалы и бетона нашла успешное применение в целом ряде случаев в сочетании с другими различными укрепительными мероприятиями.

Покрытие склонов слоем бетона, шприц-бетоном или торкрета в некоторых случаях осуществляют около плотин в местах разрушенной сильно выветрелой скалы. Иногда такое покрытие сочетают с анкеровой (плотина Нагавато).

11.12. Сведения о расчетах арочных плотин и их береговых примыканий

11.12.1. Общие нормативные требования

В соответствии со СНиП II-54-77, арочные и арочно-гравитационные плотины надлежит рассчитывать на прочность, трещиностойкость и устойчивость в соответствии с общими требованиями расчетов по предельным состояниям, приведенными в гл. I и 10. Как и для бетонных плотин других типов (всех классов), расчеты по образованию трещин от температурных воздействий выполняют для всех зон плотин, подверженных температурным воздействиям наружного воздуха в период эксплуатации, и для блоков бетонирования в

строительный период (на температурные воздействия этого периода). При этом расчеты выполняют с учетом возможного раскрытия строительных швов (в соответствии со СНиП II-56-77).

Прочность и устойчивость плотин и ее основания оценивают как на основе расчетов, так и по результатам модельных исследований. Проведение исследований на моделях является обязательным для плотин I и II классов высотой более 60 м, а при применении новых, не испытанных в эксплуатационных условиях конструкций, находящихся в особо сложных геологических условиях, и для плотин всех классов высотой менее 60 м. Расчеты напряженно-деформированного состояния следует проводить с учетом последовательности возведения плотины, омоноличивания ее и графика наполнения водохранилища, используя уточненные расчетные методы (полный метод арокосолей, метод конечных элементов и др.); с учетом трещин и раскрытия строительных швов в соответствующих случаях, причем прочность плотин оценивают по прочности бетона сжатой зоны. Плотины III и IV классов допускается рассчитывать упрощенными методами (арк-центральной консоли, теории тонких оболочек и др.). Эти методы могут быть использованы и для предварительных расчетов плотин всех классов.

Расчеты прочности и устойчивости плотин на сейсмические воздействия следует выполнять, руководствуясь СНиП II-7-81 [8, 34, 40], по линейно-спектральной теории (при высоте h плотин всех классов до 60 м — для первого тона колебаний и отвечающей этому тону собственной форме колебания сооружения; при $h > 60$ м плотин I и II классов — в два этапа: на первом этапе как и для плотин с $h < 60$ м и на втором этапе с учетом нескольких собственных форм колебаний). Направление сейсмических воздействий принимают наиболее неблагоприятное для данного расчетного случая (эксплуатационный или строительный случай, полное или срабатывающее водохранилище и т. д.). При этом прочность плотин проверяют, как указано в гл. 10, с введением в формулу (10.9) коэффициента условий работы $m_{ар}$ (табл. 11.5). Расчеты прочности на сейсмические воздействия следует выполнять с учетом раскрытия строительных швов и трещин.

Расчеты устойчивости береговых скальных упоров арочных плотин выполняют при створах любой относительной ширины. Для плотин в широких створах СНиП II-54-77 предписывают, кроме того, выполнять расчет общей устойчивости плотины совместно со скаль-

ТАБЛИЦА 11.5. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ УСЛОВИЙ РАБОТЫ $m_{ар}$ ДЛЯ АРОЧНЫХ И АРОЧНО-ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИН (ПО СНиП II-54-77)

Расчеты	Условное обозначение коэффициента	Значение коэффициента
Общей прочности арочных и арочно-гравитационных плотин:	по растяжению $m_{ар}^p$	2,4
	по сжатию $m_{ар}^с$	0,9
Общей устойчивости плотин в широких створах при учете основного и особых сочетаний нагрузок без сейсмических воздействий	$m_{арс}$	1,1
		0,8
Устойчивости береговых упоров и общей устойчивости плотин при учете сейсмических воздействий	$m_{арс}$	1,1

Примечания: 1. При наличии нескольких факторов, действующих одновременно, в расчет вводят произведение соответствующих коэффициентов условий работы (например, при расчетах общей устойчивости плотин в широких створах с учетом сейсмических воздействий $m_{ар} = m_{арс} m_{ард} = 1,1 \cdot 1,1 = 1,21$).

2. Для береговых упоров арочных плотин коэффициент условий работы m для основного сочетания нагрузок следует принимать по табл. 1.28.

ным основанием. Необходимость такого расчета представляется недостаточно обоснованной, учитывая данные модельных исследований (см. далее). Общую устойчивость плотин при этом предлагается определять «исходя из наиболее вероятной кинематической схемы перемещения плотины совместно с основанием в предельном состоянии».

В расчетах устойчивости береговых примыканий и напряженно-деформированного состояния основания плотины учитывают усилия, передающиеся от плотины, собственный вес расчетного скального массива (блока), сейсмические и фильтрационные воздействия. При этом надо проводить анализ предельного состояния отдельных скальных блоков, выделяемых с учетом топографических и геологических условий (крупных трещин, их заполнителя и пр.), отыскивая наименее устойчивый блок, расчетом которого и определяют надежность берегового упора.

В расчетах прочности и устойчивости арочных и арочно-гравитационных плотин СНиП II-54-77 предлагают учитывать кроме коэффициентов условий работы m , приведенных в табл. 1.28, коэффициент условий работы $m_{ар}$, приведенный в табл. 11.5. Следует иметь в виду, что приведенный в табл. 1.28 коэффициент условий работы $m=0,75$ для расчета устойчивости арочных плотин представляется заниженным. Судя по характеру работы комплекса

арочная плотина — основание, фиксируемому при исследовании доводимых до разрушения моделей, и опыту в целом успешной эксплуатации таких плотин (за немногими исключениями), нет оснований проектировать этот вид плотин остожнее, с большими запасами, чем бетонные плотины других типов. Расчеты оснований арочных плотин I и II классов (напряженно-деформированного состояния, местной прочности), согласно СНиП II-54-77, должны проводиться в соответствии с указаниями СНиП II-16-76; при этом следует учитывать возможность образования областей пластических деформаций в береговых примыканиях плотины. Если для ослабленных поверхностей (зон) условия прочности не удовлетворяются, надо предусматривать укрепительные мероприятия.

11.12.2. Методы расчета

А. Общие сведения. Существует много различных методов расчета прочности арочных плотин, различающихся как степенью сложности и приближения к действительности основной «расчетной модели», так и способом выполнения самого расчета. В настоящее время для стадий технического проекта и рабочих чертежей применяют достаточно точные методы расчета (с широким использованием ЭВМ), довольно полно учитывающие пространственность работы сооружения; для прикидочных расчетов и предварительных стадий проектирования применяют более простые и менее точные методы расчета.

Б. Методы «независимых» («чистых») арок. В этих методах, наиболее простых и обычно грубо приближенных, плотину мысленно разбивают на ряд независимых друг от друга колец («арок»), обычно горизонтальных, а иногда выделяемых примерно в соответствии с траекториями главных нормальных напряжений («напряженные» арки). Каждую арку рассчитывают на соответствующие нагрузки независимо от других арок. Имеются расчеты для тонких и толстых арок, постоянной и переменной толщины, с различным опиранием, на различные воздействия, с образованием «вторичных» («активных») арок, т. е. с выходом из работы растянутых зон (полностью или частично).

Эти методы, как указывалось, применяют лишь для прикидочных расчетов (иногда на стадии «вписывания» арочной плотины в местность), если плотина фактически не разделена швами на арочные пояса. В последнем (редком) случае такие методы с соответствующим учетом действующих нагрузок и условий опи-

рания, очертаний арок и пр. уже будут соответствовать реальной схеме плотины и могут быть использованы и для основных расчетов.

В. Методы расчета арочных плотин как пространственных систем. В этих многочисленных методах пространственность работы конструкции может быть учтена с разной степенью приближения к действительности. Имеется ряд приближенных способов, которые, как было указано, могут быть использованы для расчета плотин III и IV классов и для предварительных расчетов плотин всех классов. К ним относятся, в частности, методы арок — центральной консоли и методы, основанные на теории тонких оболочек. Более совершенные методы расчета, лучше учитывающие пространственность работы конструкции, применяются для основных расчетов (особенно плотин I и II классов) на стадиях технического проекта и рабочих чертежей. К ним относятся метод «арок-консолей», методы, основанные на использовании теории оболочек, пространственной теории упругости. Большое распространение в мировой практике получил «метод пробных нагрузок»; в последнее время все большее применение находят расчеты, использующие метод «конечных элементов».

В расчетах арочных плотин как пространственных систем можно учесть и образование в плотине «вторичной» системы (вторичных арок и консолей), т. е. выход из работы растянутой зоны полностью или частично. Имеются работы, в которых рассматривается вопрос об отыскании «оптимальных» очертаний плотины, обеспечивающих наиболее благоприятное ее напряженно-деформированное состояние [6].

Методы расчета арочных плотин освещены в специальной литературе. Кратко основные данные о расчетах арочных плотин приведены в [2].

Г. Расчеты устойчивости береговых упоров арочных плотин. Существует несколько методов расчета устойчивости береговых упоров арочных плотин [22, 46]. Обычно применяют методы, основанные на рассмотрении предельного состояния (устойчивости) мысленно вырезаемых плоскостями или поверхностями скальных массивов под нагрузкой от арочной плотины, собственного веса массивов, действующих на них фильтрационных, взвешивающих и сейсмических (при их наличии) сил.

Определенное распространение получил, в частности, метод, в котором рассматривается сдвиг массива вдоль граней двугранного угла. При этом устойчивость упоров массивов правого и левого берегов рассматривают независимо, а нагрузки от плотин и направление их действия принимают из расчета сооружения в упругой стадии, хотя в условиях предельного состояния направление этих нагрузок изменится.

При проектировании арочно-гравитационной плотины Сафо-Шушенской ГЭС в широком створе ($L/h=4.56$) устойчивость береговых упоров была подсчитана в предположении поворота части скального массива вместе с плотинной или ее частью относительно некоторой вертикальной оси (рассматривалось несколько положений этой оси).

При наличии резко выраженных ослабленных зон в скале (крутых тектонических трещин с заполнителем, имеющим пониженные сдвиговые характеристики, и пр.) расчетные поверхности сдвига принимают проходящими по этим зонам.

Существующие методы расчета устойчивости береговых примыканий требуют дальнейшего совершенствования с учетом результатов модельных исследований. Многие модельные исследования (в частности, проведенные в МГМИ) показали, например, что при достаточном однородных упорах без резко фиксированных ослабленных зон «глубинного сдвига» упоров не происходит, а разрушается (сминается) контактный слой береговых примыканий. По-видимому, как правило, сдвиг скальных массивов надо рассматривать совместно с плотинной или ее частью. Для оценки надежности береговых упоров иногда применяют и другую методику — расчет по напряжениям, определяемым в скальных упорах с использованием метода конечных элементов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Басевич А. З. Массивные гидротехнические сооружения с искусственным облицовкой бетона. М.; Л., Гостройиздат, 1957.
2. Бетонные плотины (на скальных основаниях)/ М. М. Гришина, Н. П. Розанов, Л. Д. Белья и др. М., Стройиздат, 1975.
3. Варховт Т. Л. Сборно-монолитные и сборные железобетонные плотины. М., Гостройиздат, 1962.
4. Васильев П. И., Ковшов Ю. И. Температурные напряжения в бетонных массивах. Л., ЛПИ им. М. И. Калинина, 1969.
5. Гаджиев А. В. Деформационные швы гидротехнических сооружений. Л., Энергия, 1969.
6. Ганев Христо Г. Обща аналитична и синтетична теория надлъжните извори стени. София, Болгарската Академия на науките, 1978.
7. Гидротехнические сооружения/И. А. Васильева, Г. И. Журавлев, С. Н. Корюкин и др.; Под ред. Н. П. Розанова. М., Стройиздат, 1978.
8. Гидротехнические сооружения/М. М. Гришина, С. М. Сивинский, А. И. Антипов и др.; Под ред. М. М. Гришина. В 2-х т. М., Высш. школа, 1970.
9. Гидротехнические станции/Ф. Ф. Губин, Н. Н. Аршевский, М. Ф. Губин и др. М., Энергия, 1972.
10. Гинзбург М. Б., Соколов И. Б. Конструктивное армирование массивных гидротехнических сооружений (обзор). М., Энергия, 1976.
11. Гришина М. Б. Основные тенденции строительства высоких плотин за рубежом. Л., Энергия, 1975.
12. Гордон Л. А., Готлиф А. А. Статический расчет бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений. М., Энергия, 1982.
13. Гун С. Я. Решение плоской задачи теории упругости методом конечных элементов при произвольном распределении упругих и силовых характеристик. — В кн.: Материалы к симпозиуму «ЭВМ-ГЭС». Л., 1973.

14. Гутидзе П. А. О расчете инерционных сейсмических сил, действующих на бетонные контрфорсные плотины с массивными оголовками.—Изв. ТНЦСЭИ, 1962, т. 14.
15. Дэмба К. И. Расчеты напряженно-деформированного состояния в устойчивости гидротехнических сооружений.—В кн.: Материалы к симпозиуму «ЭВМ—ГЭС», Л., 1973.
16. Ефимов Ю. И., Саложников Л. Б., Троицкий А. П. Программа статического и динамического расчета сооружений по методу конечных элементов для ЭВМ типа М-220, Л., ВНИИГ, 1972.
17. Захаров В. Ф. Экспериментальные исследования влияния швов-разрывов и податливых прослоек на напряженное состояние арочных плотин.—В кн.: Материалы конф. молодых науч. работников по гидротехн. стр.-ву. Сулуги, 1969.
18. Зейлигер В. А., Хранков А. А. Способ анализа напряженного состояния сооружения и основания при наличии трещин.—В кн.: Материалы конф. и совещ. по гидротехнике. Работа бетонных плотин совместно со скальными основаниями. Л., Энергия, 1979.
19. Инструкция (временная) по проектированию и устройству утолщений деформационных швов гидротехнических сооружений. Л., Энергия, 1978.
20. Кометатинов И. А. Напряжения в контактной зоне высоких гравитационных плотин.—Тр. ин-та/ЛПИ им. М. И. Калинина, 1965, № 267.
21. Марчук А. И. Напряженная анизотропия бетонных швов. М., Энергия, 1976.
22. Мгалобов Ю. Б. Прочность и устойчивость скальных оснований бетонных плотин. М., Энергия, 1979.
23. Мелешенко Н. Т., Можевитинов А. Л. Расчет напряжений в круговой арке при воздействии гидростатической нагрузки и температуры.—Изв. ВНИИГ, 1968, т. 22.
24. Метод фотоупругости/Под ред. Ф. Ф. Губина, Н. А. Стрельчука, Г. Л. Хесина. М., Стройиздат, 1975.
25. Миргородский П. П., Можевитинов А. Л. О рациональных конструктивных решениях в скальном основании гравитационных плотин.—В кн.: Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Работа бетонных плотин совместно со скальным основанием. Л., Энергия, 1979.
26. Моконеладзе Н. С. Устойчивость и сейсмическая стойкость контрфорсных плотин. М., Энергия, 1971.
27. Овешкевич Л. В. Облегченные бетонные плотины на скальных грунтах. М., Стройиздат, 1968.
28. Орехов В. Г., Елизаров Е. И., Шиммельмидт Г. И. Моделирование устойчивости монолитной гравитационной плотины.—Сб. тр./МНСИ, 1978, № 162.
29. Перовская Е. П., Самострелов П. В. Гидроэнергетическое строительство в Норвегии. М., Энергия, 1967.
30. Проектирование и строительство больших плотин. По материалам VI Международного конгресса по большим плотинам/Под ред. А. А. Борового. М.; Л., Госстройиздат, 1962.
31. Розанов Н. П. Контрфорсные плотины. М., Госстройиздат, 1949.
32. Розанов Н. С. Проектирование и исследование арочных плотин во Франции. М.: Л., Энергия, 1966.
33. Руководство по проектированию гравитационных и арочных плотин в США, М., Энергия, 1978.—Пер. изд. US Bureau of Reclamation, 1977.
34. Руководство по учету сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений. Л., ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1977.
35. Сахаров В. И. Конструктивные мероприятия по повышению долговечности бетонных гидросооружений в районах с суровым климатом. Обзор/Информэнерго. М., 1978.
36. Сельстъянов В. И. Проектирование и строительство плотин в Италии. М.; Л., Энергия, 1966.
37. Синицын А. П. О распределении напряжений в подпорных стенах конструкторского яма.—В кн.: Исследования по теории сооружений. М., 1949, вып. 4.
38. Скомороховский Я. Г., Фришман Е. Ш. Расчет напряженного состояния перекрытий контрфорсных плотин методом конечных элементов.—Изв. ВНИИГ, 1978, т. 120.
39. СНиП II-1-82. Строительная климатология и геофизика. М., Стройиздат, 1983.
40. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. М., Стройиздат, 1982.
41. СНиП II-16-76. Основания гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1977.
42. СНиП II-54-77. Плотины бетонные и железобетонные. М., Стройиздат, 1978.
43. СНиП II-56-77. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1978.
44. Соговоцкий С. В. Метод Г. Риттера и В. Скрыльниковой в применении к расчету наклонных арок многоярочных плотин.—Науч. докл. высш. школы. Стр.-ву, 1958, № 4.
45. Сулакнов В. Б. Рациональное использование бетона гидротехнических сооружений. М., Энергия, 1976.
46. Тайчер С. И., Мгалобов Ю. Б. Расчет устойчивости скальных береговых упоров арочных плотин. М., Энергия, 1972.
47. Телешов В. И. Методика технико-экономического выбора оптимального профиля массивных и облегченных плотин.—Изв. ВНИИГ, 1968, № 87.
48. Технический прогресс в проектировании и строительстве высоких плотин. По материалам X Международного конгресса по большим плотинам/Под ред. А. А. Борового. М., Энергия, 1976.
49. Тонкиев Л. А., Сулакнов В. Б. Токсический метод бетонирования массивных сооружений. М., Энергия, 1973.
50. Указания по термическому расчету водохранилищ. ВСН 46-71/Минэнерго СССР. Л., Энергия, 1972.
51. Фрадкин Б. В. Расчет массивных сооружений путем решения задачи теории упругости методом конечных элементов. М., Энергия, 1973.
52. Фрид С. А., Левеня Д. П. Температурные воздействия на гидротехнические сооружения в условиях Севера. Л., Стройиздат, 1978.
53. Хранков А. А. Напряженное состояние бетонных гравитационных плотин на скальном основании от статических и температурных воздействий. Док. на совещ. учен. степени д-ра техн. наук (Рукопись). Л., 1975.
54. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения (глухие плотины). М., Высш. школа, 1976, 1978.
55. Шульман С. Г. Расчеты гидротехнических сооружений с учетом послепостроительных возведений. М., Энергия, 1975.
56. Design of Gravity Dams. Denver, 1976.
57. Priscu R. Constructii Hidrotehnice. Bucuresti, 1974.
58. Rozanov N. P., Kaganov G. M. and others. Effect of cracks on operation of buttress dams.—XIII SICB Congress, New Delhi, India, 1979.

ГЛАВА 12. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

12.1. Особенности нескальных оснований

Нескальные основания плотин обычно включают комплексы различных грунтов, подразделяемых на два характерных вида: несвязные (сыпучие) и связные (глинистые) (см. гл. 2).

Несвязные грунты чаще всего встречаются

в виде песка, гравия, галечника и их смесей. Их свойства зависят от условий образования и крупности частиц, но они имеют общие характерные признаки—отсутствие сцепления, относительно высокий угол внутреннего трения и значительную водопроницаемость. Наиболее часто встречаются плотные пески с пористостью 35—40%, углом внутреннего трения 30—35° и плотностью 1,75—1,9 т/м³.

Коэффициент фильтрации их k_f обычно находится в пределах 1—50 м/сут, наиболее часто $k_f=10...20$ м/сут.

Важными свойствами песчано-гравелистых грунтов являются их быстрое уплотнение при приложении нагрузки и небольшая осадка.

Неблагоприятны в строительном отношении мелкие, пылеватые и глинистые пески (пльвинные). При вибрационных нагрузках они могут давать большие осадки и приходиться в разжиженное состояние.

На песчано-гравелистых грунтах возможно возведение бетонных плотин с напором до 30—40 м, а на песках—с напором до 20—30 м.

Связные грунты (глина, суглинок, лёсс) характеризуются сцеплением между частицами, большой сжимаемостью под нагрузкой, малым коэффициентом внутреннего трения (обычно 0,2—0,35) и малой водопроницаемостью. Осадки сооружений, возводимых на глинистых грунтах, происходят медленно, но могут достигать многих десятков сантиметров.

Пористость глинистых грунтов составляет 30—45 %, сцепление 3—5 т/м², коэффициент фильтрации $k_f=A(10^{-5}-10^{-9})$ см/с в зависимости от содержания глинистых частиц.

Особенностью лёссовидных грунтов является значительная просадочность. Использование их в качестве основания возможно лишь после предварительной замочки под нагрузкой.

Нескальные основания плотин в большинстве случаев бывают неоднородными как по площади, так и по глубине. В них часто встре-

чаются отдельные линзы и прослойки грунтов с отличными свойствами, в том числе и менее благоприятными. Это необходимо учитывать при выборе конструкции плотин. В ряде случаев при неглубоком залегании линз слабых грунтов возможно их удаление с укладкой на это место более прочного грунта.

При строительстве плотин на нескальных основаниях следует уделять большое внимание изучению геологических условий в районе расположения сооружения, а также геотехнических свойств грунтов.

12.2. Схемы плотин

12.2.1. Особенности плотин на нескальных основаниях

Основной тип бетонных плотин на нескальных основаниях—водосливная плотина с фундаментной плитой, несущей на себе быки и водосливные пролеты. От плотин на скальных основаниях она отличается значительной распадаемостью из-за сравнительно низкой несущей способности грунта основания, а также более сложными противофильтрационным устройством и креплением нижнего бьефа (рис. 12.1).

В конструктивном отношении плотина на нескальном основании может быть условно разделена на три характерные части [4]:
1) водослив на широкой фундаментной плите;
2) устройства, регулирующие фильтрацию в

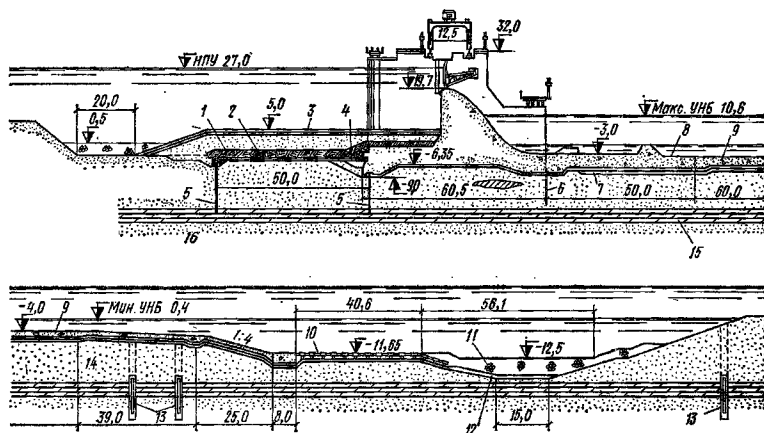


Рис. 12.1. Цимлянская водосливная плотина на Дону

1 — анкерный попер; 2 — глина; 3 — бетонное покрытие; 4 — гибкая часть попер; 5 — поперный и коронный металлические шпунты; 6 — водосливная плита; 7 — дренаж; 8 — плита водослива; 9 — плита водослива; 10 — гибкое крепление; 11 — нагрузка камнем; 12 — хвостовой туюф; 13 — разгрузочные скважины; 14 — пески мелкие и средней крупности; 15 — мергель; 16 — пески, суглики и суглинки

основании (подземный противофильтрационный контур); 3) устройства по гашению энергии потока в нижнем бьефе (водобой и рнсерма).

12.2.2. Водослив

В плотинах на скальных основаниях водослив располагают на сплошной фундаментной плите, с верхней и нижней сторон которой устраивают зубья для лучшего сопряжения с основанием. Размеры плиты определяются действующими на нее нагрузками, несущей способностью грунтов основания, а также габаритными размерами водослива и условиями пропуска через него расхода.

Действующие на фундаментную плиту нагрузки следует размещать таким образом, чтобы коэффициент неравномерности напряжений по подошве находился в допустимых пределах: а) для глинистого основания $\sigma_{\max}/\sigma_{\min} < 1,5 \dots 2,0$; б) для песчаного основания $\sigma_{\max}/\sigma_{\min} < 2 \dots 3$.

Оголовки водосливных плотин с напором больше 15 м обычно выполняют в виде водослива практического профиля, а с меньшим напором — в виде водослива с широким порогом. Как правило, в водосливе практического профиля применяют безвакуумное очертание оголовка (см. гл. 3).

Основное направление в строительстве плотин на скальных основаниях в последние годы заключается в переходе от бетонных к железобетонным конструкциям водослива, позволяющим существенно снизить расход бетона путем эффективного использования в качестве пригрузки воды и грунта. Реализованные в построенных в Советском Союзе плотинах технические решения с железобетонными конструкциями водослива представлены на рис. 12.2 и 12.3.

12.2.3. Подземный противофильтрационный контур

Роль подземного противофильтрационного контура плотины состоит в снижении давления воды на подошву сооружения и обеспечении фильтрационной устойчивости грунтов основания. Основными элементами подземного контура плотины на скальном основании являются понур, шпунтовые стенки (или завесы) и недренированные участки фундаментной плиты.

Применяемые в плотинах на скальных основаниях схемы подземного контура подразделяют на бесшпунтовую, одношпунтовую с королевым шпунтом, одношпунтовую с поперечным шпунтом и двухшпунтовую.

Бесшпунтовую схему (рис. 12.4, а) приме-

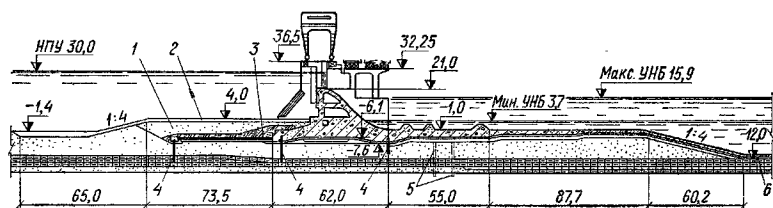


Рис. 12.2. Волгоградская плотина на Волге

1 — песчаная пригрузка; 2 — бетонные плиты; 3 — анкерный понур; 4 — стальной шпунт; 5 — разгрузочные скважины; 6 — гибкое железобетонное покрытие

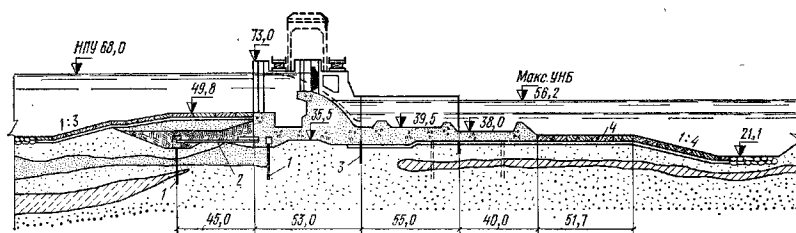


Рис. 12.3. Водобросная плотина гидроузла имени В. И. Ленина на Волге

1 — стальной шпунт; 2 — анкерный понур; 3 — перфорированный шпунт; 4 — железобетонные плиты

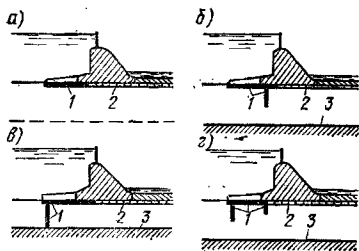


Рис. 12.4. Основные схемы подземного контура плотины на нескальном основании

а — бесплунтовая; б — одношпунтовая с королевским шпунтом; в — одношпунтовая с понурным шпунтом; г — двухшпунтовая; 1 — водонепроницаемый контур; 2 — дренаж; 3 — водоупор

няют при расположении плотины на малопроницаемом глинистом основании большой мощности, когда по условию фильтрационной прочности грунтов основания не требуется длинного подземного контура, и в тех случаях, когда устройство вертикальных противофильтрационных завес затруднено или нецелесообразно. Здесь ограничиваются обычно устройством неглубокой преграды в виде зуба, пересекающего верхние разрыхленные слои грунта.

Одно- и двухшпунтовую схемы (рис. 12.4 б—г) применяют при расположении плотины на несвязных грунтах как неограниченной, так и ограниченной мощности. В одношпунтовой схеме при большой мощности проницаемого основания (рис. 12.4, б) целесообразно располагать шпунт под фундаментной плитой в зоне примыкания понура к плотине, а при ограниченной мощности, допускающей возможность забивки шпунта до подстилающего водоупора, — в начале понура (рис. 12.4, в). Схема с понурным шпунтом, доведенным до водоупора, наиболее эффективна.

Двухшпунтовая схема (рис. 12.4, г) целесообразна в условиях большой мощности фильтрующей толщи, особенно при устройстве анкерного понура с дренажем под его подошвой.

Основные размеры элементов противофильтрационного подземного контура плотины принимают сначала по аналогам, а затем уточняют расчетами. Ширину подошвы плотины приближенно можно задавать в пределах $(1,5—2,2)H$, где H — напор на сооружении. Длина понура составляет обычно $(1,0—1,5)H$, но не более $(2,0—2,5)H$ в схеме с висьям, т. е. не доведенным до водоупора, шпунтом. Длину королевского висящего шпунта, устраиваемого у верхней грани фундаментной плиты, принимают равной $(0,5—1,5)H$. Длину понурного

шпунта плотины, возводимой на водонепроницаемом основании ограниченной мощности, принимают равной мощности фильтрующего слоя.

Окончательно схему подземного контура выбирают на основе данных моделирования фильтрационного потока и технико-экономического сравнения различных вариантов.

Форма и общая длина обтекаемого фильтрационным потоком подземного контура плотины должны обеспечивать фильтрационную прочность грунта, оцениваемую допускаемым градиентом потока. На основании опыта проектирования и эксплуатации исправно работающих новейших плотин можно рекомендовать следующие средние допускаемые градиенты для гидротехнических сооружений II класса: а) при основаниях из однородных несущих грунтов — песков крупных, средней крупности и мелких — соответственно 0,40; 0,33 и 0,25; б) при основаниях из однородных несущих связных грунтов — плотных глин и суглинков — соответственно 1,0 и 0,5. Для сооружений I класса эти значения рекомендуется умножать на коэффициент 0,9, а для сооружений III и IV классов — соответственно на коэффициенты 1,1 и 1,2.

12.2.4. Конструкции элементов подземного противофильтрационного контура

А. Понур. Одним из эффективных противофильтрационных элементов подземного контура плотин на нескальных основаниях является понур. Его назначение — снижать фильтрационное противодавление в основании плотины путем удлинения путей фильтрации.

По конструкции различают понуры гибкие — из глинистых грунтов, асфальтовых и полимерных материалов, обладающих необходимыми противофильтрационными и деформативными свойствами, и жесткие в виде водонепроницаемого покрытия из железобетона. В ряде случаев жесткий понур выполняет также роль анкера, повышающего устойчивость плотины на сдвиг. Тип понура выбирают в зависимости от водонепроницаемости грунтов основания. На основании из глинистых грунтов устраивают водонепроницаемый понур, а на основании из песчаных грунтов — маловодонепроницаемый понур с коэффициентом фильтрации $k_f < < 10^{-6}$ см/с.

В плотинах с напором меньше 15 м понур устраивают преимущественно из глинистых грунтов (рис. 12.5, а). Его коэффициент фильтрации должен быть по крайней мере в 50 раз меньше коэффициента фильтрации грунта основания.

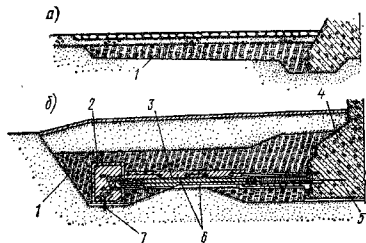


Рис. 12.5. Схемы понуров

а — глиняного; б — анкерного; 1 — глина; 2 — надшпунтовая балка; 3 — битумные маты; 4 — тело плотины; 5 — анкер; 6 — железобетонная плита; 7 — шпунт

Толщину грунтового понура в любом сечении определяют из условия

$$\delta > (H - h_{\text{п}}) / I_{\text{доп}},$$

где H — полный напор на плотине; $h_{\text{п}}$ — напор под понуром в рассматриваемом вертикальном сечении; $I_{\text{доп}}$ — допустимый градиент фильтрационного потока для материала понура, принимаемый по СНиП II-53-73 [8] для глины в пределах 6—10, для суглинков — в пределах 4—5.

По конструктивным соображениям толщина грунтового понура в конце его должна быть не менее 0,75 м, а в месте примыкания к плотине — не менее 1—2 м. Торцев фундаментной плиты для надежного сопряжения с телом понура следует проектировать с наклонным переходом. Грунт укладывают в понур слоями толщиной 15—20 см с обязательным уплотнением. Сверху понур засыпают местным грунтом на высоту, близкую к расчетной глубине промерзания. По засыпке устраивают крепление, тип которого устанавливают в зависимости от скоростей потока при пропуске через плотину строительных и эксплуатационных расходов.

При напорах более 15 м рекомендуются анкерные понуры, выполняемые обычно в виде железобетонных плит толщиной 0,4—0,7 м с гидроизоляционным покрытием по поверхности из битумных и полимерных материалов (рис. 12.5, б). Продольную арматуру железобетонного анкерного понура заделывают в фундаментную плиту плотины. Сцепление этой арматуры определяется расчетом устойчивости плотины на сдвиг. Эффективность анкерного понура повышается при устройстве над ним грунтовой пригрузки, а под ним дренажа. В сопряжениях понура с плотиной и с понурным шпунтом, а также в сопряжениях отдельных секций понура между собой следует предусматривать уплотнения, обеспечивающие водонепроницаемость контактов при любых возможных деформациях. Эти уплотнения выпол-

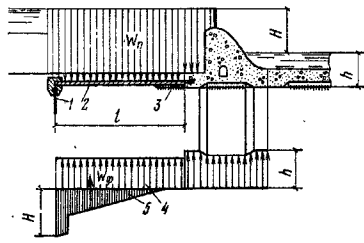


Рис. 12.6. Схема к расчету анкерного понура

1 — шпунт; 2 — анкерный понур; 3 — дренаж; 4 — эпора взвешивающего давления; 5 — эпора фильтрационного давления

няют из гидроизоляционных материалов с применением компенсаторов и шпонок.

Усилие в анкерном понуре определяют по СНиП II-54-77 [9] из условия распределения полной сдвигающей силы между понуром и плотиной с учетом упругих деформаций грунта основания и арматуры понура. Силу сдвига, воспринимаемую анкерным понуром (рис. 12.6), приближенно можно определять по формуле

$$Q = \frac{(G + W_{\text{п}} - W_{\text{ф}})f + cl}{k_3}, \quad (12.1)$$

где G — вес плиты анкерного понура и грунтовой пригрузки с учетом взвешивания; $W_{\text{п}}$ — гидростатическое давление воды на понур сверху; $W_{\text{ф}}$ — фильтрационное давление на понур снизу; f — коэффициент трения плиты понура по грунту; c — удельное сцепление грунта основания понура; l — длина понура; k_3 — коэффициент запаса, принимаемый равным 1,1—1,25 в зависимости от класса сооружения.

Б. Шпунтовые стенки и завесы. Для снижения фильтрационного давления на подошву плотины и снижения градиента потока под сооружением особенно эффективно устройство вертикальных противофильтрационных элементов в виде шпунтовых стенок, завес и зубьев. Шпунтовые стенки выполняют из стального, железобетонного или деревянного шпунта, а завесы — из бетона или грунта. Наиболее целесообразны стальные шпунтовые стенки. Они отличаются весьма малой водопроницаемостью и большой надежностью в работе. Стальные и железобетонные шпунты применимы в любых нескальных грунтах при глубине забивки до 25 м, а иногда и больше. Для стальных шпунтовых стенок используют обычно плоский шпунт толщиной 8—10 мм.

Деревянные шпунтовые стенки применяют в плотинах небольшого напора, возводимых на песчаных и супесчаных грунтах. Наибольшая глубина забивки деревянного шпунта 7—8 м. Этот шпунт выполняют из брусков толщиной 18—22 см с прямоугольным гребнем и пазом,

соединение которых не всегда обеспечивает долговую водонепроницаемость стенок.

Противофильтрационные завесы устраивают в виде буробетонных стенок, возводимых методом «стена в грунте». Применяют их в тех случаях, когда невозможна забивка шпунта по грунтовым условиям или вследствие значительной глубины завес.

Для обеспечения эффективной работы шпунтовых стенок и завес важное значение имеет надлежащее сопряжение их с понуром и фундаментной плитой. Конструкция соединения шпунта с бетонной фундаментной плитой должна обеспечивать возможность осадки этой плиты без опирания на шпунт. Это достигается устройством над гребнем шпунта ниши, заполненной битумной мастикой.

В. Дренажные устройства. Для снятия фильтрационного давления на подошву сооружения, обеспечения фильтрационной прочностью грунта и защиты его от размыва устраивают дренаж в основании плотины. Обычно устраивают двух-трехслойный пластовый дренаж под всей площадью водобоя и рисбермы, а в необходимых случаях и под частью фундаментной плиты и понура плотины. Подпоруный дренаж является неперемным элементом плотины с анкерным понуром, существенно повышая несущую способность понура как анкера.

Характерные схемы дренажных устройств в основании плотины на нескальных основаниях приведены на рис. 12.1—12.3.

В условиях неоднородного слоистого основания кроме горизонтального дренажа под подошвой плотины устраивают вертикальный дренаж в виде рядов разгрузочных скважин. При большой длине водосливного фронта такие скважины располагают в зоне нижнего бьефа непосредственно под рисбермой, а при малой длине водослива — с боковых сторон рисбермы с выпуском воды выше уровня нижнего бьефа. Последнее лучше, так как позволяет постоянно наблюдать за работой дренажных скважин и в случае необходимости восстанавливать их работоспособность.

Методы подбора состава фильтра и размеров отдельных слоев дренажа изложены в гл. 4.

12.3. Конструкции плотин

12.3.1. Разрезка плотин на секции

Плотины, возводимые на нескальных основаниях, следует разрезать на секции с учетом температурных деформаций и деформаций, обусловленных ожидаемой неравномерной

осадкой сооружения. Как и в плотинах на скальных основаниях (см. гл. 11), здесь различают постоянные и временные деформационные швы. Постоянные швы обеспечивают независимые перемещения отдельных секций плотины в вертикальном и горизонтальном направлениях. Временные швы применяют для разрезки сооружения на блоки бетонирования в процессе строительства. Конструкции этих швов подробно описаны в гл. 11 [1].

Характерные схемы разрезки плотных постоянными деформационными температурно-осадочными швами приведены на рис. 12.7. Разрезку плотин сквозными швами осуществляют в основном по быкам с целью исключения возможности неравномерных осадок смежных быков, а следовательно, и возможности заклинивания затворов. В зависимости от степени неоднородности грунтов основания разрезку осуществляют через один (рис. 12.7, а), два (рис. 12.7, б) или три (рис. 12.7, в) пролета. Длину отдельных секций принимают до 50—60 м. В секциях из двух и более пролетов для предотвращения значительных температурных напряжений устраивают у быков в теле плотины швы-надрезы глубиной от гребня водослива до фундаментной плиты (рис. 12.7, б, в). Устройство сквозных швов между быками и водосливом (рис. 12.7, в) допустимо при малодеформируемом основании.

Деформационные температурно-осадочные швы устраивают вертикальными плоскими шириной 4—5 см в верхней части и 1—1,5 см в пределах фундаментной плиты. Ширина швов-надрезов 1—2 см.

Уплотнение швов шпонками (рис. 12.8, а) выполняют так же, как и в плотинах на скальных основаниях (см. гл. 11), с той лишь разницей, что здесь существенное внимание уделяется устройству горизонтальной шпонки, располагаемой непосредственно по контуру подошвы (рис. 12.8, б) либо в некотором удалении от него (рис. 12.8, в).

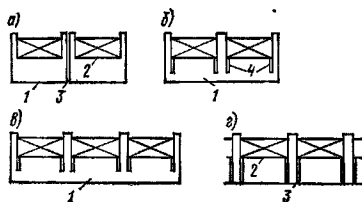


Рис. 12.7. Разрезка водосливной плотины на секции а — однопролетная; б — двухпролетная; в — трехпролетная; г — с отрезанными от водослива быками; 1 — фундаментная плита; 2 — порог водослива; 3 — шов между секциями; 4 — швы-надрезы

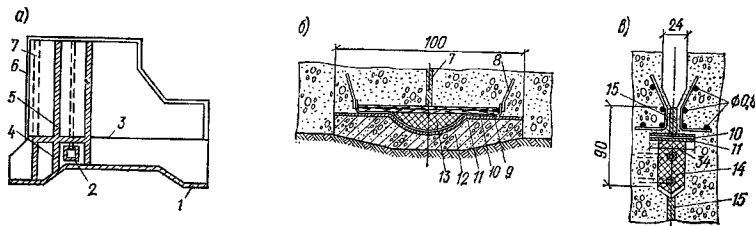


Рис. 12.8. Уплотнение температурно-осадочного шва между секциями плотины

а — расположение шпонок; б — горизонтальная шпонка в подошве плотины; в — горизонтальная шпонка на участке перехода от широкой к узкой части шва; 1 — шпонка у подошвы; 2 — внутренняя контурная шпонка; 3 — граница между узкой и широкой частями шва; 4 — шпонка в узкой части шва; 5 — шпонка в широкой части шва; 6 — наружное контурное уплотнение; 7 — скважины подпитки; 8 — арматура-анкеры; 9 — доски 2×20 см; 10 — стальной лист толщиной 4 мм; 11 — битумные маты; 12 — железобетонный блок; 13 — асфальтовая мастика; 14 — шлаковата, пропитанная битумным раствором; 15 — холодная асфальтовая штукатурка

12.3.2. Конструкции быков и устоев

Размер быков плотин у фундаментной плиты в направлении вдоль потока близок к размеру фундаментной плиты. Выше фундаментной плиты профиль быков предопределяется компоновкой верхнего строения плотины: типом и размещением затворов, схемой подъемных механизмов, конструкций и габаритами мостовых переходов, в том числе бетоновозных эстакад (рис. 12.9, а). Минимальная отметка верха быков со стороны верхнего бьефа назначается по рекомендациям гл. 10 и 11 для глухих плотин.

Оголовок быка обычно выноляют полукруглым, если бык разрезается сквозным про-

долным швом (рис. 12.9, б), и более заостренным при неразрезном быке (рис. 12.9, в).

Толщина быков определяется их конструкцией, величиной пролета водослива, их прочностью и устойчивостью. В построенных плотинах с напором 25—30 м и пролетом отверстия 20 м толщина неразрезных быков составляет 2—2,5 м, разрезных — 4—6 м. Толщина быка между пазамн обычно принимается не менее 1—1,5 м.

Быки выполняются в основном из бетона, реже из железобетона. В случае разрезки быка швом полубыки обычно требуют значительного армирования. При устройстве быков в качестве опалубки используют плиты-оболочки и армопанели.

Прочность и устойчивость быков проверяют так же, как и в плотинах на скальных основаниях, для двух случаев: 1) эксплуатационного, когда затвор опущен на порог водослива и бык (или полубык) воспринимает максимальное горизонтальное давление; 2) ремонтного, когда один пролет ограждения ремонтным затвором, а во втором поддерживается высокий уровень воды.

Устои плотины предназначены [3]:

- для защиты примыкающей к водосливу земляной плотины или берега от размыва водой, сбрасываемой через водослив;
- для обеспечения плавного подхода потока к водосливу и плавного его растекания в нижнем бьефе;
- для предотвращения опасного воздействия фильтрации в зоне примыкания водосливной плотины к земляной плотине или к берегу;
- служить опорами для затворов и мостов плотины.

Устои состоят из трех основных элементов: продольной подпорной стенки, выполняющей роль берегового быка (в пределах фундаментной плиты водослива); верховой сопрягающей

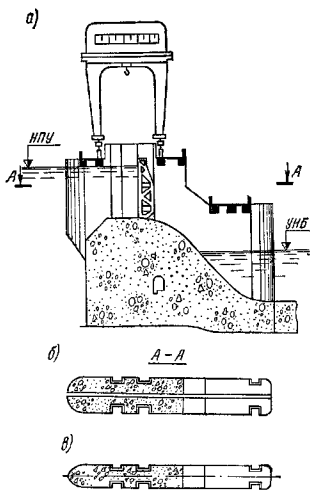


Рис. 12.9. Формы быка плотины

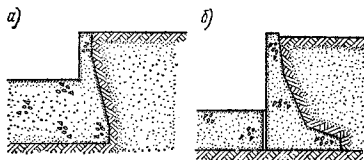


Рис. 12.10. Поперечные разрезы устоя

стенки (в пределах понижения) и низовой сопрягающей стенки (в пределах водобоя). Продольная стенка устоя плотины обычно составляет единое целое с фундаментной плитой водослива (рис. 12.10, а), что наиболее целесообразно в условиях нескальных оснований, но она может быть и отрезана от водослива конструктивным швом (рис. 12.10, б), что допустимо только при плотном основании. С верховой стороны продольной стенки устоя обычно устраивают противофильтрационную диафрагму, врезающуюся в тело плотины или берег. Верховая и низовая сопрягающие стенки устоя по очертанию в плане и в разрезе аналогичны описанным в гл. 10 стенкам плотины на скальных основаниях.

12.4. Устройства нижнего бьефа

Устройства нижнего бьефа предназначены для защиты грунта основания плотины от размыва бурным потоком, сбрасываемым через плотину [11]. К ним относятся: 1) водобой с гасителями энергии; 2) гибкая рисберма, в пределах которой скорости потока снижаются до допустимых для неукрепленного русла значений.

Выбор типа и размеров устройств нижнего бьефа определяется допустимой скоростью течения на рисберме, зависящей от вида грунта, на котором она располагается. За допустимую скорость на рисберме рекомендуется принимать для песчаных грунтов $v_p = 2,5 \dots 3,0$ м/с, для глинистых грунтов $v_p = 3,0 \dots 3,5$ м/с и для полускальных грунтов $v_p = 3,5 \dots 4,0$ м/с.

По известной глубине на рисберме h_p и допустимой скорости v_p определяют приближенный удельный расход на рисберме и на водосливе соответственно по формулам:

$$\left. \begin{aligned} q_p &= v_p h_p; \\ q_b &= (1,15 \dots 1,25) q_p. \end{aligned} \right\} (12.2)$$

В соответствии с данными практики эксплуатации удельный расход для плотин средних напоров (10—25 м) принимают до 30—45 м³/(с·м) для песчаного основания и до 50—60 м³/(с·м) для глинистого.

Окончательный удельный расход выбирают с учетом возможного гидравлического режима сопряжения бьефов и влияния схемы маневрирования затворами водосливных отверстий плотины. Учитывая сложный характер потока, наиболее надежное решение этой задачи может быть получено на основе данных моделирования на пространственных моделях.

Ниже приведены рекомендации по типу и размерам элементов крепления нижнего бьефа плотины, которые могут быть использованы на предварительных стадиях проектирования.

Водобой устраивают в виде горизонтальной бетонной плиты, предназначенной для интенсивного гашения избыточной энергии и восприятия динамического воздействия сбрасываемого потока. Гашение энергии достигается устройством водобойного колодца и гасителей (см. гл. 3).

Приблизительно длина водобоя определяется длиной прыжка при донном режиме сопряжения бьефов по следующим зависимостям:

а) при отсутствии гасителей энергии

$$l_b = (1,00 \dots 1,25) l_{п},$$

где $l_{п}$ — длина прыжка; $l_{п} = 6(h_2 - h_1)$;

б) при установке на водобое гасителей

$$l_b = (0,75 \dots 0,80) l_{п};$$

в особо ответственных случаях $l_b = l_{п}$.

Рекомендуются следующие основные типы гасителей энергии:

а) сплошная водобойная стенка, располагаемая на расстоянии $0,8 l_{п}$ от сжатого сечения потока, определяемого расчетом;

б) водобойная стенка с проемами, располагаемая на расстоянии $3h$ от сжатого сечения (здесь h — глубина потока в конце прыжка);

в) пирысы и шашки различной формы, устанавливаемые рядами в шахматном порядке;

г) струенаправляющие стенки — пирысы, вызывающие растекание потока в плане.

Высота гасителей «в» и «г» $s = (0,75 \dots 1,00) \times \times h_{сж}$, ширина $b = (0,5 \dots 1,0) s$ в зависимости от их формы, а промежутки между ними равны их ширине или меньше ее. При незначительных напорах (<10—15 м) чаще всего применяют водобойные колодцы или водобойные стенки. При больших напорах устраивают гасители «в» и «г».

Общие схемы крепления нижнего бьефа на отечественных гидроузлах представлены на рис. 12.1—12.3. Гасители энергии, примененные на Цимлянском гидроузле, показаны на рис. 12.11.

Под плитой водобоя для снятия фильтрационного давления устраивают дренаж.

Для успокоения потока и рассеяния его за пределами водобоя предназначается рисберма.

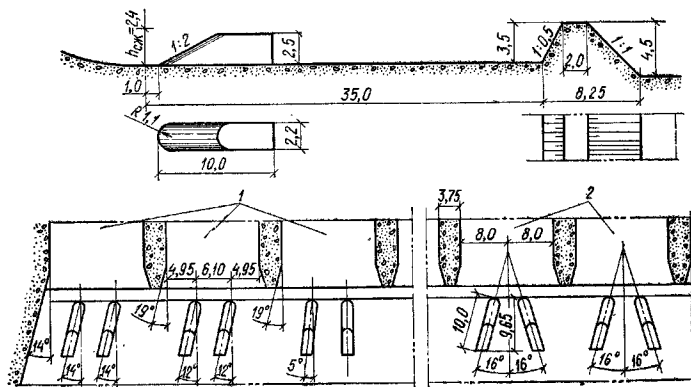


Рис. 12.11. Гасители энергии на водобое Цимлянской плотины

1 — левобережные пролеты; 2 — средние пролеты

Различают рисбермы горизонтальные, горизонтальные с наклонным участком и наклонные.

Длину рисбермы устанавливают модельными исследованиями, при этом следует иметь в виду, что длина горизонтального участка рисбермы на построенных плотинах составляет (1—2) l_b , где l_b — длина водобоя.

В конструктивном отношении рисберма должна быть гибкой, способной приспособиться к возможным деформациям дна без нарушения ее прочности, и достаточно проницаемой для отвода фильтрационных вод. Наиболее надежным креплением являются бетонные плиты толщиной 0,5—1,0 м, укладываемые по слою обратного фильтра, со сдвинутыми продольными швами (рис. 12.12, а). Для снижения влияния гидродинамического потока на плиты в них делают отверстия и скашивают верхние грани (рис. 12.12, б). В отдельных случаях рисберму можно выполнять в виде тюфяка, состоящего из связанных между собой гибкой арматурой относительно тонких бетонных или железобетонных плит (рис. 12.12, в).

Разрезку плит водобоя и рисбермы температурно-осадочными швами, а также определение их толщины производят, как правило, из условия обеспечения их устойчивости на всплывание, опрокидывание и сдвиг.

Силловые воздействия на плиты водобоя и рисбермы определяют путем модельных гидравлических исследований при всех возможных схемах открытия затворов. За расчетный случай обычно принимают пропуск через сооружение максимального расхода, при котором наиболее вероятен максимум дефицита давления под плитой.

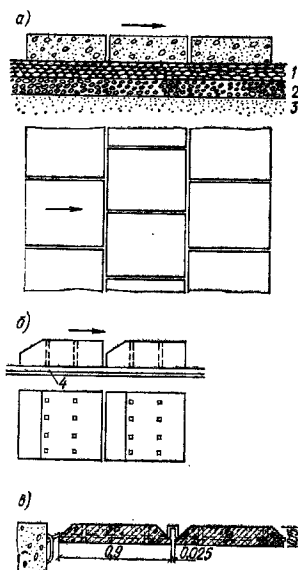


Рис. 12.12. Конструкция рисбермы

а — плиты; б — дырчатые плиты со скосом; в — железобетонный тюфяк; 1 — щебень; 2 — гравий; 3 — песок; 4 — обратный фильтр

Устойчивость на опрокидывание проверяют по соотношению моментов опрокидывающих и удерживающих сил относительно низового реб-

ра рассматриваемой плиты. Коэффициент запаса при этом должен быть не менее 1,25.

Толщину водобойной плиты для предварительных расчетов можно определять по эмпирической формуле В. Д. Домбровского

$$t = 0,15v_1 \sqrt{h_1}, \quad (12.3)$$

где v_1 и h_1 — соответственно скорость течения и толщина струи в сжатом сечении.

Устройство дренажных отверстий в водобойных плитах рекомендуется в исключительных случаях, так как вследствие значительных скоростей течения и больших пульсаций давления при этом трудно обеспечить сохранность дренажного материала в колодцах.

Размеры в плане дренажных колодцев, располагаемых в пределах рисбермы, рекомендуется принимать от $0,25 \times 0,25$ до $1,0 \times 1,0$ м в зависимости от толщины плит рисбермы и условий производства работ. В плане колодцы располагают в шахматном порядке через 5—10 м.

Концевые участки рисбермы выполняют в виде вертикальной бетонной, железобетонной, шпунтовой или ряжевой стенки, либо в виде предохранительного коша. Концевое крепление в виде стенки предусматривают при наличии в основании на значительной глубине неразмываемых слоев грунта.

В случае устройства предохранительного коша его заглубление принимают в зависимости от технико-экономических показателей на полную или частичную глубину размыва. Крутизна верхнего откоса коша (1:4—1:5) должна соответствовать гидравлическим условиям требуемого растекания потока до неразмываемых скоростей и обеспечивать размещение на нем наклонного участка рисбермы или деформируемого крепления. Крутизну низового размываемого откоса коша принимают по условиям его устойчивости в строительный период. Глубину коша в месте наибольшего размыва определяют по формуле

$$h_{\max} = K_p \sqrt{q_p/v_n}, \quad (12.4)$$

где K_p — коэффициент, зависящий от условий размыва (при успокоенном в пределах крепления потоке и закрепленном верхом откосе ямы размыва коэффициент K_p принимают равным 1,05—1,10; при неуспокоенном потоке и отсутствии крепления концевой части ямы размыва значение K_p увеличивают до 1,7); q_p — удельный расход воды на рисберме; v_n — неразмывающая скорость течения для данного грунта при глубине потока $h=1$ м (см. гл. 3).

Дно коша прикрывают слоем мелкого камня толщиной 1—3 м для образования откоски в случае размыва за рисбермой. Берега в пределах водобоя укрепляют бетонными стенками, а в пределах рисбермы — креплением, аналогичным креплению рисбермы.

12.5. Расчеты прочности плотин

12.5.1. Общие положения

Расчеты прочности плотин состоят из трех последовательных этапов: I — определение активных нагрузок; II — определение реактивных контактных напряжений; III — определение общей и местной прочности плотин. Расчеты выполняют в соответствии с требованиями СНиП II-54-77 [9] на действие расчетных нагрузок, определяемых с учетом класса сооружения и условий его работы в процессе строительства и эксплуатации. Для периода эксплуатации обычно рассматривают два расчетных случая: 1) нормальный эксплуатационный при нормальном подпорном уровне в верхнем бьефе и минимальном расчетном уровне в нижнем бьефе; 2) паводковый эксплуатационный при пропуске через сооружение максимального расчетного расхода воды. Первый случай характерен действием наибольшей сдвигающей силы, а второй — значительным снижением веса сооружения вследствие возрастания взвешивающего действия воды.

Сведения по расчетным сочетаниям нагрузок и воздействий приведены в гл. 1.

Общие схемы нагрузок для плотин на нескальном основании показаны на рис. 12.13.

12.5.2. Расчет контактных напряжений

Плотины на нескальных основаниях с напором более 15 м можно рассматривать как абсолютно жесткий штамп, распределение нормальных контактных напряжений по подошве которого определяется в осевом работе сооружения в поперечном направлении, т. е. в направлении потока воды. При определении контактных напряжений для сооружений на однородных основаниях из связанных грунтов или несвязных с относительной плотностью $D > 0,5$ следует исходить из двух возможных опор:

а) построенных по формуле внецентренного сжатия

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}, \quad (12.5)$$

где N — сумма вертикальных нагрузок на штамп; F — площадь штампа; M — сумма моментов вертикальных и горизонтальных нагрузок относительно центра тяжести подошвы штампа; W — момент сопротивления штампа;

б) построенных исходя из представления основания плотины как унругого сжимаемого слоя ограниченной толщины (до 0,7 B для глинистых грунтов и до 0,3 B для песчаных грунтов). Необходимые расчетные данные по указанной модели основания изложены в гл. 2.

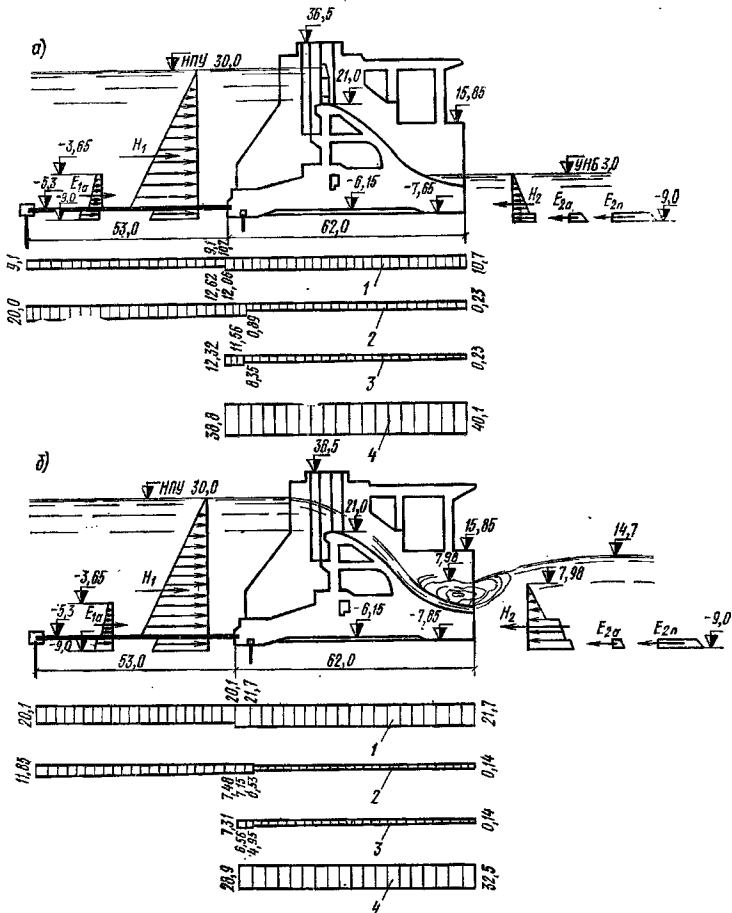


Рис. 12.13. Схемы нагрузок для плотин на нескальном основании

а — нормальный эксплуатационный случай; б — паводковый эксплуатационный случай; 1 — эпюра взвешивающего давления; 2 и 3 — эпюры фильтрационного давления соответственно на отметках $-7,65$ и $-9,0$ м; 4 — эпюра напряжений в грунте основания; все цифры даны в 10^4 Па (тс/м²)

Для сооружений на основаниях из псевзвязных грунтов с относительной плотностью $D < 0,5$ контактные напряжения определяют по двум методам: а) по формуле внецентренного сжатия (12.5); б) по методу «экспериментальных эпюр». В последнем случае при внецентренном приложении равнодействующей внешних сил и отсутствии растягивающих напряжений [при $2e_p/B < 1/(3m_k)$] ординаты эпюры контактных напряжений вычисляют по формуле

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_{\text{ср}} \left(1 \pm \frac{12e_p x}{B^2} m_k \right), \quad (12.6)$$

где $\bar{\sigma}_x$ — относительное нормальное контактное напряжение в заданной точке, определяемое по табл. 12.1 в зависимости от числа моделирования $N_{\sigma} = \sigma_{\text{ср}} / (B \gamma_{\text{б.взв}})$ (здесь $\gamma_{\text{б.взв}}$ — удельный вес бетона во взвешенном состоянии); $\sigma_{\text{ср}}$ — среднее нормальное контактное напряжение по подошве сооружения [$\sigma_{\text{ср}} = P/(BL)$]; e_p — эксцентриситет приложения нагрузки, нормальной к плоскости подошвы сооружения; m_k — коэффициент, определяемый по табл. 12.2.

При подстановке в формулу (12.6) e_p и x

ТАБЛИЦА 12.1. ЗНАЧЕНИЯ ОТНОСИТЕЛЬНЫХ НОРМАЛЬНЫХ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ $\bar{\sigma}_x$

$\frac{2x}{B}$	Значения $\bar{\sigma}_x$ при N_G						
	0,5	1	2	4	6	8	10
0	1,18	1,22	1,28	1,34	1,38	1,40	1,42
0,1	1,17	1,21	1,27	1,32	1,35	1,38	1,40
0,2	1,16	1,20	1,25	1,29	1,33	1,35	1,36
0,3	1,14	1,17	1,20	1,24	1,27	1,29	1,30
0,4	1,11	1,14	1,16	1,18	1,20	1,22	1,23
0,5	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	1,12	1,12
0,6	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98	0,98
0,7	0,98	0,95	0,91	0,87	0,85	0,83	0,82
0,8	0,92	0,87	0,80	0,74	0,70	0,67	0,65
0,9	0,82	0,74	0,68	0,59	0,50	0,46	0,43
1,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

учитывается их знак относительно центра подошвы.

Расчеты прочности плотины выполняют исходя из обеих эпюр контактных напряжений. При этом если изгибающие моменты, вычисленные по каждой из указанных эпюр, имеют

ТАБЛИЦА 12.2. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА m_K

N_G	m_K	N_G	m_K
0,5	1,221	6,0	1,464
1,0	1,295	8,0	1,501
2,0	1,345	10,0	1,528
4,0	1,402		

разные знаки, то в расчет они вводятся уменьшенными на 10 % суммы их абсолютных величин, а если один знак, то больший изгибающий момент снижают на 10 % разности этих величин, но не более чем до значения момента, определенного при другой эпюре контактных напряжений.

При определении контактных напряжений с учетом гибкости сооружений в направлении поперек потока допускается использование метода коэффициента постели.

Изложенные методы расчета контактных напряжений под плотной в поперечном направлении можно применять и для плотин на нескальном основании с напором менее 15 м, т. е. при меньшей жесткости сооружения. Но в этом случае обязательно должна быть проверена гибкость системы сооружение — основание в продольном направлении (по оси плотины) и при необходимости учтено ее влияние на контактные напряжения.

При расчете протяженного сооружения по схеме, отвечающей условиям плоской деформации, показатель гибкости системы сооружение — основание определяют по формулам:

в направлении длины сооружения

$$t = \frac{(1 - \mu_1^2) \pi E b l^3}{4 (1 - \mu^2) E_1 l} ; \quad (12.7)$$

в направлении ширины сооружения

$$t = \frac{(1 - \mu_1^2) \pi E b b^3}{4 (1 - \mu^2) E_1 l} , \quad (12.8)$$

где μ и μ_1 — коэффициенты поперечного расширения соответственно грунта основания и материала сооружения; E и E_1 — соответственно модуль деформации грунта основания и модуль упругости материала сооружения; b и l — соответственно полуширина и полуудлина подошвы сооружения; b — ширина расчетного элемента по длине подошвы сооружения, равная 1 м; I — момент инерции соответствующего сечения сооружения.

При $t < 1$ плотина может рассматриваться как жесткий штамп.

Касательные контактные напряжения, обусловленные воздействием горизонтальных сил, принимают пропорциональным нормальным контактным напряжениям.

Для расчета плотин на упругом основании могут быть использованы различные аналитические методы, а также программа Б-1-10, составленная для ЭВМ БЭСМ-2М И. В. Репным (Ленгидропроект). Эта программа позволяет рассчитывать балочные конструкции переменного сечения с произвольными граничными условиями на концах и в пролете, а также с различной деформативностью основания по длине балки.

В целом необходимо обратить внимание на то, что представление основания как линейно деформируемой среды является условным, поскольку реальные грунты, как показывают натурные наблюдения и исследования, часто характеризуются нелинейной связью между напряжениями и деформациями.

12.5.3. Расчет плотины на общую и местную прочность

Бетонные водосливные плотины на нескальных основаниях возводят обычно из отдельных секций, представляющих собой в расчетном плане пространственную систему, состоящую в общем случае из фундаментной плиты, водослива, быков и полубыков. Точный расчет такой конструкции затруднителен и может быть выполнен лишь на основе данных модельных исследований. Аналитические расчеты проводят с некоторыми допущениями, вносящими определенные погрешности в точность получаемых результатов [2, 5, 6, 10].

Согласно требованиям СНиП II-50-74 [7], секции плотины I и II классов следует рассчитывать на общую прочность, с учетом пространственной работы сооружения на упругом основании, пользуясь методами строительной механики или теории упругости. Для расчета плотин III и IV классов, а также для предварительных расчетов плотин I и II классов допускается применение упрощенных методов строительной механики, т. е. раздельное вы-

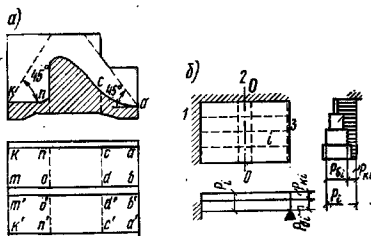


Рис. 12.14. Схемы к расчету секции водосливной плотины на общую прочность

1 — бык; 2 — водослив; 3 — полубык

полнение расчетов в поперечном (вдоль потока) и продольном (поперек потока) направлениях.

Отдельные элементы плотины — быки, полубыки, части фундаментной плиты, а в ряде случаев и массив водослива — рассчитывают обычно на местную прочность под действием сил, непосредственно приложенных к данному элементу.

На общую прочность в поперечном направлении секции водосливной плотины рассчитывают как ребристую конструкцию, ребрами жесткости которой являются быки и полубыки. При этом принимают не действительную, а расчетную их высоту, ограниченную плоскостями, проходящими под углом 45° к горизонтали через крайние точки их сопряжения с фундаментной плитой (рис. 12.14, а). Таким же образом ограничивают и расчетную высоту водослива, если он имеет большую высоту.

На общую прочность в продольном направлении секции водосливной плотины рассчитывают как балки на упругом основании. При этом в случае отсутствия в проекте водослива температурных швов его массив полностью вводят в расчетное сечение, а при их наличии между телом водослива и быком и полубыком — в расчетное сечение вводят только часть водослива, ограниченную с боков плоскостями, проходящими через основание шва под углом 45° к горизонтали.

При наличии температурных швов в примыканиях водослива бетонной плотины с высоким порогом к быкам его рассчитывают на местную прочность по схеме плоской задачи как консоль, заделанную в фундаментную плиту, а при отсутствии температурных швов — как плиту, заделанную по трем сторонам (в бык и фундаментную плиту).

Расчеты напряженного состояния плотин всех классов высотой до 60 м выполняют методами сопротивления материалов (см. гл. 10).

12.5.4. Расчет фундаментной плиты на местную прочность

Фундаментная плита бетонной плотины образует совместно с быками и полубыками жесткую коробчатую конструкцию, в которой быки и полубыки выполняют роль ребер жесткости. Эта конструкция работает как единое целое на восприятие силовых воздействий, приходящихся на секцию в поперечном направлении. В каждой секции такой плотины при наличии высокого водослива в фундаментной плите наряду с общим изгибом возникает и местный изгиб. Например, для приведенной на рис. 12.14, а двухпролетной секции плотины местному изгибу подвержены участки фундаментной плиты $abcd$ и $a'b'd'c'$, расположенные со стороны нижнего бьефа, и $kmno$ и $k'm'o'n'$ — со стороны верхнего бьефа. Эти участки фундаментной плиты следует рассматривать как плиты, заделанные по трем сторонам, нагружены для которых являются реакция основания, вес плиты, вес воды сверху, взвешивающее и фильтрационное давление снизу.

Расчет фундаментной плиты на местный изгиб выполняют различными методами, но наиболее целесообразным является приближенный метод перекрестных балок с приравненным их прогибам по осевой линии OO поперечной консольной балки, проходящей по середине пролета (рис. 12.14, б). При выполнении расчета перекрестных балок в виде консоли, нормальной к водосливу, и в виде двухопорных балок, расположенных вдоль водослива, нагрузку интенсивностью P_i , приходящуюся на плиту в зонах пересечения балок, делят на нагрузку на консоль P_{ki} и нагрузку на балку P_{ci} . Суммарная нагрузка на консоль и балку в зоне их пересечения при этом составит

$$P_i = P_{ki} + P_{ci}. \quad (12.9)$$

Следует иметь в виду, что нагрузка P_{ki} вдоль консоли из-за различной толщины плиты и характера эпюры противодействия будет переменной, а нагрузка P_{ci} вдоль каждой балки — постоянной.

Распределение нагрузок между консолью и балкой устанавливают методами строительной механики исходя из условия равенства их прогибов на оси консоли. Здесь могут быть использованы различные методы, включая и «способ пробных нагрузок», идея которого состоит в том, что сначала задаются приближенно характером распределения нагрузки, а затем в процессе расчета уточняют его.

Продольные балки при расчете следует считать жестко заделанными в промежуточном быке и условно с некоторым запасом свободно опертыми в примыканиях к полубыкам.

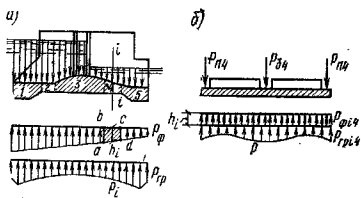


Рис. 12.15. Схемы к расчету прочности фундаментной плиты с низким водосливным порогом в продольном направлении
а — поперечный разрез; б — продольный разрез по полюсу 4

12.5.5. Расчет прочности фундаментной плиты с низким водосливным порогом в продольном направлении

В плотинах с низким порогом (рис. 12.15) жесткость секции в продольном направлении, определяемая размерами фундаментной плиты вместе с порогом водослива, бывает недостаточной для придания плите абсолютной жесткости. В связи с этим секцию рассчитывают в продольном направлении с учетом деформации основания и фундаментной плиты. Для определения формы эпюры реакции грунта применяют методы расчета балок на упругом основании (см. гл. 2). При расчете фундаментной плиты, имеющей сложное поперечное сечение, обычно используют приближенные методы с различными допущениями о работе отдельных элементов сооружения. Наиболее приемлемым из них является метод, основанный на условном делении фундаментной плиты на продольные полосы (см. рис. 12.15, а). При этом каждую полосу рассчитывают как независимую плиту на упругом основании, нагруженную сверху собственным весом элементов секции и пригрузкой воды, а снизу — фильтрационным противодавлением P_ϕ и реакцией грунта основания $P_{гр}$ (см. рис. 12.15, б).

12.6. Расчеты устойчивости плотин

12.6.1. Основные положения

Устойчивость бетонных плотин на нескальных основаниях определяется несущей способностью основания, т. е. его сопротивлением сдвигу сооружения. Плотинам рассчитывают на сдвиг по первому предельному состоянию, характеризующему условие равенства внешних сдвигающих сил и моментов предельному сопротивлению основания [6].

Предельным равновесием сооружения и основания следует считать такое состояние, при котором на всем протяжении рассматриваемой

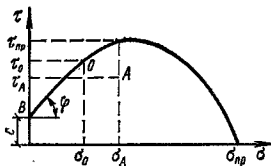


Рис. 12.16. Схема кривой сдвига $\tau=f(\sigma)$

поверхности скольжения соблюдается равенство

$$\tau = \tau_{пр} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (12.10)$$

где σ — нормальное напряжение; $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент трения; c — удельная сила сцепления.

Зависимость между τ и σ в графической форме показана на рис. 12.16. Прямолинейный участок ее BO характеризует диапазон напряжений, отвечающих условиям плоского сдвига, т. е. при $\sigma < \sigma_B$ происходит плоский сдвиг. При $\sigma_A \leq \sigma_B$ и $\tau_A \leq \tau_{пр}$ исключена возможность местного выпора грунта.

При расчете жестких гидротехнических сооружений различают схемы плоского, смешанного и глубинного сдвига (см. гл. 1).

12.6.2. Расчет по схеме плоского сдвига

При расчете устойчивости плотин по несущей способности основания в соответствии с условием (1.66) при поступательной форме плоского сдвига коэффициент надежности сооружения на сдвиг k_H определяют по следующим зависимостям:

а) при горизонтальной расчетной поверхности скольжения (см. рис. 1.18, а)

$$k_H = \frac{(\Sigma P - \Sigma W_\phi) \operatorname{tg} \varphi + m_1 E_{п,н} + Fc m}{(\Sigma T_B + E_{а,в} - \Sigma T_H) n_c}; \quad (12.11)$$

б) при наклонной расчетной поверхности скольжения в сторону верхнего бьефа под углом α (см. рис. 1.18, б)

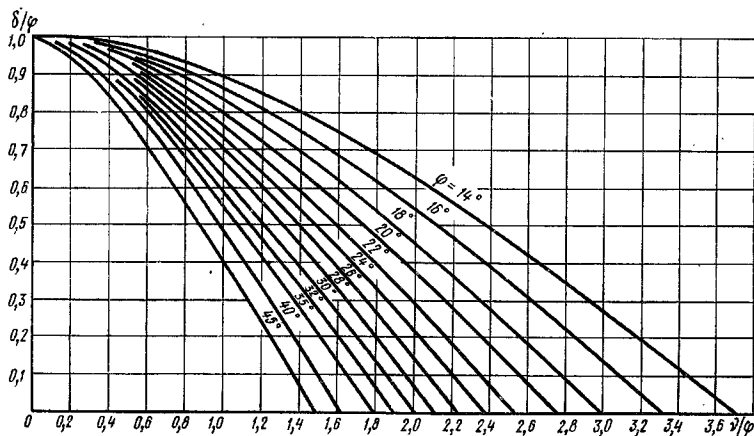
$$k_H = \frac{\left\{ \Sigma P \cos \alpha + (N_p - E_{п,н}) \sin \alpha - \Sigma W_\phi \right\} \operatorname{tg} \varphi + m_1 E_{п,н} \cos \alpha + \frac{Fc}{\cos \alpha} \right\} m}{(N_p \cos \alpha - \Sigma P \sin \alpha) n_c}, \quad (12.12)$$

$$\text{где } N_p = \Sigma T_B + E_{а,в} - \Sigma T_H. \quad (12.13)$$

В формулах (12.11)—(12.13) приняты следующие обозначения:

ΣP — сумма вертикальных расчетных нагрузок, действующих сверху вниз;

ΣW_ϕ — суммарное противодавление, действующее по нормали к расчетной поверхности скольжения;

Рис. 12.16. График зависимости $\delta'/\varphi = f(v/\varphi)$

Линию CD проводят через точку C под углом $45^\circ - \varphi_1/2$ к поверхности ED .

После построения призмы обрушения определяют веса P_1, P_2, P_3 зон призмы обрушения. К силе P_3 добавляют нагрузку $n\overline{ED}$, соответствующую приложенному к поверхности нормальному напряжению $n = c/\text{tg } \varphi_1$, вызывающему во всех точках основания шаровой тензор напряжений, равных n . Эта нагрузка на полупространство вызывает напряженное состояние в грунте, определяемое коэффициентом бокового давления $\xi = 1$. Приложением этой нагрузки учитывается повышение несущей способности основания.

Далее строят многоугольник сил и находят величину R , направление которой определяется углом δ' (рис. 12.17, б), либо вычисляют величину R по формуле

$$R = \frac{P_1 \cos v \sin(\rho + \varphi_1 - v)}{\cos(\rho - v) \sin(v + \delta' - \varphi_1)}, \quad (12.15)$$

где

$$\rho = \arctg \frac{Q + P_2 + P_3}{-P_1 \text{tg } \beta - \text{tg } v (Q + P_1 + P_2 + P_3)}; \quad (12.16)$$

$$Q = -\frac{P_3}{2} \left[1 + \text{tg } \beta \text{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \right) \right]; \quad (12.17)$$

$$\beta = \arctg \frac{r - r_0 \cos \theta}{r_0 \sin \theta} + \alpha - \varphi_1. \quad (12.18)$$

Приложение к поверхности грунта силы R выведет грунт, находящийся в пределах призмы $ABCDE$, из равновесия и в результате про-

изойдет выпор грунта. Зная $q_{np} = R/B$, определяют $\sigma = q_{np} \cos \delta' - n$ и $\tau_{np} = q_{np} \sin \delta'$.

По ряду значений σ_{np} и τ_{np} строят график $\tau_{np} = f(\sigma_{np})$ (рис. 12.17, в). Затем по этому графику по заданному значению σ_{np} определяют искомую величину τ_{np} , распространяемую только на часть ширины подошвы $B_1(B_1^*)$, на которой происходит выпор.

Учет фильтрационных сил осуществляют путем построения многоугольника сил, включая равнодействующие весов каждой из зон призмы обрушения при условии взвешивания и соответствующие суммарные фильтрационные силы, действующие в каждой из них и определяемые по гидродинамической сетке фильтрационного потока.

Б. Метод круглоцилиндрических поверхностей сдвига (расчет по М. М. Гришину). В этом методе в качестве допущения принято, что в предельном состоянии плотина сдвигается по поверхности кругового очертания с глубинным захватом грунта основания. Причем начало поверхности сдвига может быть в любом месте подошвы плотины. Устойчивость плотин оценивается коэффициентом надежности основания:

$$k_n = M_{уд}/M_{сдв} \text{ при } n_c = m = 1, \quad (12.19)$$

где $M_{уд}$ — момент сил, удерживающих сооружение от сдвига относительно центра окружности O ; $M_{сдв}$ — момент сдвигающих сил.

Для нахождения опасной поверхности сдвига плотин проводят расчеты для ряда возможных кривых скольжения, описываемых из различных центров.

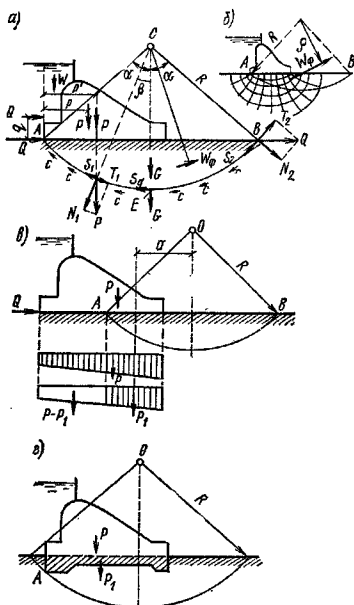


Рис. 12.18. Схемы к расчету устойчивости плотин на сдвиг по методу М. М. Гришнина

Метод применим как при однородных, так и при неоднородных грунтах основания.

Однородное основание с прохождением кривой сдвига через верховое ребро плотины (рис. 12.19, а). Расчет по методу М. М. Гришнина проводят в такой последовательности:

1) описывают из произвольного центра O радиусом R круговую поверхность сдвига основания AEB ;

2) определяют вес сегмента грунта под плотной при его удельном весе во взвешенном состоянии $\gamma_{взв}$ по формуле

$$G = \gamma_{взв} (\text{ал}/180 - \sin \alpha \cos \alpha) R^2; \quad (12.20)$$

3) определяют величины и точки приложения равнодействующих всех горизонтальных и вертикальных сил Q и P (без фильтрационного давления);

4) переносят горизонтальную силу Q в плоскость AB , а для сохранения неизменным действующего момента всех сил относительно точки A передвигают силу P параллельно ей на расстояние $p' - p$, где

$$p' = p + qQ/P; \quad (12.21)$$

5) определяют величину и направление равнодействующей гидродинамического давле-

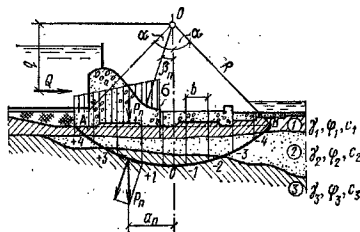


Рис. 12.20. Схема и расчету устойчивости плотины на сдвиг в случае неоднородного основания

ния по сетке фильтрационного потока (рис. 12.19, б):

$$W_{\Phi} = \gamma \Sigma \omega_i I_i; \quad (12.22)$$

где ω_i и I_i — соответственно площадь отдельной ячейки и градиент потока в ней;

6) переносят силы P , Q и G на поверхность сдвига и определяют составляющие их компоненты удерживающих и сдвигающих сил:

$$S_1 = P \cos \beta \operatorname{tg} \varphi; \quad S_2 = Q \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi;$$

$$S_G = G \operatorname{tg} \varphi; \quad T_1 = P \sin \beta,$$

$$T_2 = Q \cos \alpha;$$

7) определяют коэффициент надежности основания на сдвиг при $m = n_0 = 1$ по формуле

$$k_{из} = \frac{(P \cos \beta + Q \sin \alpha + G) \operatorname{tg} \varphi + 2acR}{P \sin \beta + Q \cos \alpha + W_{\Phi} \rho/R}. \quad (12.23)$$

Прохождение кривой скольжения под частью подошвы плотины. В этом случае (рис. 12.19, в) расчет проводят по изложенной методике, но в расчетных формулах за силу P принимают нагрузку P_1 , приходящуюся на основание в пределах кривой скольжения. Величина ее определяется заштрихованной частью эпюры напряжений в основании. Расчетная сила Q при этом уменьшается как величину силы $f(P - P_1)$, воспринимаемой верховой частью плотины. В расчет вводится величина $Q_1 = Q - f(P - P_1)/k_y$, где f — коэффициент трения грунта; k_y — коэффициент устойчивости; его значение сначала задают в пределах 1,2—1,3, а затем уточняют при расчетах.

Заглубленный в грунт основания фундамент. Схему плотины с заглубленным фундаментом (рис. 12.19, г) приводят к расчетной (см. рис. 12.19, а) путем уменьшения вертикальной силы P на величину $P_1 = \gamma \omega$, где γ — удельный вес грунта основания; ω — площадь заглубленной в грунт части плотины (заштри-

хована на схеме). Дальнейший расчет выполняют изложенными методами.

Неоднородное основание (рис. 12.20). При неоднородном строении основания расчет устойчивости плотины на сдвиг проводят, как и в случае однородного основания, по круговой поверхности скольжения, но с дифференцированием учетом сопротивляемости грунтов основания на отдельных ее участках. При этом сдвигаемую зону основания разбивают на отдельные отсеки равной ширины b , как это делают при расчете откосов земляных сооружений, и для каждого из них, учитывая вес грунта и приходящуюся на него вертикальную нагрузку от сооружения в виде части эпюры напряжения, находят реактивные силы на поверхности скольжения и их моменты относительно центра кривой скольжения O . Суммируя удерживающие и сдвигающие моменты этих сил, определяют коэффициент надежности сооружения на сдвиг вместе с грунтом основания по следующей формуле:

$$k_n = \frac{M_{уд} m}{M_{сдв} n_c} = \frac{(\sum M'_n + RQ \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi_n) m}{(\sum M_n + Qq) n_c} =$$

$$R(\sum P_n \cos \beta_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum c_n s_n + Q \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi_n) m \\ = \frac{\quad}{(\sum P_n a_n + Qq) n_c}, \quad (12.24)$$

где P_n — вертикальная сила в отсеке n ; s_n — длина кривой скольжения в пределах отсека n ; φ_n , c_n — соответственно угол внутреннего трения и сцепление грунта в пределах рассматриваемого отсека.

При наличии в основании прослоек, обладающих низким сопротивлением сдвигу, поверхность скольжения должна проходить по ним на возможно большем протяжении.

В таких случаях необходимо проводить расчет устойчивости сооружения также в предположении плоского сдвига по слабой прослойке с включением в состав вертикальных сил наряду с весом сооружения веса породы, расположенной под ним над слабой прослойкой. При этом в расчет принимают характеристики грунта $\operatorname{tg} \varphi$ и c , соответствующие слабой прослойке.

Из полученных в результате расчетов значений коэффициента надежности сооружения на сдвиг k_n по круговой и плоской поверхности скольжения за расчетное принимается меньшее.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гаджиев А. Б. Деформационные швы гидросооружений. Л., Энергия, 1969.
2. Методы расчета устойчивости и прочности гидротехнических сооружений/Под ред. М. М. Гришвина. М., Стройиздат, 1966.
3. Недрига В. П. Сопрягающие устройства бетонных плотин. М., Госстройиздат, 1960.
4. Проектирование речных гидроузлов на нескладных основаниях/Под ред. М. М. Гришвина и А. В. Михайлова. М., Энергия, 1967.
5. Самарин И. К. Расчеты оснований гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1971.
6. СНиП II-16-76. Основания гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1977.

7. СНиП II-56-74. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. М., Стройиздат, 1975.
8. СНиП II-53-73. Плотины из грунтовых материалов. М., Стройиздат, 1974.
9. СНиП II-54-77. Плотины бетонные и железобетонные. М., Стройиздат, 1978.
10. СНиП II-56-77. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1978.
11. Студеничкин Б. И. Защита от размыва русл и нижних бьефов водосбросов (рекомендации по проектированию). М., ВНИИ ВОДГЕО, 1974.

РАЗДЕЛ IV.

ВОДОСБРОСНЫЕ И ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

ГЛАВА 13. ВОДОСБРОСЫ И ВОДОСПУСКИ РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

13.1. Общие положения

В составе речных гидроузлов обычно предусматривают водопропускные сооружения, подразделяемые по назначению на два характерных вида: водосбросы и водоспуски [1, 2, 10].

Водосбросы предназначены для пропуска из водохранилища в нижний бьеф паводковых расходов при заданных расчетных уровнях воды в верхнем бьефе; пропуска льда, шуги и других плавающих тел в нижний бьеф; транзита влекомых наносов в нижний бьеф (для сооружений небольших размеров).

Водоспуски используют для постоянных полезных попусков воды из водохранилища в нижний бьеф, диктуемых водохозяйственными и санитарными требованиями; для полного или частичного опорожнения водохранилища в заданный срок в целях ремонта сооружений, расположенных в верхнем бьефе; для частичного промыва наносов, отложившихся перед сооружением. Входное отверстие водоспуска располагают обычно на отметках, обеспечивающих возможность сработки водохранилища до заданного уровня.

При выборе типов и размеров водосбросов и водоспусков следует рассматривать возможность совмещения их функций в одном сооружении, а также возможность использования водоспуска сначала для пропуска строительных расходов воды.

Максимальный расчетный расход воды, подлежащей пропуску через водосброс, определяют в соответствии с требованиями СН 435-72 [12], с учетом класса сооружения и трансформации паводка действующими и проектируемыми водохранилищами. Сооружения I класса рассчитывают на пропуск расходов обеспеченностью 0,01%; II класса — 0,1%; III и IV классов — 0,5 и 1,0% соответственно. Водопропускную способность водосброса определяют при полном открытии всех водосливных отверстий с учетом пропуска части расхода через водоспуск и другие водопропускные сооружения гидроузла (гидроэлектростанцию, судоходный шлюз и т.д.). Следует учитывать также возможность форсирования уровня верхнего бьефа.

Расчетный расход водоспуска определяют

исходя из заданного срока опорожнения водохранилища и значения расхода санитарного попуска. Скорость опорожнения водохранилища назначают с учетом допустимой интенсивности понижения уровня по условиям устойчивости склонов и верхового откоса земляной плотины. Наиболее часто водохранилище срабатывает за 2—3 мес. Расход санитарного попуска задают из условий полного обеспечения потребностей в воде населения и промышленных предприятий, расположенных на реке ниже гидроузла.

Размеры (ширину и высоту) прямоугольных водопропускных отверстий, перекрываемых затворами, принимают в соответствии с требованиями СНиП II-50-74 [11], а именно: пролеты отверстий (размер в свету), м — 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,25; 1,5; 1,75; 2,0; 2,25; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5; 5,0; 6,0; 7,0; 8,0; 10,0; 12,0; 14,0; 16,0; 18,0; 20,0; 22,0; 24,0; 27,0; 30,0; высота отверстий (от порога до НПУ), м — 0,6; 0,8; 1,0; 1,25; 1,5; 1,75; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5; 5,0; 5,5; 6,0; 6,5; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 10,0; 11,0; 12,0; 13,0; 14,0; 15,0; 16,0; 17,0; 18,0; 19,0; 20,0.

Отметку порога водосброса и размеры его отдельных отверстий выбирают на основании данных технико-экономического сравнения вариантов. Отметка порога водоспуска обычно диктуется требуемой величиной сработки водохранилища или условием подачи в нижний бьеф гарантированного расхода санитарного попуска при сработке водохранилища до уровня мертвого объема.

При проектировании водосбросов и водоспусков, работающих в условиях значительных скоростей течения воды, необходимо уделять особое внимание разработке мероприятий по защите оснований сооружений гидроузла от опасного размыва, а обтекаемых элементов — от кавитационной эрозии.

13.2. Водосбросы

13.2.1. Классификация

Применяемые в речных гидроузлах с глинами плотинами типы водосбросов определяются в основном местными топографическими, геологическими, гидрологическими и эксплуатационными условиями, а также условиями,

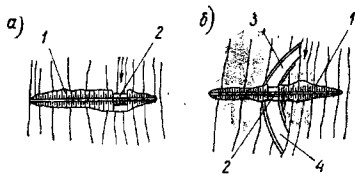


Рис. 13.1. Типы водосборов в теле грунтовых плотин а — русловой; б — пойменный; 1 — плотина; 2 — водосбор; 3 — подводящая часть; 4 — сбросная часть

диктуемыми производством работ по возведению различных сооружений гидроузла.

По расположению в узле сооружений водосборы подразделяют в основном на две группы: а) водосборы в теле плотин; б) водосборы береговые (вне тела плотин).

Водосборы в теле земляных и каменнонабросных плотин располагают либо непосредственно в русле (рис. 13.1, а), либо на пойме реки (рис. 13.1, б) в зависимости от принимаемой схемы производства работ по возведению сооружений и схемы пропуска строительных расходов. В конструктивном отношении их делят на открытые и трубчатые водосборы. Открытые водосборы по форме и условиям работы аналогичны бетонным водосборным плотинам, подробно рассмотренным в гл. 10—12. Их отличие от последних заключается лишь в том, что они требуют более сложных сопрягающих устройств в примыканиях водосливной плотины к грунтовой для защиты последней от размыва. Трубчатые водосборы, устраиваемые в грунтовых плотинах, работают в условиях напорного потока. Важной отличительной особенностью их является возможность удовлетворения различных требований, связанных с пропуском воды в нижний бьеф гидроузла.

Береговые водосборы существенно отличаются от водосборов в теле плотин. Их выполняют в виде открытых водосборных каналов, туннелей и различных сочетаний водослива с каналом, шахтой и туннелем. Водосборный тракт их в направлении потока имеет значительную длину.

По типу оборудования водосливной части водосборы подразделяют на управляемые (с затворами и механизмами для их подъема и опускания) и автоматического действия. Последние бывают без затворов (открытый водослив, сифон) и с затворами, отрегулированными на их поднятие при достижении уровнем воды заданной отметки.

По конструктивному оформлению водосборы могут иметь много разновидностей: трубчатые, береговые открытые, траншейные, шахтные, туннельные, сифонные и др.

13.2.2. Трубчатые водосборы

Трубчатые водосборы устраивают в теле грунтовых плотин в основном небольшой высоты и значительно реже в плотинах высотой до 60—80 м. Важным преимуществом этих водосборов является возможность их комплексного использования — сначала для пропуска строительных расходов, а затем, в период эксплуатации гидроузла, в качестве водосборов и водоспусков.

В состав трубчатого водосбора 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. 13.2 и 13.3).

Донные трубы выполняют обычно из железобетона с круглым, овальным или прямоугольным поперечным сечением. При необходимости укладки нескольких труб их объединяют в общую монолитную многоотковую 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. Гидравлический расчет трубчатого водосбора производят по формулам, приведенным в гл. 3.

13.2.3. Береговые открытые водосборы

Водосборы этого типа устраивают на гидроузлах как с грунтовыми, так и с арочными и контрфорсными бетонными глухими плотинами. Располагают их, как правило, на одном берегу (рис. 13.4). Расположение водосборов на двух берегах допускается в редких случаях, лишь при значительных сбросных расходах и наличии возможности их размещения по топографическим и геологическим условиям, а также по условиям компоновки сооружений гидроузла. Береговые открытые водосборы применяют при расходах от 500 до 12 000 м³/с на одно сооружение.

Открытые береговые водосборы состоят

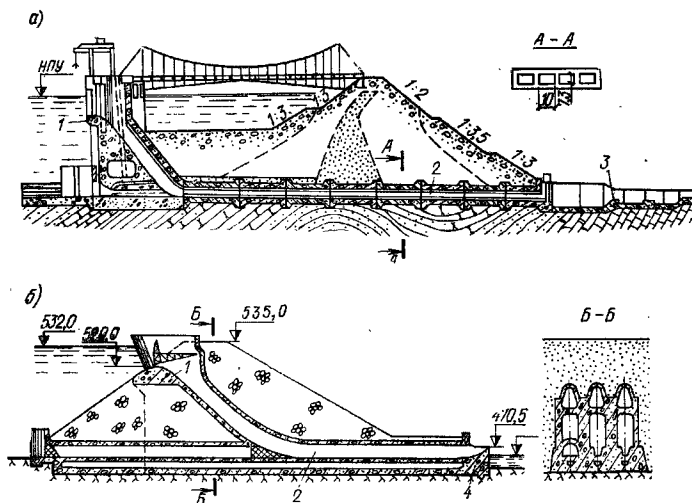


Рис. 13.2. Трубчатые водосбросы в теле грунтовой плотины

а — Мингечаурского гидроузла ($H=70$ м, $Q=1600$ м³/с); б — гидроузла Ирыл Эмда (Алжир, $H=70$ м, $Q=2600$ м³/с); 1 — водослив; 2 — донная труба; 3 — гаситель; 4 — носок трамплина

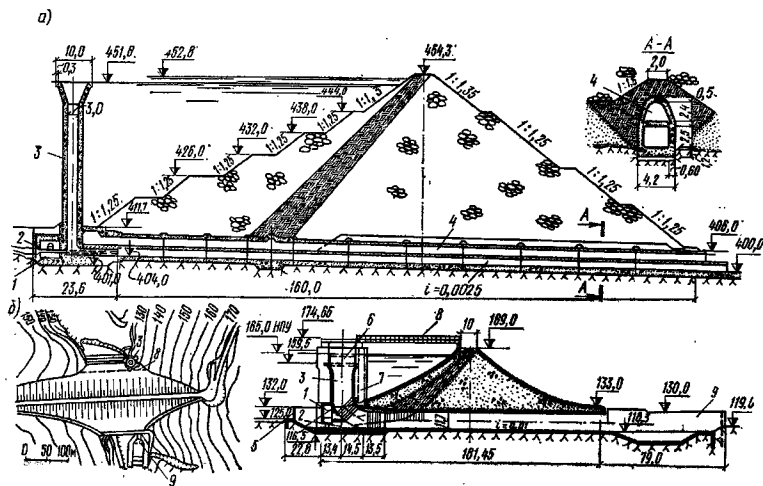


Рис. 13.3. Башенные водосбросы в теле грунтовой плотины

а — без затворов на гребне; б — с кольцевым затвором; 1 — затворная камера; 2 — водовыпуск; 3 — ба-
ня; 4 — служебная и аэрационная галерея; 5 — стенка для задержания влетаемых наносов; 6 — коль-
цевой затвор; 7 — аэрационный канал; 8 — служебный мостик; 9 — водобойный колодец

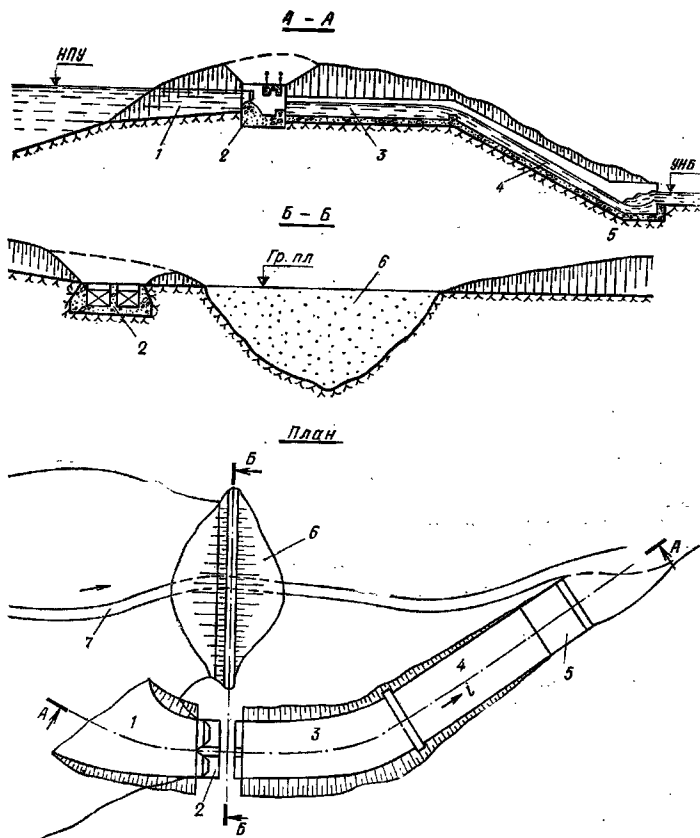


Рис. 13.4. Береговой открытый водосбор

1 — подводный канал; 2 — головная часть в виде водослива; 3 — отводящий промежуточный канал; 4 — сбросная часть (быстроток); 5 — концевая часть; 6 — грунтовая плотина; 7 — русло реки

из трех основных частей: а) подводного канала; б) водослива фронтального типа, регулирующего сбрасываемый расход; в) водоотводящего устройства.

Подводящий канал должен обеспечивать плавный подвод воды к водосливу. В плане он имеет обычно криволинейное очертание и переменную ширину вдоль потока. При больших глубинах канал часто выполняют 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 укрепляют, а в нескальных окрышают защит-

ной одеждой, но лишь в зоне его примыкания к водосливу, если скорости потока превышают допустимые для неукрепленного грунта. Поперечное сечение подводного канала трапециевидное с заложением откосов примерно 1,5—2,5 в нескальных грунтах и 0,5 в скальных.

Водосливная часть представляет собой высокую водосливную плотину, имеющую прямое очертание в плане. Иногда для увеличения длины водосливного фронта в стесненных условиях водосливу придают криволинейную или даже более сложную, зигзагообразную форму.

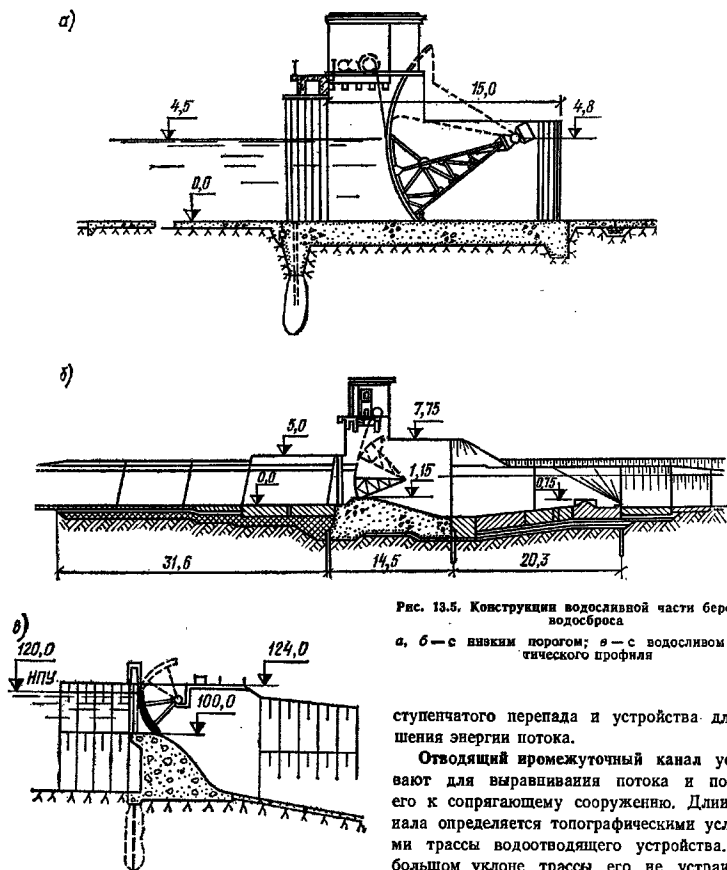


Рис. 13.5. Конструкция водосливной части берегового водосброса

а, б — с низким порогом; в — с водосливом практического профиля

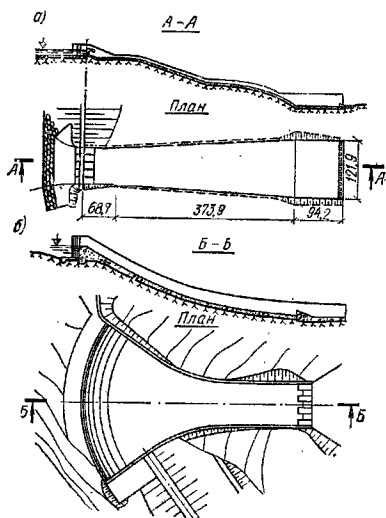
В конструктивном отношении водосливная плотина открытого берегового водосброса аналогична сооружениям, описанным в гл. 10—12. Наиболее часто выполняют водослив с низким порогом (рис. 13.5, а, б), реже практического профиля (рис. 13.5, в). Особенности водослива берегового водосброса является отсутствие с его изливной стороны устройств для гашения энергии сбрасываемого расхода. В большей части сооружений вода подступает в отводный тракт 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 много-

ступенчатого перепада и устройства для гашения энергии потока.

Отводящий промежуточный канал устраивают для выравнивания потока 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 укрепляют бетонной одеждой, толщину которой принимают в зависимости от скорости потока и геологических условий.

Быстроток представляет собой канал, уклон которого значительно превышает критический. Наиболее часто уклон задают в пределах 0,05—0,25, но он может быть и больше, например в прочных скальных грунтах. Ширина быстротока может быть постоянной или переменной — уменьшающейся или увеличивающейся книзу (рис. 13.6). Изменение ширины быстротока вызывается как условиями гашения энергии в нижнем бьефе, так и возможностью некоторого сокращения объема работ. Характерные схемы быстротоков приведены на рис. 13.7 и 13.8. В конструктивном отно-

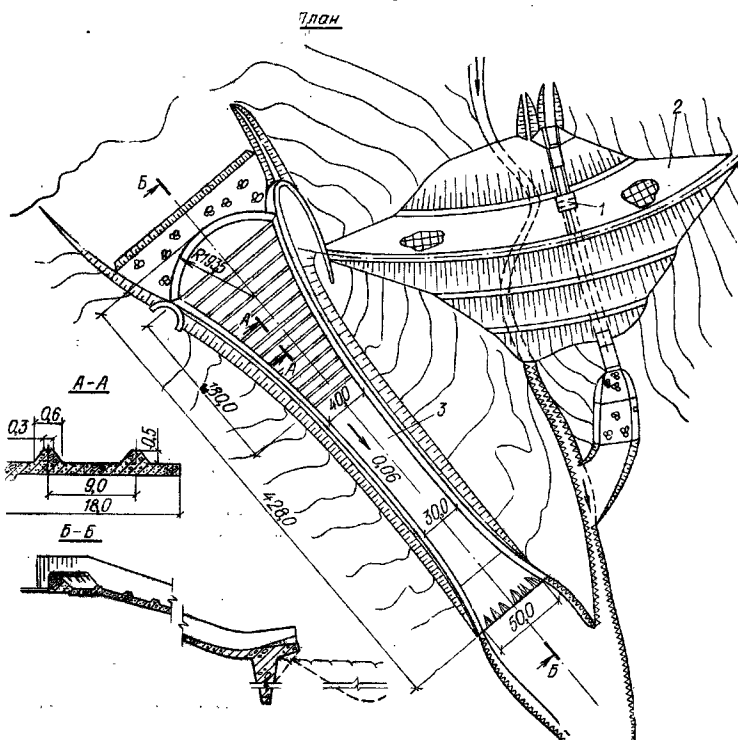


шенин быстроотки выполняють в виде бетонного или железобетонного лотка с прямоугольным, трапецидальным или полигональным поперечным сечением (рис. 13.9, а—г). Борта лотка образуются подпорными стенками того или иного типа, чаще отрезанными от дна деформационными швами. В лотках небольших размеров стенки и дноще представляют собой монолитную неразрезную конструкцию докового типа. Дноще бетонного лотка на нескальных грунтах выполняют в виде плиты толщиной 0,3—0,8 м. Стенки и дноще по длине лотка разрезают деформационными швами через 20—25 м. В скальных прочных породах облицовку не делают. В слабых скальных и полускальных породах борта

Рис. 13.8. Быстроотки
а — расширяющийся (гидроузла Рамчанга, Индия);
б — сужающийся мексиканского типа

Рис. 13.7. Береговой водосбор гидроузла Карлос Мануэль де Сеспедес (Куба) ($Q=3680 \text{ м}^3/\text{с}$)

1 — водовыпуск; 2 — земляная плотина; 3 — водосбор



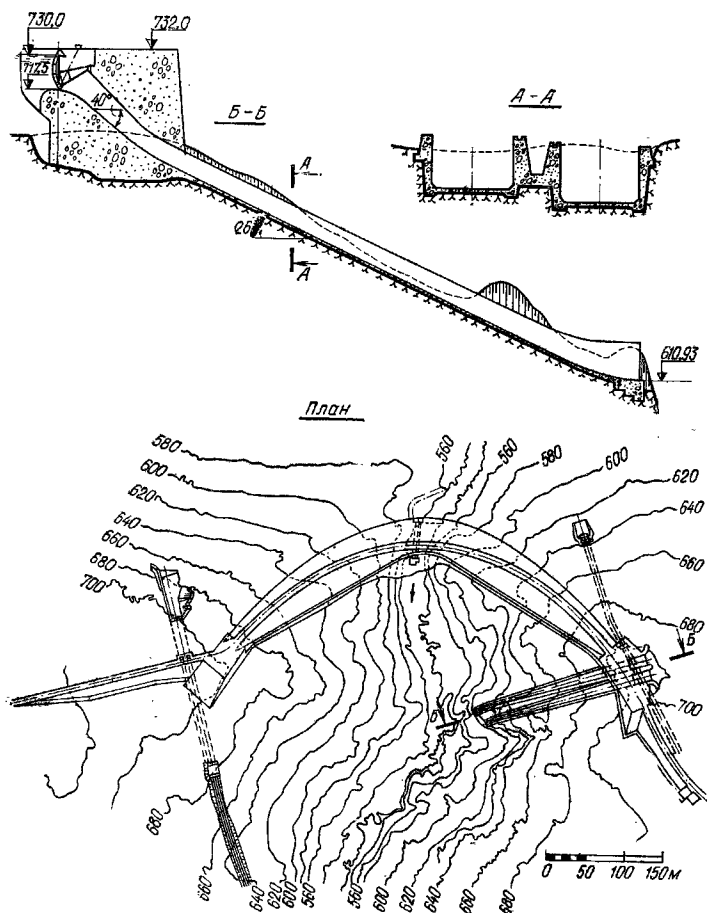


Рис. 13.8. Гидроузел Альемдро с двумя быстротоками

лотка выполняют крутизной $1:0,3-1:0,5$, а его дно и откосы покрывают заалкереной бетонной облицовкой толщиной $0,2-0,3$ м.

В плане быстротокам обычно придают 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

(рис. 13.9, д). Применение быстротоков с вращением в условиях сложного рельефа местности позволяет иногда существенно снизить объем строительных работ.

В быстротоках большой ширины, а также на криволинейных участках быстротоков с горизонтальным дном для повышения устойчивости потока в поперечном направлении и более равномерного изменения глубины на закруглении устраивают раздельные стенки (рис. 13.10 и 13.11). В прямолинейных быстротоках борьба с потерей устойчивости потока может осуществляться также приданием

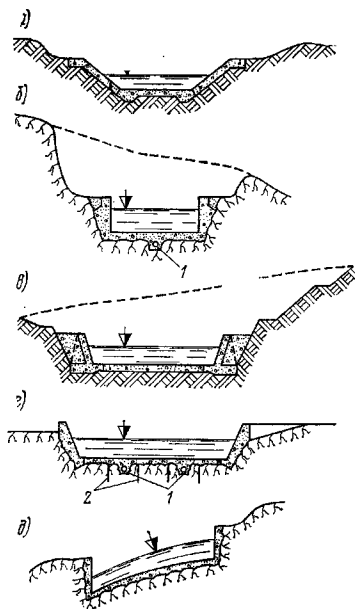


Рис. 13.9. Поперечное сечение быстротоков
 а, в — в нескальном грунте; б, г, д — в скале;
 1 — дренаж; 2 — анкеры

его поперечному сечению безволновой формы (рис. 13.12) или устройством искусственной шероховатости на части длины лотка с целью снижения скорости потока (см. рис. 13.7).

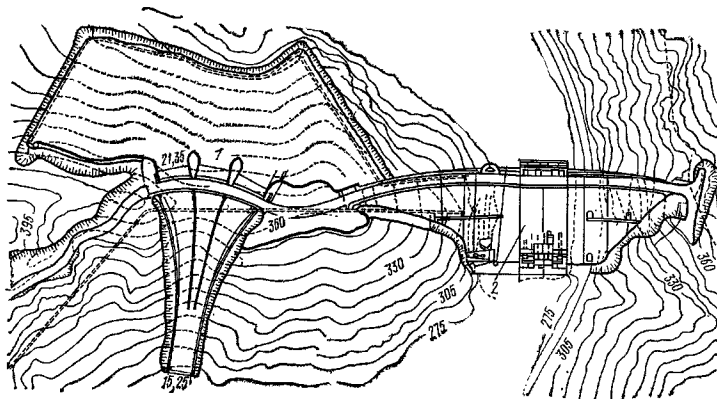


Рис. 13.10. Водосбор с криволинейным водосливом и раздельными стенками в быстротоке
 1 — водосбор; 2 — плотина

Во всех случаях высокого положения депрессионной поверхности фильтрационного потока на трассе быстротока следует предусматривать дренаж под днищем и за его стенками. Наиболее целесообразен здесь трубчатый дренаж.

Сопряженне быстротока с нижним бьефом на нескальных грунтах осуществляют с помощью водобойного колодца или водобойной стенки. На скальных грунтах при значительных скоростях потока в конце быстротока применяют в основном трамплины с сосредоточенной струей и реже рассеивающие трамплины.

Гидравлический расчет быстротоков и гасителей энергии выполняют по методике, изложенной в гл. 3, с учетом влияния на глубину потока процесса аэрации воды при больших скоростях течения в быстротоке.

Многоступенчатые перепады применяют при значительных уклонах местности ($i \geq 0,25$) и небольших удельных расходах (до $15 \text{ м}^3/\text{с}$). Выполняют их в виде ряда ступеней из одинаковых по размерам колодцев, образованных продольными (боковыми) и поперечными стенками (рис. 13.13). Размеры колодца и высоту его водобойной стенки назначают из условия полного гашения энергии потока на основании данных гидравлического расчета (см. гл. 3). Наиболее употребительная высота ступеней 4—6 м. Длину ступени принимают не менее двух высот перепада уровней на ней. Для лучшего гашения энергии иногда дну колодцев придают обратный уклон. Скорости течения в многоступенчатом перепаде составляют примерно 2—3 м/с.

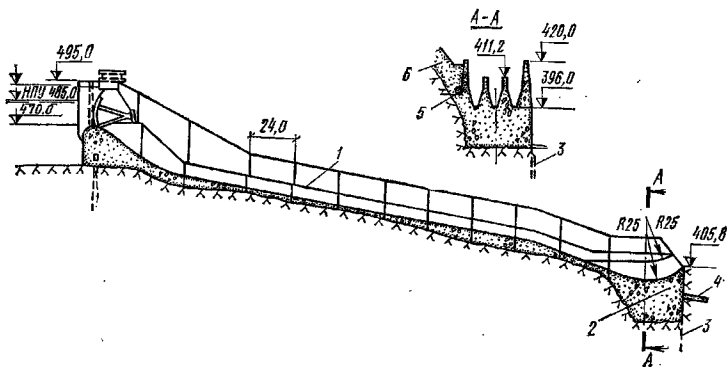


Рис. 13.11. Быстроток с разделяющими стенками

1 — верх разделяющей стенки; 2 — носок-трамплин; 3 — цементационная завеса; 4 — плита толщиной 1 м; 5 — дрена; 6 — обратная засыпка

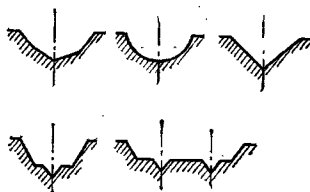


Рис. 13.12. Безволновые поперечные сечения быстротока

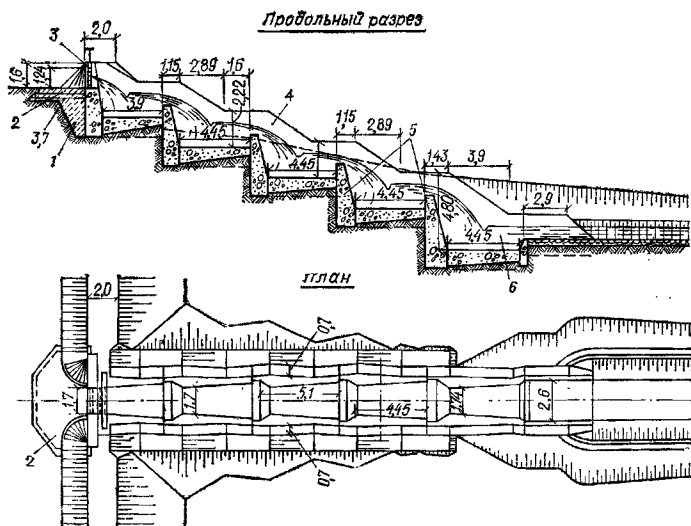


Рис. 13.13. Многоступенчатый перепад

1 — глинобетон; 2 — понур; 3 — плоский затвор; 4 — продольная стенка; 5 — водобойная стенка; 6 — колодец

На скальных и полускальных грунтах продольные и поперечные стенки обычно отделяют от водобойной плиты вертикальными швами для обеспечения их независимой осадки. Все швы оборудуют противофильтрационными уплотнениями. В скальных грунтах водобойные плиты в колодцах перепадов часто не устраивают.

Размеры водобойной плиты, продольных и водобойных стенок устанавливают расчетом на устойчивость. Ориентировочно толщину их, м, принимают в зависимости от свойств грунта и высоты колодцев:

Водобойной плиты	0,5—1,0
Продольной стенки:	
поверху	0,3—0,7
понижу	1,0—2,0
Водобойной стенки:	
поверху	0,5—0,7
понижу	1,2—2,0

В скальных породах выполняют выравнивающую облицовку толщиной 0,3—0,4 м.

13.2.4. Траншейные водосбросы

Траншейный водосброс представляет собой открытый береговой водосброс с боковым отводом воды.

В состав сооружений траншейного водосброса (рис. 13.14) входят: а) водосливная часть в виде водослива с широким порогом или практического профиля; б) траншея, в которую поступает вода, сбрасываемая через водослив; в) отводящий канал и сопрягающее сооружение в виде быстротока, перепада или трамплина с соответствующими устройствами для гашения энергии потока.

Водослив траншейного водосброса может быть управляемым, т. е. с затворами на гребне, поддерживающими уровень воды в верхнем бьефе на отметке НПУ, и автоматического действия. В последнем случае его гребень располагают на отметке НПУ. Управляемые водосливы применяют для расходов до 8000 м³/с при напоре на гребне до 8 м, а автоматического действия — для расходов до 600 м³/с при величине форсирования уровня не более 2 м. Гребень водослива располагают обычно параллельно траншее. Важным достоинством водослива с боковым отводом воды является относительная простота его размещения вдоль берега. В конструктивном отношении водослив траншейного водосброса практически ничем не отличается от водослива плотин, описанных в гл. 10—12. Водослив автоматического действия выполняют в виде плоского флютбета или водослива практического профиля. В последнем случае рекоменду-

ется задавать ему вакуумное очертание, учитывая его высокий коэффициент расхода $m=0,54\dots 0,56$.

Траншея представляет собой канал с изменяющимися по его длине шириной и глубиной. Применяют траншейные водосбросы в основном в створах, сложенных скальными или полускальными породами при крутых береговых склонах, затрудняющих размещение берегового водосброса фронтального типа. При этом траншею располагают как на низких отметках, если ее сначала используют в качестве обводного канала для пропуска строительного расхода, так и на высоких, когда ее устраивают только в качестве водоприемного элемента водосборного устройства высоконапорного гидроузла. Траншею задают крутой откос (2:1 и круче). Учитывая значительное динамическое воздействие на траншею бурного потока, ее дно и борта даже в прочных скальных породах покрывают заанкеренной в скалу бетонной плитой толщиной 0,7—1,2 м. Для снятия фильтрационного давления на бетонную облицовку траншеи под ней устраивают трубчатый дренаж. Особенностью потока в траншее являются изменяющийся расход по ее длине и наличие винтового движения, отрицательно влияющего на режим потока и пропускную способность траншеи. Для устранения винтового движения в траншее и обеспечения более равномерного распределения расхода по ширине отводящего канала целесообразно устраивать в части пролетов водосброса водослив с носком (рис. 13.15), а в конце траншеи — распределительную стенку или порог. Предварительно размеры траншеи определяют расчетом, а окончательно принимают по данным модельных исследований. Моделирование особенно необходимо для крупных водосбросов.

Гидравлический расчет траншейного водосброса состоит в определении длины водослива, габаритных размеров траншеи и размеров элементов сопрягающих сооружений. Водослив и сопрягающие сооружения рассчитывают по зависимостям, приведенным в гл. 3, исходя из заданного расчетного расхода Q_p и допустимого напора на водосливе H . Гидравлический расчет траншеи может выполняться различными методами, из которых наиболее широкое применение получил метод конечных разностей. При этом траншею (рис. 13.16) разбивают по длине на отдельные участки и для каждого из них исходя из расхода и заданной ширины траншеи по дну находят искомые параметры потока и сооружения. Расчет рекомендуется проводить по допускаемой неизменной по длине траншеи скорости движения

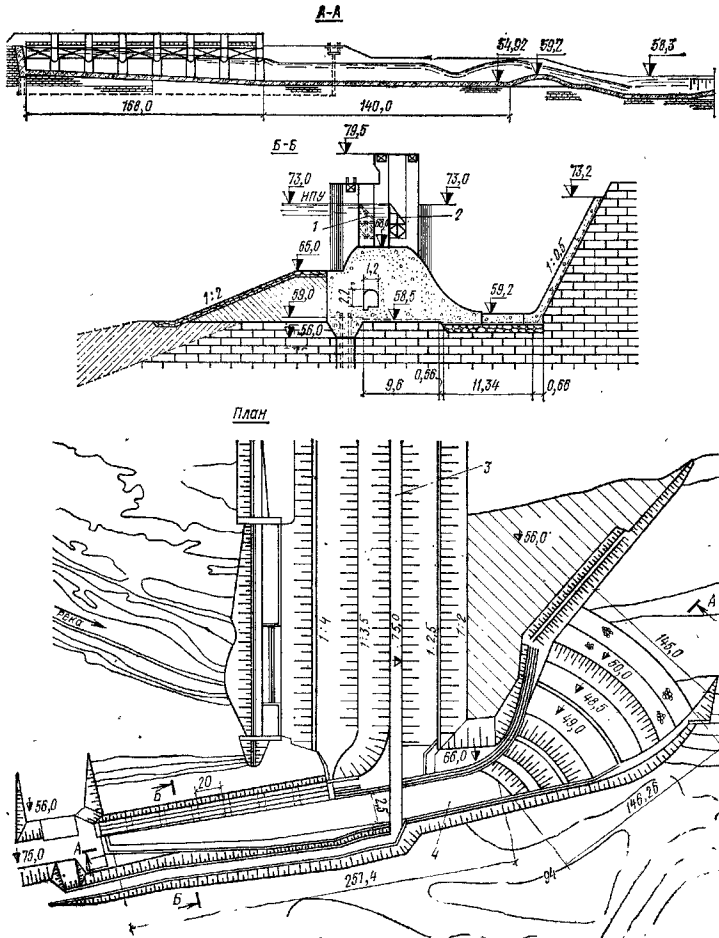


Рис. 13.14. траншейный водосброс

1 — ремонтный затвор; 2 — основной затвор; 3 — ось плотины; 4 — сбросная часть

воды, определяемой типом облицовки дна и бортов траншеи, придерживаясь такой последовательности:

1) определяют допустимую среднюю скорость потока в траншее, которая для укрепленного бетонными плитами русла может приниматься равной

$$v_{\text{тр}} = 0,95 \sqrt{2gz}, \quad (13.1)$$

где z — разность отметок уровней воды в верхнем бьефе и траншее;

2) определяют необходимую площадь жи-

вого сечения потока в каждом из расчетных створов по формуле

$$\omega_n = Q_{x,n} / v_{\text{тр}}, \quad (13.2)$$

где $Q_{x,n}$ — расход воды в рассматриваемом створе;

$$Q_{x,n} = m x_n \sqrt{2gH^{3/2}}. \quad (13.3)$$

Здесь m — коэффициент расхода; x_n — расстояние от начала траншеи до рассматриваемого створа;

3) задаваясь шириной траншеи по дну в начальном и конечном створах b_0 и b_n , вычис-

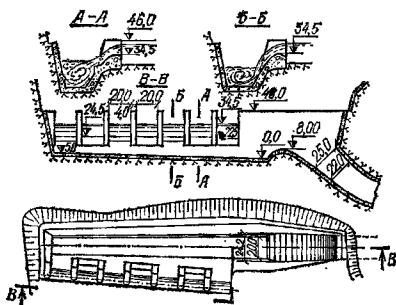


Рис. 13.15. Траншейный водосбор с посками на водосливе для устранения винтового движения

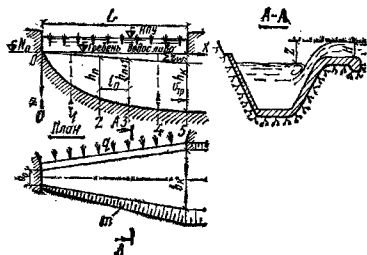


Рис. 13.16. Схемы к гидравлическому расчету траншей при постоянной скорости течения по ее длине
1, 2, 3, 4, 5 — номера расчетных створов

ляют для каждого створа ширину траншей и глубину потока по формулам:

$$b_n = b_0 + (b_n - b_0) x_n / L; \quad (13.4)$$

$$h_n = \frac{1}{2m} (\sqrt{b_n^2 + 4m\omega_n} - b_n); \quad (13.5)$$

где m — валожение откосов бортов;

4) вычисляют гидравлический радиус в каждом створе по формуле

$$R_n = \frac{\omega_n}{b_n + 2h_n \sqrt{1+m^2}}; \quad (13.6)$$

5) определяют гидравлический уклон в створах и среднюю его величину между створами по формулам:

$$i_n = \frac{v_{cp}^2 n^2}{R_n^{4/3}}; \quad (13.7)$$

$$i_{cp} = \frac{i_n + i_{n+1}}{2}; \quad (13.8)$$

где n — коэффициент шероховатости (см. гл. 3) (для бетонной траншеи $n=0,02$);

6) определяют потери напора между створами

$$e_{\omega} = i_{cp} l_n; \quad (13.9)$$

где l_n — расстояние между створами;

7) вычисляют отметки поверхности потока и дна траншей в каждом створе:

$$\left. \begin{aligned} N_{II} &= N_0 - \sum z_{\omega}; \\ N_{II} &= N_{II} - h_n; \end{aligned} \right\} \quad (13.10)$$

где N_0 — отметка дна траншей в начальном створе.

13.2.5. Шахтные водосборы

А. Условия применения. Шахтные водосборы состоят из поверхностного водослива, вертикальной или слегка наклонной шахты и водоотводящего тракта в виде туннели или галереи (рис. 13.17). Шахта водосбора имеет круглое поперечное сечение и обычно полностью размещается в скальной выработке. Лишь в отдельных случаях при неблагоприятных для размещения шахты топографических и геологических условиях ее верхнюю часть выношают в виде башни. В качестве водоотводящего тракта используют, как правило, строительный туннель или галерею, с которыми сопрягают шахту. Применяют шахтные водосборы обычно в средне- и высокопарных гидроузлах, возводимых на скальных основаниях. Сбросные расходы для этого типа водосбора достигают 5000 м³/с.

По условиям работы шахтные водосборы подразделяют на управляемые (с затворами на гребне) и автоматического дей-

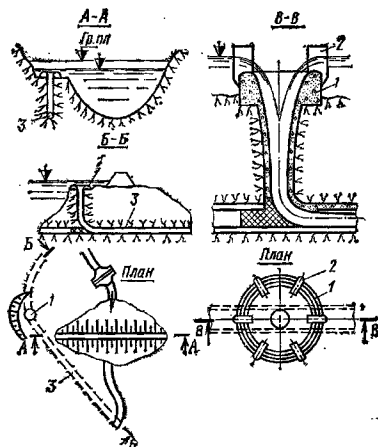


Рис. 13.17. Шахтный водосбор с кольцевым водосливом и его расположение в гидроузле
1 — кольцевой водослив; 2 — струнаправляющие бычки; 3 — туннель

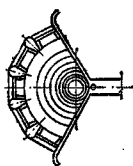
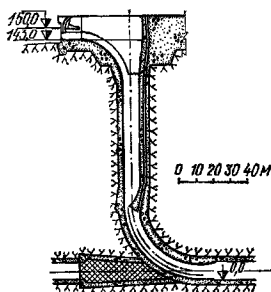


Рис. 13.18. Шахтный водосброс с неполным кольцевым водосливом

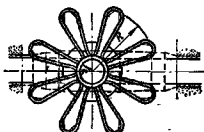
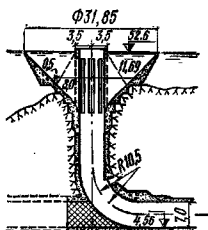


Рис. 13.18. Шахтный водосброс с лестничным водосливом

ствя. В управляемых шахтных водосбросах НПУ верхнего бьефа поддерживается с помощью затворов, опирающихся на быки, расположенные по длине водослива радиально. В шахтных водосбросах автоматического действия гребень водослива располагают на НПУ. Такие водосбросы работают при изменяющемся уровне воды в верхнем бьефе. Управляемые водосбросы устраивают, как правило, при расходах, превышающих 600—700 м³/с. Напор на гребне их водослива допускают до 5—6 м.

Водосбросы без затворов применяют только при малых расходах и напорах не более 2 м, если такая форсировка уровня над НПУ допустима по условиям эксплуатации сооруженный гидроузел и не требует проведения дорожных мероприятий по защите населенных пунктов и территорий в зоне водохранилища от затопления и подтопления.

По форме расположения гребня в плане водосливы шахтных водосбросов подразделяют на кольцевые (см. рис. 13.17), неполные кольцевые (рис. 13.18) и лестничные (рис. 13.19). По конструктивному оформлению и условиям работы кольцевые и неполные кольцевые водосливы ничем не различаются, за исключением длины водослива при одинаковом радиусе воронки.

Б. Кольцевые водосливы. Кольцевые и неполные кольцевые водосливы выполняют обычно практического профиля (рис. 13.20, а) с безвакуумным либо вакуумным очертанием или с широким порогом (рис. 13.20, б), когда задается плоский горизонтальный или конический гребень, наклоненный в сторону воронки под углом 6—9°. Ширина гребня определяется общими габаритными размерами водослива и типом затворов, если они предусматриваются. Ширину плоского гребня принимают в пределах $3,5H \leq B \leq (0,4 \dots 0,5)R$, где H — напор на водосливе; R — радиус входной воронки водосброса.

Коэффициент расхода водослива определяют по формуле

$$m_p = \sigma_{II} m, \quad (13.11)$$

где σ_{II} — поправочный коэффициент, зависящий от типа противоворотных конструкций и отношения $l/(2R)$, где l — длина береговой выемки (см. далее рис. 13.22) (табл. 13.1); m — коэффициент расхода, принимаемый по данным гл. 3; ориентировочно для водослива практического профиля $m=0,44 \dots 0,48$, для водослива с широким порогом $m=0,36 \dots 0,38$.

ТАБЛИЦА 13.1. ЗНАЧЕНИЯ ПОПРАВочНОГО КОЭФФИЦИЕНТА σ_{II}

Тип противоворотной конструкции	Значение σ_{II} при $l/(2R)$	
	4	8
	0,91—0,93	0,93—0,94
	0,97—0,98	0,98—0,99
	0,96—0,99	0,97—1,00
	1,0	1,0

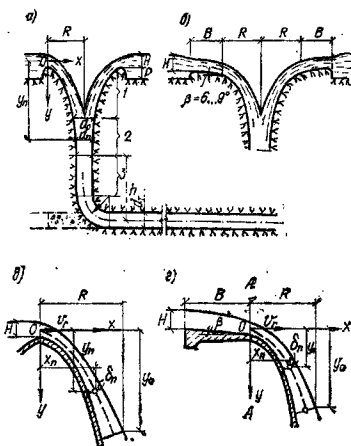


Рис. 13.20. Расчетные схемы шахтного водосброса с кольцевым водосливом
1 — воронка; 2 — переходной участок; 3 — шахта постоянного сечения

Водосливной поверхности воронки шахтного водосброса придают обычно параболическое очертание и в редких случаях эллиптическое — при устройстве вакуумного профиля.

Сливная грань воронки водослива плавно сопрягается с шахтой с помощью сужающегося к низу конического переходного участка (см. рис. 13.20, а). Степень сужения задают из условия недопущения разрыва сплошности потока при свободном падении воды, учитывая возрастание скорости падения по высоте.

Гидравлический расчет кольцевого водослива проводят по А. Н. Ахутину.

Радиус воронки кольцевого водослива определяют по формулам:

а) при отсутствии быков на гребне

$$R = \frac{Q}{2\pi m_p \sqrt{2g} H_0^{3/2}}; \quad (13.12)$$

б) при наличии быков на гребне

$$R = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{Q}{\epsilon m_p \sqrt{2g} H_0^{3/2}} + nd \right); \quad (13.13)$$

где m_p — коэффициент расхода; $H_0 = H + v_0^2 / (2g)$ (здесь H — напор на гребне воронки; v_0 — скорость подхода воды к воронке); ϵ — коэффициент сжатия, равный в среднем 0,9; n — число быков; d — ширина быка.

Очертание воронки параболического профиля строят по очертанию нижней границы струи, переливающейся через водослив с тонкой стенкой. Траекторную ось центральной струйки вычисляют по уравнениям:

а) для водослива практического профиля (рис. 13.20, в)

$$y_n = \frac{gx_n^2}{2v_r^2}; \quad (13.14)$$

где v_r — средняя скорость на гребне, равная

$$v_r = \frac{Q}{2\pi R \cdot 0,75H}; \quad (13.15)$$

б) для водослива с широким порогом (рис. 13.20, г)

$$y_n = \frac{gx_n^2}{2v_r^2 \cos^2 \beta} + x_n \operatorname{tg} \beta; \quad (13.16)$$

где v_r — средняя скорость в конце порога (в сечении А—А), равная

$$v_r = \frac{Q}{2\pi R \cdot 0,65H}; \quad (13.17)$$

β — угол наклона поверхности водослива к горизонту.

Среднюю скорость потока v_n и толщину струи δ_n в любой точке воронки вычисляют по формулам:

$$v_n = \sqrt{v_r^2 + 2gy_n + 2v_r \sin \beta \sqrt{2gy_n}}; \quad (13.18)$$

$$\delta_n = \frac{Q}{2\pi (R - x_n) v_n}; \quad (13.19)$$

где v_r — средняя скорость на гребне водослива, определяемая по зависимости (13.15) или (13.17).

Откладывая по нормали к оси струн положению ее толщины $\delta_n/2$, строят очертание воронки. На глубине y_0 воронка имеет диаметр d_0 .

Диаметр переходного участка, расположенного между воронкой и шахтой постоянного сечения, равного сечению туннеля (см. рис. 13.20, а), вычисляют по формуле

$$d_n = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_n}}; \quad (13.20)$$

где $v_n = 0,98 \sqrt{2gy_n}$. (13.21)

Диаметр отводящего туннеля выбирают из условия обеспечения нормальной работы сооружения как в период его эксплуатации, так и при пропуске строительного расхода. Туннель может работать в напорном и безнапорном режиме. Последнему отдается предпочтение в крупных высоконапорных водосбросах по условиям недопущения кавитационной эрозии облицовки туннеля.

При напорном потоке размеры шахты и отводящего туннеля определяют при расчетном расходе и напоре h , отсчитываемом от начала цилиндрического участка шахты, с учетом допустимой скорости потока для облицовки. Работа вертикальной шахты и отводя-

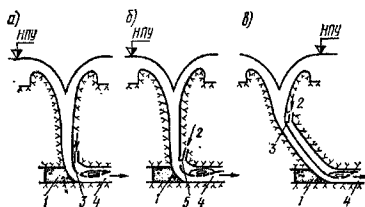


Рис. 13.21. Схемы очертания вертикальных шахт с противовакуумным уступом и подводом воздуха *a* — шахта переменного сечения; *b* — шахта постоянного сечения с носком-отклонителем; *в* — наклонная шахта; 1 — бетонная пробка; 2 — подача воздуха; 3 — уступ; 4 — туннель; 5 — носок

щего туннеля в напорном режиме может быть нормальной лишь при пропуске через сооружение расчетного расхода. При расходах, меньших расчетного, которые бывают на спаде паводка, в зоне сопряжения переходного участка с шахтой, а также на верхней поверхности колена шахты будет возникать вакуум. При этом, кроме того, возможно появление неблагоприятных неустойчивых режимов потока в отводящем туннеле. При изменяющихся во времени сбросных расходах для устранения отмеченных недостатков в работе водосброса вертикальной шахте задают либо переменное сечение (рис. 13.21, *a*) и на подходе ее к колену устраивают противовакуумный уступ с подводом воздуха, либо постоянное сечение с устройством носка — отклонителя струи и подводом воздуха (рис. 13.21, *b*). Отводящий туннель в этих случаях проектируют на работу в безнапорном режиме. При устройстве наклонной шахты (рис. 13.21, *в*) уступ и воздухоподводящее устройство располагают в зоне излома шахты, а в наклонной ее части, так же как и в отводящем туннеле, обеспечивают безнапорный режим. Концевую часть отводящего туннеля, работающего в безнапорном режиме, устраивают чаще всего в виде носка-трамплина, отбрасывающего поток на значительное расстояние от портала. Лишь при донном режиме сопряжения потока с нижним бьефом применяют гасители того или иного типа.

Гидравлический расчет водоотводящего тракта водосброса выполняют по зависимостям, приведенным в гл. 3.

В. Лепестковые водосливы. Такие водосливы имеют вид ряда одинаковых по форме и размерам фигурных лотков (лепестков), расположенных по периметру шахты радиально (см. рис. 13.19). Верхняя кромка этих лотков располагается на отметке НПУ и представляет собой водослив с тонкой стенкой.

Длина лепесткового водослива с шестью — восемью лотками в 2—2,5 раза больше длины кольцевого водослива тех же размеров, что позволяет осуществлять сброс расхода в шахту водосброса при значительно меньшем подъеме уровня воды в верхнем бьефе.

Габаритные размеры сооружения — его внешний R и внутренний r радиусы, а также число и очертание лепестков определяют по заданному расходу и допустимой форсировке уровня в водохранилище. Ширина отдельных лотков (лепестков) и расстояние между ними должны обеспечивать плавный подход и свободный перелив воды через гребень водослива без образования подпора. Удельный расход водослива заданного профиля определяют по формулам, приведенным в гл. 3, с учетом влияния условий подхода воды к водосливу.

Г. Подходная часть водосброса. Подходную часть шахтного водосброса выполняют в виде выемки в скальном береговом склоне, обеспечивающей всесторонний равномерный подход воды к воронке. Выемке водосброса с кольцевым и лепестковым водосливом обычно задают параболическое или близкое к нему полигональное очертание в плане. Размеры выемки параболической формы определяют по зависимостям П. П. Мойса [5] (рис. 13.22, *a*):

$$\left. \begin{aligned} l &= \alpha D; \\ b &= 1,75D; \\ p &= \beta H; \end{aligned} \right\} \quad (13.22)$$

$$x = 4y(l - y)b/p^2, \quad (13.23)$$

где α и β — коэффициенты, значения которых зависят от отношения H_0/D (табл. 13.2) (здесь H_0 — расчетный напор на водосливе; D — диаметр воронки водослива); p — превышение гребня водослива над дном выемки (см. рис. 13.20, *a*).

Для исключения возможности возникновения винтового движения воды на подходе к

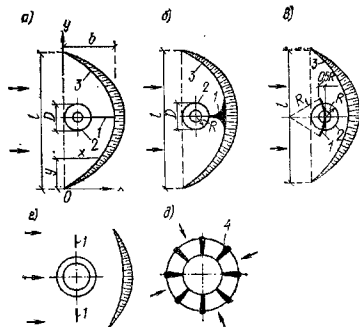


Рис. 13.22. Схемы подходной части шахтных водосбросов и противовакуумных устройств 1 — струна-направляющая стенка; 2 — водослив; 3 — контур береговой выемки; 4 — струна-направляющие бики

ТАБЛИЦА 13.2. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ

H_0/D	α β	
	α	β
0,10	8,0—6,5	2,6—1,9
0,15	6,6—5,8	2,2—1,6
0,20	6,0—5,4	1,9—1,4
0,25	5,7—5,3	1,6—1,15

воронке водосбора, оказывающего отрицательное влияние на пропускную способность водослива, применяют противоворотные устройства в виде прямолнейных или криволинейных струенаправляющих стенок, располагаемых параллельно линии берега или нормально к ней, а также в виде быков на гребне водослива (см. рис. 13.22). Особенно эффективно работает криволинейная направляющая стенка, проходящая через воронку (рис. 13.22, е). Быки на гребне водослива (рис. 13.22, д) достаточно эффективно выполняют одновременно роль несущих конструкций для затворов и роль противоворотных устройств. В этом случае отпадает необходимость в применении других мероприятий. Окончательно форму и размеры противоворотного устройства выбирают на основании данных модельных исследований.

13.2.6. Туннельные водосборы

Туннельные водосборы состоят из водоприемника и туннеля, выполняющего роль во-

дотводящего тракта. Применяют туннельные водосборы на средне- и высоконапорных гидроузлах, возводимых на скальных основаниях. По высотному расположению водоприемника водосборы подразделяются на две группы: водосборы с поверхностным водоприемником (рис. 13.23, а) и водосборным с глубинным водоприемником (рис. 13.23, б). Первые используют только для пропуска эксплуатационных расходов, а вторые могут одновременно выполнять роль водоспусков для опорожнения водохранилища и попусков в нижний бьеф. Глубина погружения отверстия глубинного водоприемника под уровень воды верхнего бьефа определяется допустимым напором на затвор, при котором возможно маневрирование им. При больших напорах устраняют несколько глубинных водоприемников, расположенных попарно (рис. 13.24).

Водоприемник туннельного водосбора с поверхностным забором воды выполняют чаще всего в виде фронтального водослива практического профиля или с широким порогом, перекрытого плоскими или сегментными затворами. Напор на таком водосливе может составлять 20 м и более. В отдельных случаях, особенно при наличии крутых склонов, головную часть водосбора выполняют в виде водослива траншейного типа с боковым отводом воды (рис. 13.25).

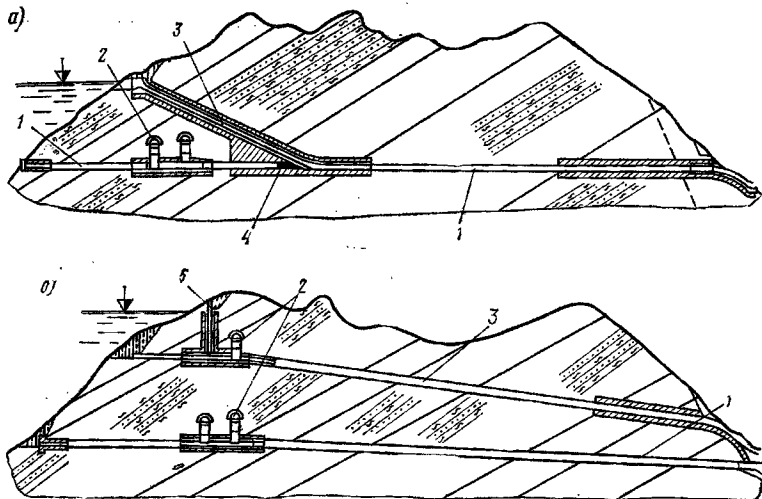


Рис. 13.23. Туннельные водосборы высоконапорного гидроузла

а — с поверхностным водоприемником; б — с глубинным водоприемником; 1 — туннель для пропуска строительного расхода; 2 — камера затворов; 3 — водосборная туннель; 4 — бетонная пробка; 5 — шахта управления затворами

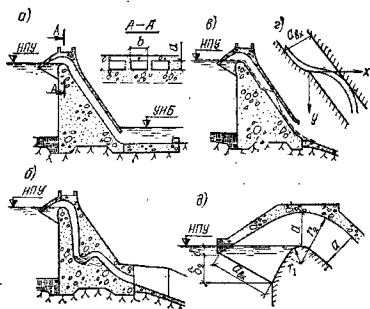


Рис. 13.26. Сифонный водосброс

а, б — сифон с подтопленным входом; в — сифон с носком для создания водяной завесы; г — схема носка, отклоняющего поток; д — входная часть сифонного водосброса

Гидравлические расчеты водосброса выполняются методами, изложенными в гл. 3.

13.2.7. Сифонные водосбросы

Сифонные водосбросы представляют собой один из видов трубчатых водосбросов автоматического действия, используемых для сброса воды из верхнего бьефа гидроузла в нижний [9, 10]. В конструктивном отношении сифон выполняется в виде ряда изогнутых в вертикальной плоскости труб переменного прямоугольного поперечного сечения, проложенных в теле бетонной плотины (рис. 13.26). Входной части их придают вид прямолинейного конфузора с высотой входного сечения $a_{вх}$, в 1,5—2 раза превышающей высоту a трубы над гребнем. Верхнюю кромку входного сифона (рис. 13.26, д) располагают ниже отметки НПУ на величину

$$\delta_1 = \frac{v_{вх}^2}{2g}, \quad (13.24)$$

где $v_{вх}$ — средняя скорость во входном сечении.

Величину δ_2 определяют по формуле

$$\delta_2 = a_{вх} \left(1 - \frac{1}{r_1} \frac{v_{вх}^2}{2g} \right). \quad (13.25)$$

Криволинейной части трубы сифона, расположенной над его гребнем, придают круговое очертание, описываемое радиусами:

$$r_1 = 1,3a; \quad r_2 = 2,3a,$$

где a — высота трубы сифона над гребнем.

Ширину трубы сифона b задают в пределах (1,5—2,5) a .

Сифон включается в работу полным сече-

нием при повышении уровня верхнего бьефа над НПУ на 20—30 см при полном исключении поступления воздуха в его полость через выходное отверстие. Последние достигаются различными способами, в том числе погружением нижней части трубы под уровень нижнего бьефа (рис. 13.26, а); изгибом трубы с целью создания водяной пробки (рис. 13.26, б); устройством трамплина на нижней поверхности отводящей части водовода для отклонения струи в противоположной стенке с целью образования воздухопроницаемой водяной пленки (рис. 13.26, в, г).

Выключается сифон из работы автоматически при снижении уровня верхнего бьефа до отметки НПУ и обнажении воздухопроводящих трубок, расположенных в верхней стенке входной части сифона на отметке НПУ.

13.2.8. Выбор типа водосброса

Тип водосброса выбирают с учетом: а) типа плотины и напора на ней; б) наводковых и строительных расходов; в) общей схемы организации работ и пропусков строительных расходов; г) топографических, геологических и гидрогеологических условий в районе площадки гидроузла; д) эксплуатационных особенностей; е) данных технико-экономических сопоставлений.

При прочих равных условиях при наличии в узле сооружений грунтовой или каменнонабросной плотины береговой водосброс предпочтительнее руслового, если не возникает необходимости в пропуске строительных расходов. Береговой водосброс обычно выгоден при максимальных сбросных расходах, не превышающих 5000 м³/с на одно сооружение, и возможности его возведения с малым объемом земляных работ на подводящем и отводящем каналах. Однако нередко сбросной расход достигает 10—12 тыс. м³/с.

Траншейные и шахтные водосбросы целесообразно устраивать при скальных грунтах и крутых береговых склонах.

Сифонные водосбросы целесообразны при быстро наступающих наводках и сравнительно небольшой аккумулирующей способности водохранилища. Достоинством сифонных водосбросов является их автоматическое включение в работу при небольшом повышении уровня верхнего бьефа. Существенным недостатком их является невозможность сброса плавающих тел. Обычно наряду с сифонами необходимо иметь еще водосливные отверстия, перекрываемые затворами.

Водосбросы шахтные, траншейные и си-

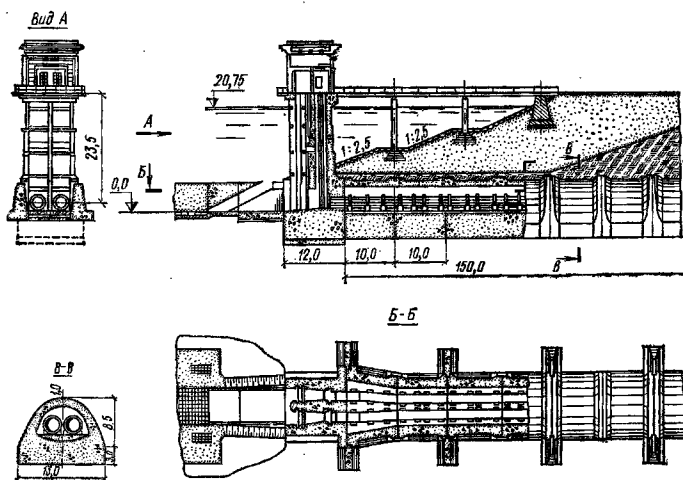
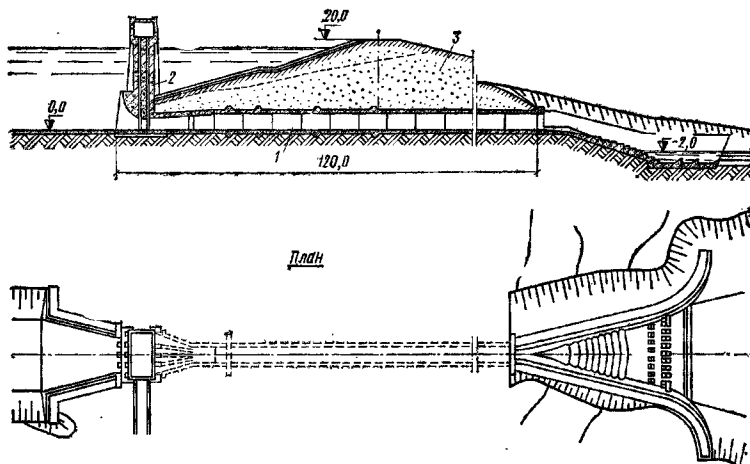


Рис. 13.27. Трубчатый водоспуск с башней и галереей для труб

Рис. 13.28. Трубчатый железобетонный водоспуск башенного типа
1 — железобетонная труба; 2 — башня; 3 — грунтовая плотина

фонные с отводящей частью в виде туннелей и шахт целесообразно применять при сбросных расходах до 5000 м³/с.

Закрытые туннельные водосбросы особенно целесообразны в тех случаях, когда туннель используется также для пропуска строительных расходов, а в дальнейшем его входная часть отключается бетонной пробкой.

13.3. Водоспуски

13.3.1. Классификация

Применяемые в гидроузлах с плотинами из грунтовых материалов типы и конструкция водоспусков определяются в основном топографическими и геологическими условиями, а также сбрасываемым расходом.

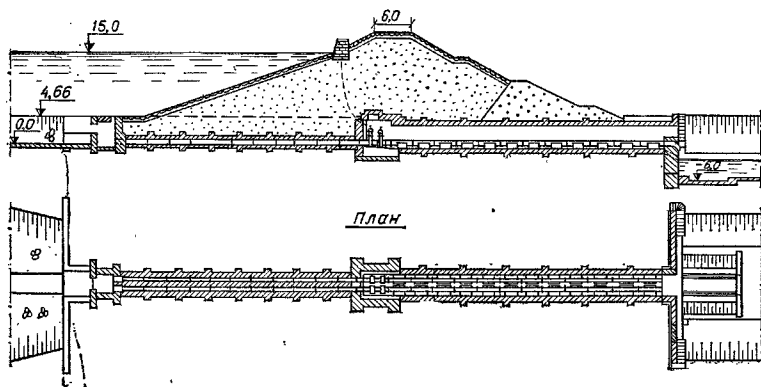
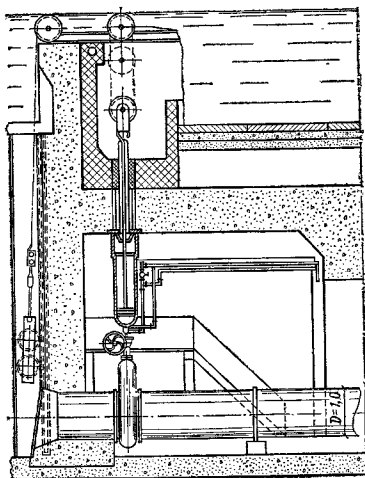


Рис. 13.29. Трубчатый водоспуск безбашенного типа с галерей для труб

Рис. 13.30. Камера управления затворами трубчатого водоспуска безбашенного типа



13.3.2. Трубчатые водоспуски

А. Типы трубчатых водоспусков. Трубчатые водоспуски широко применяют в гидроузлах с плотинами из грунтовых материалов небольшой и средней высоты. Выполняют их из одной или нескольких труб, снабженных затворами, и устройств для приема воды и управления затворами в виде башни (рис. 13.27 и 13.28) или камеры, расположенной в галерее (рис. 13.29 и 13.30). Водоспуски с башнями называют башенными, а с камерами — безбашенными. Большее распространение в гидротехническом строительстве получил первый из указанных типов как более надежный в эксплуатации.

Применяемые в водоспусках водопропускные трубы представляют собой железобетонные галереи или стальные трубопроводы, прокладываемые в этих галереях. Укладка стальных труб непосредственно в грунте основания или в теле плотины допускается лишь в редких случаях и только в небольших сооружениях.

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 инток трубопроводов для возможности отключения одной из них на ремонт в процессе эксплуатации.

Б. Конструкции трубчатых водоспусков. Подобно водоспускам любого типа трубчатые

По расположению в узле сооружений подобно водобросам их делают на два типа: а) водоспуски в теле грунтовой плотины; б) водоспуски береговые вне тела плотины. К первым относятся трубчатые водоспуски, ко вторым — туннельные и открытые водоспуски. Из этих типов основными являются трубчатые и туннельные водоспуски. Открытые береговые водоспуски применяют весьма редко и только на гидроузлах малых напоров. В конструктивном отношении они сходны с открытыми плотинными водобросами с донными отверстиями, рассмотренными в гл. 10—12, и поэтому здесь они не освещаются.

водоспуски снабжают, как правило, двумя затворами — ремонтным и рабочим. Располагают их обычно в начале водоспуска. Башни и камеры управления затворами размещают чаще в начале водоспуска, но иногда и на некотором расстоянии от него (см. рис. 13.29).

Строительные расходы обычно пропускают через полное сечение галереи с временными затворами в головной части. В дальнейшем головную часть галереи заделывают бетонной пробкой с металлическими трубами, через которые пропускают расходы при эксплуатации.

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

Башни водоспусков устраивают чаще с круглым сечением в плане, их внутренний диаметр назначают в зависимости от диаметра прокладываемых в них трубопроводов и размеров внутренних устройств, но не менее 2,5—3 м. Толщину стенки башни часто постепенно уменьшают снизу вверх, но она не должна быть меньше 20 см. Сквозным башням придают в плане обычно прямоугольное очертание.

Металлические трубы в теле плотины укладывают 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 сверху — круглое, у подошвы — плоское для более равномерной передачи нагрузки на основание. Боковые внешние поверхности труб и галерей делают вертикальными или наклонными. Последнее целесообразнее, так как при этом достигается лучшее сопряжение их с насыпью.

В редких случаях галереи делают с прямоугольным сечением. Внешнюю поверхность галерей обычно защищают гидроизоляционными покрытиями и слоем водонепроницаемого грунта.

Внутренние размеры безнапорных галерей назначают из условий пропуска по ним строительного расхода и из условий размещения в них напорных трубопроводов и обеспечения возможности их осмотра и ремонта. С внешней стороны галереям обычно придают расширяющееся книзу очертание, образующее подземистый свод, опирающийся на нижнюю

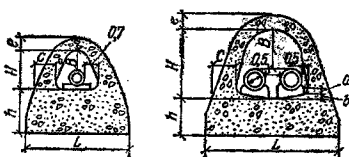


Рис. 13.31. Поперечные сечения безнапорных галерей трубчатого водоспуска

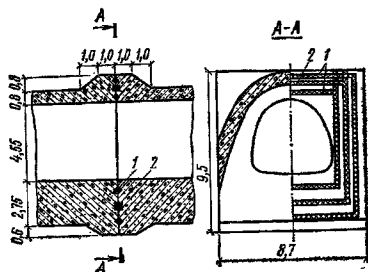


Рис. 13.32. Осадочные и противофильтрационные устройства в стыках секций галерей
1 — битумные шпонки; 2 — компенсатор

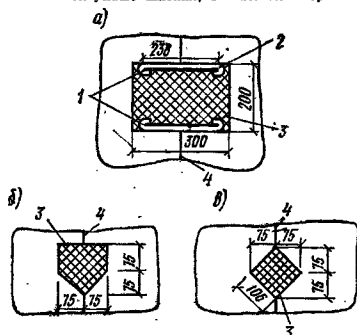


Рис. 13.33. Детали устройства стыков
а — компенсатор; б — горизонтальная шпонка; в — вертикальная шпонка; 1 — оцинкованная сталь толщиной 3 мм; 2 — просмоленный войлок; 3 — битум; 4 — прокладка из двух слоев толя

плиту с плоской подошвой. Свод очерчивают по параболе или эллипсу (рис. 13.31). Высота B обычно принимают не менее 1,5 м. Величина $a+b$ должна быть не менее максимальных ожидаемых осадок отдельных секций. Величины c , e и h определяют по расчету.

При наличии в основании сжимаемых грунтов галерею разрезают по длине швами на отдельные секции длиной не более 10—15 м. В швах предусматривают осадочные и противофильтрационные устройства в виде компенсаторов и шпонок (рис. 13.32 и 13.33). Ком-

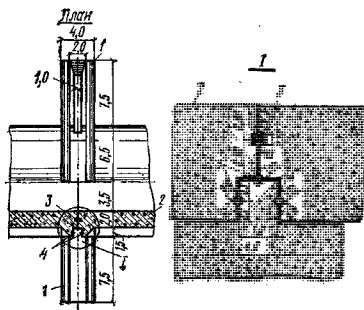


Рис. 13.34. Противофильтрационные ребра галерей водоспуска

1 — ребро; 2 — стенка галереи; 3 — компенсатор из оцинкованной стали толщиной 3 мм; 4 — шпунки; б — заполнение битумом

пенсатор состоит из двух заложённых в углубления стыкуемых плоскостей металлических листов, пространство между которыми заполнено битумом или другим гидроизоляционным материалом. Шпунка служит дополнительным устройством для предотвращения фильтрации воды через шов. Для возможности расположения шпунков и компенсаторов секции в месте стыка утолщают на 0,8—1 м.

По длине галереи в местах стыков секций устанавливают противофильтрационные ребра. Присоединяют их с помощью осадочного и противофильтрационного шва (рис. 13.34). Ребра обычно располагают в зонах, примыкающих к верхней и средней частям плотны.

Если в основании галерей залегают малосжимаемые скальные грунты, ограничиваются устройством через 10—15 м по ее длине осадочных швов, заделываемых после прекращения осадочных явлений. Утолщения в осадочных швах не выполняют.

В галереях, разделенных на секции, трубопроводы укладывают на опоры и предусматривают возможность повышения последних при просадках отдельных секций. Обычно трубы на опорах не закрепляют.

Выходную часть трубчатых водоспусков на некальных грунтах часто устраивают в виде водобойного колодца и переходного участка от галереи к трапециевидному каналу, на скальных грунтах в ряде случаев можно ограничиться отбросом струи.

13.3.3. Туннельные водоспуски

Водоспуски туннельного типа по форме и условиям работы аналогичны трубчатым во-

доспускам. Нередко они совмещают функции строительных и эксплуатационных водоспусков. Отличие туннельных водоспусков заключается лишь в том, что их возводят в берегах в прочных скальных породах. Роль галерей выполняет здесь туннельная выработка. Так же как и трубчатые водоспуски, туннельные водоспуски можно устраивать с трубопроводами в туннеле и без них. При пропуске воды по туннелю водоспуск может работать как в безнапорном, так и в напорном режиме, а при пропуске ее в трубопроводах — только в напорном режиме.

Затворами водоспуска управляют из башни, расположенной перед туннелем (рис. 13.35), или из вертикальной шахты, пробитой в породе (рис. 13.36), или из специальной камеры, выполненной в туннеле.

Формы и размеры туннеля обуславливаются требованиями эксплуатации и условиями производства работ по его возведению, по монтажу и ремонту оборудования. Минимальная высота и ширина туннеля 2,5 м.

Необходимость и тип облицовки туннеля определяется характером скалы и скоростью потока. Облицовка должна быть устойчива против кавитационной эрозии.

Трассу туннельных водоспусков обычно задают прямолинейной в плане, особенно на участке их работы в безнапорном режиме.

13.3.4. Расчеты водоспусков

А. Гидравлические расчеты. Максимальный расчетный расход водоспусков определяют с учетом условий их работы в период строительства и эксплуатации сооружения. Если водоспуск используют сначала для промывки строительных расходов, то его расход для строительного периода принимают в соответствии с рекомендациями гл. 1 и 19 обеспечения 5—10 % в зависимости от класса сооружения. Для эксплуатационного периода максимальный расход определяется обычно срабатываемым объемом и заданным сроком опорожнения водохранилища. В отдельных случаях за расчетный расход может быть принята часть наводкового расхода, пропускаемая через водоспуск. Гидравлические расчеты водоспусков выполняют по формулам, приведенным в гл. 3.

Б. Фильтрационные расчеты. Характер фильтрационного потока в зоне расположения водоспусков устанавливают на основании рассмотрения плоской или плановой задач фильтрации в плотине, пользуясь методами, изложенными в гл. 4. Результаты фильтрационных расчетов используют для определения гидро-

статического давления воды на трубы, галереи и облицовки туннелей, градиентов фильтрационного потока вдоль труб, представляющих наибольшую опасность в отношении образования контурного течения, и оценки намечаемых мероприятий по дренированию фильтрационного потока.

В. Статический расчет. Напорные металлические и железобетонные трубы, а также безнапорные галереи рассчитывают на случай самого неблагоприятного сочетания действующих на них сил от различных одновременно действующих нагрузок. При поперечных сечениях галерей, показанных на рис. 13.31, и значительной толщине нижней плиты k можно пренебречь изгибом плиты. Верхнюю часть галерей в этом случае рассчитывают одним из известных способов как свод с жестким закреплением в пятах. Если толщина плиты имеет один порядок с толщиной свода в пите, галерею рассматривают как замкнутый контур, который для удобства расчленяют на две части: подъемистый свод и плиту. При

этом свод считают упругозаделанным, а плиту рассматривают как балку на упругом основании.

Толщину стенок напорных металлических труб следует принимать с запасом в 1—2 мм по сравнению с расчетной, учитывая их возможную коррозию в процессе эксплуатации.

Облицовку туннельных водоспусков рассчитывают так же, как и облицовку обычных напорных или безнапорных туннелей.

13.3.5. Выбор типа водоспуска

Тот или иной тип водоспуска выбирают с учетом: а) расчетного расхода; б) типа и высоты плотины; в) общей схемы организации строительных работ; г) геолого-топографических условий в районе гидроузла; д) эксплуатационных требований; е) технико-экономических показателей и класса сооружения.

На выбор типа водоспускного сооружения существенное влияние оказывает характер основания, на котором это сооружение располагают. При слабых и сильносжимаемых грунтах основания наиболее надежным следует считать трубчатый водоспуск с трубами, прокладываемыми в галерее. Так как устройство водоспуска этого типа требует значительных затрат, галерею обычно используют сначала для пропуска строительных расходов.

Укладка труб водоспуска непосредственно в грунт допустима лишь в условиях прочного основания, сложенного скальными породами

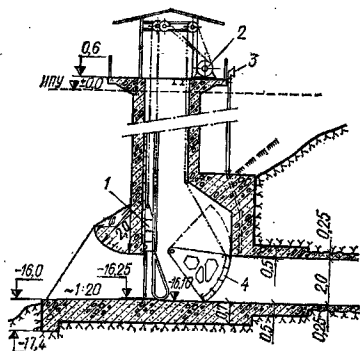


Рис. 13.35. Туннельный башенный водоспуск
1 — плоский затвор; 2 — подъемный механизм; 3 — подвод воздуха; 4 — сегментный затвор

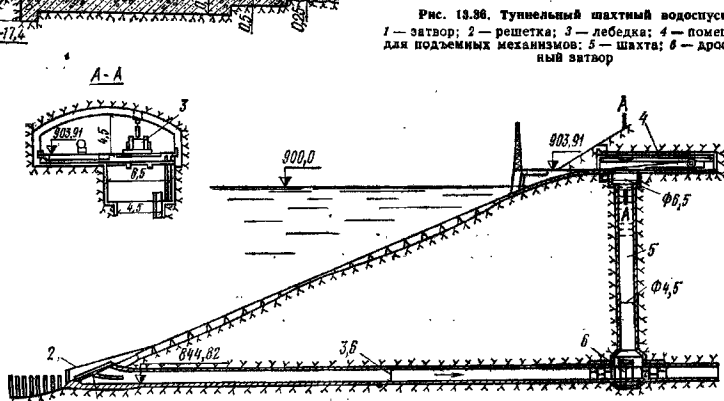


Рис. 13.36. Туннельный шахтный водоспуск
1 — затвор; 2 — решетка; 3 — лебедка; 4 — помещение для подъемных механизмов; 5 — шахта; 6 — дроссельный затвор

или плотными малодеформируемыми нескальными грунтами.

Во всех случаях наличия скальных берегов целесообразнее гундельный тип водоспуска, нередко исключая необходимость укладки труб в туннеле для пропуска эксплуатационных расходов.

В гидроузлах с грунтовыми плотинами небольшой и средней высоты обычно устраивают водоспуски башенного типа как наиболее надежные в эксплуатации. В высоконапорных гидроузлах предпочтительнее отдадут безбашенным типам.

13.4. Защита водосборных сооружений от кавитационной эрозии

13.4.1. Кавитация и ее влияние на сооружение

Кавитация возникает в жидкости при понижении в ней давления до предела, при котором происходят разрывы сплошности потока. Наступление кавитации характеризуется появлением мельчайших парогазовых пузырьков, которые при соответствующем развитии ее могут образовать в потоке кавитационные пульсирующие каверны. При повышении пульсирующей давлений в вихревом следе за обтекаемым телом или при сбое кавитационных пузырьков потоком в области повышенного давления пузырьки захлопываются (разрушаются). Если захлопывание происходит у твердой стенки, материал ее подвергается значительным механическим ударным воздействиям, которые в определенных условиях приводят к возникновению кавитационной эрозии.

В практике эксплуатации водосборных сооружений при недостаточном учете опасности кавитации при их проектировании и строительстве были случаи кавитационной эрозии различных элементов этих сооружений: гасителей энергии и расщепителей потока; водобойных плит за гасителями и уступами; поверхностей за плохобтекаемыми пазами затворов, разными строительными неровностями и дефектами (в местах плохого стыкования опалубки, за несрезанными стержнями арматуры и пр.) [1, 3, 4, 6, 7]. Ощутимая кавитационная эрозия может образоваться довольно быстро — для бетонов за несколько суток и даже часов, для сталей за несколько месяцев, недель.

Условием возникновения кавитации является понижение давления в потоке жидкости до давления парообразования $p_{кр}$, т. е. когда мгновенное значение вакуума

$$p_{вак} = p_{ат} - p_{кр}, \quad (13.26)$$

ТАБЛИЦА 13.3. АТМОСФЕРНОЕ ДАВЛЕНИЕ $p_{ат}$, в вод. ст. ($\approx 10^4$ Па), ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ ОТМЕТК МЕСТНОСТИ

Отметка местности, м	$p_{ат}$	Отметка местности, м	$p_{ат}$	Отметка местности, м	$p_{ат}$
0	10,38	400	9,84	1000	9,18
100	10,23	500	9,74	1200	8,95
200	10,09	800	9,38	1500	8,64
300	9,98	900	9,28	2000	8,14

где $p_{ат}$ — атмосферное давление (табл. 13.3); $p_{кр}$ — «критическое» давление (упругость) водяных паров.

В общем случае $p_{кр}$ зависит от температуры воды, количества воздуха, выделяющегося из воды при кавитации, и наличия твердых взвешенных частиц. Обычно два последних фактора не учитывают и приближенно принимают $p_{кр} = p_t$, где p_t — упругость водяных паров чистой воды (табл. 13.4).

ТАБЛИЦА 13.4. ДАВЛЕНИЕ (УПРУГОСТЬ) ВОДЯНЫХ ПАРОВ p_t , в вод. ст. ($\approx 10^4$ Па), ЧИСТОЙ ВОДЫ РАЗЛИЧНОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ t , °C

t	p_t	t	p_t
0	0,06	20	0,24
10	0,13	25	0,32
15	0,17	30	0,44

За критерий, характеризующий кавитацию, принимают параметр (число) кавитации:

$$K = \frac{p_{хар} - p_{кр}}{\gamma_w \sigma_{хар}^2 / (2g)}, \quad (13.27)$$

где $p_{хар}$ — среднее во времени абсолютное давление в потоке вблизи обтекаемого тела или элемента сооружения без учета возмущений, вызванных этим телом или элементом; $p_{хар} = p_{ат} + \gamma_w H_{изб}$ (здесь $\gamma_w H_{изб}$ — избыточное давление; γ_w — удельный вес воды); например, для неровности (выступа) в открытом водоводе (рис. 13.37, а) $p_{хар} = p_{ат} + \gamma_w H$ (здесь H — глубина воды над неровностью); $\sigma_{хар}$ — средняя во времени характерная скорость потока вблизи обтекаемого тела или элемента сооружения (например, скорость «набегающих» $\sigma_{наб}$), вычисляемая, как правило, с учетом реальной эрозии скорости на подложном к обтекаемому телу или элементу участке потока (см. рис. 13.37, а), а в соответствующих случаях (см. далее) средняя по сечению или другая характерная скорость; g — ускорение свободного падения.

Различают кавитацию плавнообтекаемых тел (в основном при безотрывном обтекании оголовков водосливов, глубинных водосборов, бычков и т. п.) и кавитацию плохообтекаемых тел [6].

Для плохообтекаемых тел, у которых образуются зоны отрыва, характерна срывная или вихревая форма кавитации (см. рис. 13.37 и 13.38), которую подразделяют на две разновидности: А — с вихрями, примыкающими к

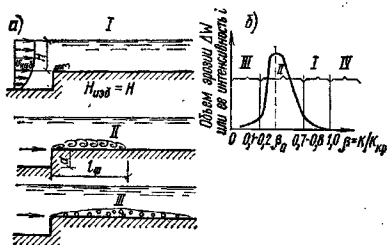


Рис. 13.37. Стадии кавитации I—IV при обтекании выступа в безнапорном потоке (а) и схематический график зависимости кавитационной эрозии i от степени развития кавитации β для срывной кавитации разновидности А (б)

I — начальная стадия; II — развивающаяся кавитация; III — суперкавитация; IV — бескавитационный режим

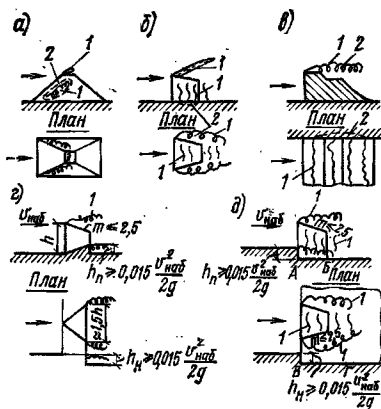


Рис. 13.38. Разновидности А (а—в) и Б (г, д) срывной кавитации за плохообтекаемыми телами
1 — факелы кавитации (кавитационные каверны); 2 — зоны эрозии

поверхностям тела, вызвавшего кавитацию (рис. 13.38, а), или к поверхностям элемента, расположенного вниз по течению от этого тела (рис. 13.38, б, в); Б — с вихрями, срывающимися с острых ребер обтекаемого тела и не замыкающимися на всех обтекаемых поверхностях в зоне кавитирующего элемента (рис. 13.38, г, д). Срывная кавитация возникает, например, при обтекании гасителей энергии, пазов затворов, неровностей на поверхностях водосбросов и т. п.

В некоторых случаях выделяет также щелевую кавитацию, образующуюся в узких зазорах (например, уплотнений затворов), и ряд других форм кавитации.

Важно учитывать степень развития кави-

тации, которая характеризуется либо отношением $\beta = K/K_{кр}$, где K и $K_{кр}$ — параметры кавитации соответственно в данных условиях работы сооружения и в условиях начала возникновения кавитации (см. далее), либо относительной длиной кавитационной области (кавитационного факела) l_0/a (см. рис. 13.37, а). В зависимости от степени развития кавитации различают начальную стадию I, развившуюся кавитацию II и суперкавитацию III (см. рис. 13.37, а). Примерные значения β для плохообтекаемых тел на границах различных стадий кавитации указаны на рис. 13.37, б.

Различным формам и стадиям кавитации присущи различные особенности, в том числе и в отношении кавитационных разрушений. Так, для плохообтекаемых тел некоторому значению $\beta = \beta_0$ в стадии развившейся кавитации соответствует максимум кавитационной эрозии (см. рис. 13.37, б), а в начальной стадии и в стадии суперкавитации эрозия существенно меньше или вообще может отсутствовать, особенно при достаточно высокой кавитационной стойкости материала и непродолжительности кавитационных воздействий. В связи с этим НИСом Гидропроекта введено понятие «коэффициент начала кавитационной эрозии» $K_{кр.э}$, при котором, несмотря на наличие кавитации, эрозия будет отсутствовать или будет настолько мала, что ею можно пренебречь. Очевидно, $K_{кр.э} < K_{кр}$.

Срывная кавитация разновидности А, особенно в стадии развившейся кавитации, может быть весьма опасна в отношении эрозии, так как в этом случае кавитационный факел замыкается на поверхностях тела или какого-либо элемента за кавитирующим телом (рис. 13.38, а—в). При кавитации разновидности Б (рис. 13.38, г, д), поскольку кавитационные области не замыкаются (или почти не замыкаются) на поверхностях твердых стенок, исключается или уменьшается возможность образования эрозии. Такой вид срывной кавитации обычно должен быть безопасен не только в стадии суперкавитации или в начальной стадии, но и при развившейся кавитации. Конструкции, работающие при кавитации разновидности Б, часто называют «суперкавитирующими», точнее называть их безэрозионными.

Эрозия при срывной кавитации может быть уменьшена или исключена путем повышения содержания воздуха в воде.

Интенсивность кавитационной эрозии i (при прочих равных условиях) существенно

* Такое название не является точным, так как конструкция может приемлемо работать не только в стадии суперкавитации.

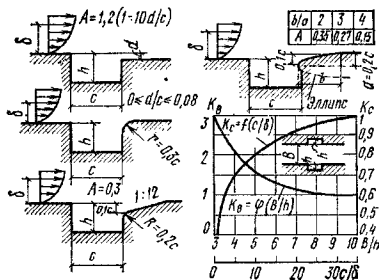


Рис. 13.41. Схемы к определению критических параметров кавитации пазов при полном открытии плоских затворов (для $1 \leq c/h \leq 3$)

ной эрозии, должно быть выполнено условие

$$K > K_{кр}. \quad (13.28)$$

Опытные значения $K_{кр}$ для различных обтекаемых потоком элементов приведены в Рекомендациях [6]. Для некоторых из них значения $K_{кр}$ даны ниже.

Значения $K_{кр}$ для гасителей энергии и расцепителей потока приведены на рис. 13.40. При использовании приведенными значениями $K_{кр}$ в формуле (13.27) надо в общем случае принимать $h = h_{н.б} - h_r$ (здесь $h_{н.б}$ — глубина воды над гасителем). Для гасителей, установленных в конце водобоя, можно приближенно принимать $h = h_{н.б} - h_r$ (здесь $h_{н.б}$ — глубина воды в нижнем бьефе; h_r — высота гасителя) и $v_{хар} = v_c$ (здесь v_c — скорость в сжатом сечении) (см. рис. 13.40, е). Для носков-расцепителей (см. рис. 13.40, ж) $p_{хар} = p_{ат}$ и $v_{хар} = v_{с.носка}$. Для гасителей, расположенных не в конце водобоя, значения h надо принимать по опытным данным; при $x/l_{пр} \approx 0,25$ (здесь x — расстояние от начала водобоя до гасителя; $l_{пр}$ — длина прыжка) можно приближенно принимать $h/(h_{н.б} - h_r) \approx 0,75...0,85$.

Для гасителя, показанного на рис. 13.38, з, $K_{кр} \approx 0,9...1,15$, а для гасителя, показанного на рис. 13.38, д, $K_{кр} = 1,75$.

Для низовых граней пазов затворов при полном открытии их [6]

$$K_{кр} = A [1 + 0,65 (c/h - 1)] K_B K_V. \quad (13.29)$$

Все обозначения и значения коэффициента A для формулы (13.29) приведены на рис. 13.41. Толщину пограничного слоя δ перед пазом подсчитывают известными из гидравлики методами или определяют экспериментально [6]. За $v_{хар}$ в формуле (13.27) здесь надо принимать среднюю скорость в створе пазов, а за $p_{хар}$ — среднее абсолютное давление в этом створе.

При частичных открытиях затвора и напорном течении за ним или безнапорном течении, но с за-

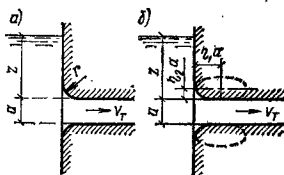


Рис. 13.42. Схемы кругового (а) и эллиптического (б) оголовков напорной трубы

топленной струей кавитация появляется значительно раньше, чем при полном открытии затвора, и форма пазов уже не имеет существенного значения вследствие практического исчезновения пограничного слоя в зоне потока и пазов из-за сжатия потока, возникновения вертикального течения воды по пазам и интенсификации обтекания расширения потока. Приближенно можно принимать, что в этих случаях значения $K_{кр}$ пазов будут такого же порядка, как и для зоны отрыва потока от нижней кромки затвора, а именно: для плоского затвора $K_{кр} \approx 1,6...2,0$ при затенении пазов r (отношение площади проекции на горизонтальную плоскость частей затвора, находящихся в пазе, к площади сечений пазов ch) более 75% и $K_{кр} \approx 2,2$ при r до 50%; для сегментного затвора $K_{кр} \approx 1,2...1,5$.

Для плавного очерченных входных оголовков напорных труб прямоугольного поперечного сечения при круговом оголовке и $r/a = 0,33$ значение $K_{кр} = 1,88$, а при $r/a = 0,5$ значение $K_{кр} = 1,56$ (рис. 13.42, а), при эллиптическом оголовке с $\eta_1 = 1$ и $\eta_2 = 1/3$ (рис. 13.42, б) $K_{кр} = 1,02$ (см. Гидротехническое строительство, 1967, № 4). Как видно, эллиптический оголовок лучше кругового в кавитационном отношении. При подсчете K по формуле (13.27) для оголовков труб надо принимать $p_{хар} = p_{ат} + \gamma_{в} z$ и $v_{хар} = v_r$, где v_r — средняя скорость в трубе за оголовком (см. рис. 13.42). Более подробные данные по различным оголовкам труб приведены в Рекомендациях [6].

Критические параметры кавитации на повороте напорного водовода могут быть определены по формуле (см. Известия ВНИИГ, 1980, т. 138).

$$K_{кр} = 1,1 / (R_0')^{0,7}, \quad (13.30)$$

где $R_0' = R_0 / (R_N - R_B) = R_0 / a$ (здесь R_0 — средний радиус закругления; R_N и R_B — соответственно наружный и внутренний радиусы закругления).

Критические параметры кавитации для различных неровностей на обтекаемых поверхностях приведены в табл. 13.5. Положение скорости $v_{хар}$, принимаемой в формуле (13.27), показано на схемах этой таблицы; $p_{хар} = p_{ат} + \gamma_{в} H$, где H — пьезометрический напор в месте ожидаемой неровности в невозмущенном потоке. Значения $v_{хар}$ и толщины пограничного слоя δ при уступе по потоку определяют экспериментально или (при отсутствии данных опытов) известными из гидравлики расчетными методами [6]. Следует иметь в виду, что на участках резкого сжатия потока (вход-

ные оголовки, зоны истечения из-за затвора и т. п.) толщина пограничного слоя δ очень мала. Здесь обычно за характерную скорость принимают среднюю скорость течения в данном сечении.

По данным табл. 13.5 можно вычислить допустимые из условия практического отсутствия кавитации (принимая $K=K_{кр}$) высоты

ТАБЛИЦА 13.5. ЗНАЧЕНИЯ $K_{кр}$ ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ НЕРОВНОСТЕЙ

Вид неровности и ее возможное происхождение	Схема неровности и определение скорости $U_{хар}$	$K_{кр}$
Выступ навстречу потоку (стык облицовок, выступ бетона из-за смещения овалубы и т. д.)		$0,466 \sqrt[3]{\alpha}$
Плавный выступ на ровной поверхности (сварной шов, наплыв бетона и т. п.)		$2 e^{-L/(7z)}$ при $L/z \leq 14$
Уступ по потоку (стык облицовок, выступ бетона из-за смещения овалубы и т. д.)		$1,0$ при $z \geq \delta$ $(z/\delta)^{2/3}$ при $z < \delta$
Одиночный выступ с острой верхней кромкой (плоско зачищенный след от стыка овалубы и т. п.)		2,0
Равномерная естественная шероховатость поверхности		1,0
Отдельные выступающие местные неровности (крупные камни, гайки, брызги сварки, стержни арматуры и т. д.) с очертаниями:		2,0
резкими		3,5

Примечание. В таблице приняты следующие обозначения: δ — толщина пограничного слоя; u_* — динамическая скорость.

неровностей различных видов или установить, под каким углом α надо срезать данную неровность (специальными шлифовальными машинами), чтобы не было кавитации.

Значения допустимых высот z неровностей типа выступа навстречу потоку при разных наклонах их лобовой грани и разных средних скоростях течения приведены в табл. 13.6 [4].

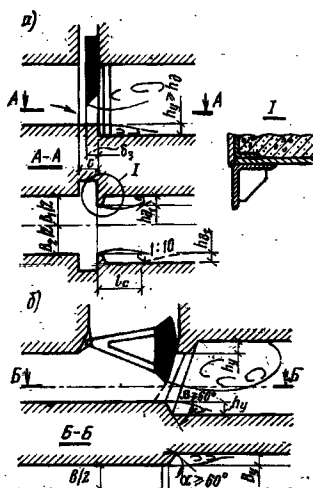


Рис. 13.43. Схемы камер затворов с замыканием областей кавитации вдали от стенок (напорный режим течения за затвором)

а — камера плоского затвора с наклонным уплотнением и затеплением паза $\theta_3 \leq 0,6$ с (в верхней части паза с выступающими дефлекторами высотой $h_{д1} > 0,1B_у/8$; в нижней части с «утопленными» стенками за пазом, образующими дефлектор высотой $h_{д2} > 0,2B_у/2$, и с восстановлением ширины водовода на расстоянии $l_c > 10h_{д2}$ от паза — пункт 1); б — камера обратного сегментного затвора с уступами шириной $B_у > 0,3B/2$ и порогам высотой $h_у > B_у$ (зона от плоскости боковых уплотнений до начала уступа требует дополнительных мер для защиты от кавитационной эрозии)

ТАБЛИЦА 13.6. ДОПУСТИМЫЕ ИЗ УСЛОВИЯ ОТСУТСТВИЯ КАВИТАЦИИ ВЫСОТЫ z, мм, ВЫСТУПОВ НАВСТРЕЧУ ПОТОКУ ПРИ РАЗНЫХ НАКЛОНАХ И ИХ ЛОВОЙ ГРАНИ И РАЗНЫХ СРЕДНИХ СКОРОСТЯХ v

z, мм	Значения z при средней скорости v , м/с				
	30	35	40	45	50
2	0	2	5	6	7,5
4	2	5	6	7,5	9
6	3,5	6	7,5	8,5	10
8	4	6	7,5	9	—
10	6	6,5	8	10	—

Эти значения подсчитаны при глубине безнапорного потока 4 м и коэффициенте шероховатости 0,012. Как видно из табл. 13.6, требованья к «чистоте» поверхностей, обтекаемых высокоскоростными потоками, высоки. Иногда эти требования смягчают, допуская кавитацию в начальной ее стадии, т. е. вводят в расчеты вместо $K_{кр.в}$ величину $K_{кр.в}$ (см. [6] и др.). В Рекомендациях [6] предлагается принимать

$K_{кр.в} \approx 0,85 K_{кр.в}$. Такое снижение требований можно считать оправданным для многих случаев — для временных водобросных сооружений (строительного периода), при строгом контроле за работой конструкций и обеспечении возможности достаточно легкого проведения периодических ремонтов и т. п.

Б. Применение «безэрозийных» конструкций, работающих при срывной кавитации разновидности Б (см. рис. 13.38, г, д). По идее, в таких весьма перспективных конструкциях должна отсутствовать эрозия при любых стадиях кавитации и скоростях потока, так как кавитационные области не замыкаются на поверхностях твердых стенок. Разработан ряд таких конструкций применительно к гасителям энергии (см. рис. 13.38, г, д) и затворным камерам (рис. 13.43) [6]. Надо, однако, иметь в виду, что опыт практического применения таких конструкций еще не велик, поэтому следует всемерно продолжать их всестороннее изучение и проявлять некоторую осторожность при их проектировании. В связи с этим иногда предлагается выполнять твердые стенки в местах, для которых высказывается опасение в отношении возникновения некоторой эрозии (АБ и ВГ на рис. 13.38, д), из материалов с высокой кавитационной стойкостью (см. далее).

Следует учитывать, что заэрогающаяся способность гасителей энергии уменьшается с развитием кавитации (с уменьшением $\beta = K/K_{кр}$). По данным, приведенным в трудах МГМИ (1979 г., т. 62), для безэрозийных гасителей энергии, показанных на рис. 13.38, д, при $0,4 \leq \beta \leq 1,0$

$$C/C_0 = 0,45 + 0,55\beta, \quad (13.31)$$

где C — коэффициент лобового сопротивления гасителя при данной стадии кавитации; C_0 — то же, при отсутствии кавитации [C и C_0 — коэффициенты формулы $P = \gamma_{уд} C \omega v^2 / (2g)$ (здесь P — осредненная нагрузка на гаситель — трехкратная гасителя; $\gamma_{уд}$ — удельный вес воды; ω — площадь поперечного «миделевого» сечения; v — средняя скорость забегания потока на гаситель в пределах площади ω ; g — ускорение свободного падения)].

Пульсационная составляющая нагрузки на гаситель указанного типа $P' = \gamma_{уд} \omega v_{max}^2 / (2g)$. При $\beta = \beta_0$ значение $\omega_{max} \approx 0,65$.

В. Подвод воздуха или воды в области вакуума. При подводе воздуха в области кавитации кавитационная эрозия может быть значительно уменьшена или полностью устранена. При наличии в потоке воздуха, кроме того, повышаются значения пороговых скоростей (см. рис. 13.39).

Широко применяется подвод воздуха в камеры глубинных затворов — как для борьбы с кавитационной эрозией, так и для обеспечения устойчивого безнапорного режима за затвором.

НИСом Гидропроекта разработана и осуществлена на Нурекской ГЭС конструкция во-

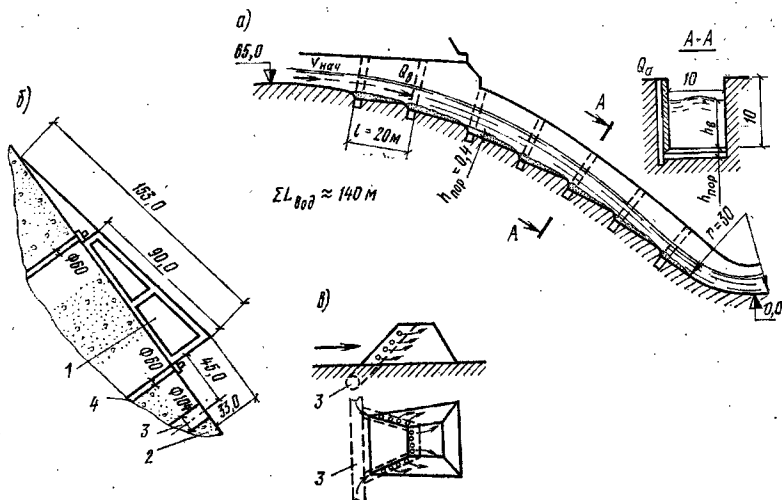


Рис. 13.44. Подвод воздуха в области вакуума

а — водосброс с аэрирующей пристенной зоной (гребни порошков совмещены с параболической кривой, построенной для $v_{\text{зад}} = 40$ м/с; при расходе воды $Q_B = 1300$ м³/с расход воздуха, вовлекаемого за порожки, Q_G составляет до 48 м³/с); б — один из трамплинов-аэраторов, исследованный на плотине Братской ГЭС; в — схема шашечного гасителя энергии с подводом воздуха в вакуумные зоны; 1 — трамплин-аэратор; 2 — водосливная грань; 3 — воздухоподводящая труба; 4 — анкер

досброса со ступенчатой водосливной гранью (рис. 13.44, а) [4, 6]. За порожками ступеней образуются зоны вакуума, в которые засасывается воздух по трубам. При этом воздухо-содержание в пристенном слое составляет не менее 7—8 %, что должно обеспечить отсутствие кавитационной эрозии.

На водосливных гранях плотины для предотвращения кавитационной эрозии могут устанавливаться трамплины-аэраторы (рис. 13.44, б). Такие аэраторы были испытаны на плотине Братской ГЭС и дали положительные результаты (см. Экспресс-информацию «Строительство гидростанций», 1969, № 19).

Разработаны и исследованы в лаборатории гасителя энергии и растекатели с подводом воздуха в области вакуума. Одна из таких конструкций показана на рис. 13.44, в. Недостатком их является некоторое усложнение по сравнению с конструкциями без воздухопроводов, можно опасаться также частичного засорения труб.

Лабораторные опыты [6] показали, что довольно эффективным средством улучшения кавитационных характеристик гасителей энергии может быть подвод воды в области вакуума из области с более высокими давлениями.

Г. Применение относительно кавитационно-стойких материалов. Относительно кавитаци-

онно-стойкими материалами можно считать бетон гидротехнический высоких марок, цементные растворы, торкрет-бетон, полимерные покрытия различного состава, стальные облицовки.

В табл. 13.7 приведены данные об относительной кавитационной стойкости некоторых материалов, полученные во ВНИИГ им. В. Е. Веденеева. Значения интенсивности кавитационной эрозии бетонов при β_0 , равном в среднем 0,675, составили: для бетона марки М300 $i_{\text{max}300} = 0,13$ см/ч, для бетона марки М400 с повышенной кавитационной стойкостью $i_{\text{max}400} = 0,08$ см/ч. Для бетона иной прочности или состава

$$i_{\text{max}} = i_{\text{max}300}/n, \quad (13.32)$$

где n — коэффициент относительной кавитационной стойкости (см. табл. 13.7).

При значениях $\beta = K/K_{\text{кр}}$, отличных от β_0 , интенсивность i вычисляют по формулам:

а) при скорости потока $v = 30$ м/с [6] и $\beta > 0,675$

$$i = i_{\text{max}} (1,9 \sqrt{0,95 - \beta}); \quad (13.33)$$

б) при скорости потока $v = 30$ м/с и $\beta < 0,675$

$$i = i_{\text{max}} (1,83 \sqrt{\beta - 0,375}); \quad (13.34)$$

в) при $v \neq 30$ м/с

$$i \approx i_{30} (v/30)^m, \quad (13.35)$$

ТАБЛИЦА 13.7. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ОТНОСИТЕЛЬНОЙ КАВТАЦИОННОЙ СТОЙКОСТИ И НЕКОТОРЫХ МАТЕРИАЛОВ, ПОЛУЧЕННЫЕ ПРИ ИСПЫТАНИИ ОБРАЗЦОВ В КАМЕРЕ ВЕНТУРИ СО СКОРОСТЬЮ ПОТОКА $v=30$ м/с и $\beta=\beta_0=0,875$

Материал	n
Бетон гидротехнический марки М300. Крупный заполнитель — гравий $d_{\text{max}}=40$ мм	1
Бетон гидротехнический с $R_{\text{сж}} > 30$ МПа (до 60 МПа) с повышенной кавитационной стойкостью. Крупный заполнитель — щебень или гравий $d_{\text{max}}=40$ мм; В: Ц=0,38...0,42	15—20
Цементные растворы с $R_{\text{сж}} < 30$ МПа	30—50
Торкрет-бетон активированный (цемент: песок молотый: песок крупный 1:0,36:2); В: Ц=0,35; $R_{\text{сж}}=50$ МПа	<15
Полимеррастворы на основе мономера ФА с $R_{\text{сж}}=70...100$ МПа	<150
Полимерные покрытия на основе: эпoxidных композиций резиноподобных материалов (накрит, полуретанол)	<500* <1000*
Сталь: углеродистая Ст3 нержавеющая 1 X 18Н9Т	500—700 >1000

* Иногда выше.

где i_{30} — интенсивность эрозии бетона при $v=30$ м/с (табл. 13.8); $m=7...8$.

ТАБЛИЦА 13.8. ИНТЕНСИВНОСТЬ ЭРОЗИИ БЕТОНА i_{30} ПО ДАННЫМ ВНИИГ им. Б. Е. ВЕДЕНЕЕВА, ПОЛУЧЕННАЯ ПРИ ИСПЫТАНИИ ОБРАЗЦОВ В КАМЕРЕ ВЕНТУРИ СО СКОРОСТЬЮ ПОТОКА $v=30$ м/с

Предел прочности бетона, 10^6 Па (кгс/см ²), в возрасте 28 сут		i_{30} , см/ч
на сжатие	на растяжение	
250	23,5	0,054
290	30,5	0,021
403	39,0	0,013
464	41,4	0,006

Как видно из табл. 13.7, применение стальных облицовок и полимерных покрытий может существенно повысить кавитационную стойкость обтекаемой поверхности сооружения. Из полимерных покрытий следует считать перспективными эпoxidно-полиэфирные составы НИСа Гидропроекта и эпoxidно-каучуковые составы ВНИИГ им. Б. Е. Веденева. Более широкое применение их сдерживается относительно высокой стоимостью. В основном их, по-видимому, целесообразно применять в сочетании с другими противокавитационными мероприятиями и для ремонтных целей (в том числе для заделки различных раковин и других дефектов производства работ). Рекомендации по проектированию полимерных покрытий даны в Руководстве [8].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гидротехнические сооружения/И. А. Васильева, Г. И. Журавлев, С. Н. Кориоки и др.; Под ред. Н. П. Розанова. М., Стройиздат, 1978.
2. Гидротехнические сооружения/М. М. Грешин, С. М. Слесский, А. И. Ананов и др.; Под ред. М. М. Грешина. В 2 ч. М., Высш. школа, 1979.
3. Гизбург Ц. Г., Ниженцев Ю. П., Картелев Б. Г. Кавитационная износостойкость гидротехнического бетона. Л., Энергия, 1972.
4. Кавитация на гидросооружениях/Р. С. Гальперин, А. Г. Осолков, В. М. Семенов, Г. Н. Цедров. М., Энергия, 1977.
5. Мойс П. П. Шахтные водосбросы. М., Энергия, 1970.
6. Рекомендации по учету кавитации при проектировании водосборных гидротехнических сооружений. П-38-75/ВНИИГ. Л., Энергия, 1976.
7. Розанов Н. П. Вопросы проектирования водо-

пропускных сооружений, работающих в условиях вакуума и при больших скоростях потока. М., Л., Госэнергиздат, 1969.

8. Руководство по проектированию и устройству антикавитационных защитных полимерных покрытий бетона гидросооружений. П-74-78/ВНИИГ. Л., 1979.

9. Симаков Г. В. Сифонные водосбросы. Л., ЛПИ, 1974.

10. Слесский С. М. Гидравлические расчеты высоконапорных гидротехнических сооружений. М., Энергия, 1979.

11. СНиП П-60-74. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. М., Стройиздат, 1975.

12. Указания по определению расчетных гидрологических характеристик. СН 438-72. Л., Гидрометиздат, 1972.

ГЛАВА 14. КАНАЛЫ*

14.1. Классификация

По назначению каналы подразделяются на энергетические, судоходные, водопроводные, оросительные, осушительные, обводнительные, рыбоходные, лесосплавные и комплекс-

ные. В зависимости от назначения к каналам предъявляют различные требования в отношении их конструкции и режима работы.

Энергетические каналы служат для подвода воды из водохранилищ или рек к деривационным гидроэлектростанциям. Им задают минимальные уклоны с целью уменьшения потерь энергии. Длина их не превышает 20—25 км, расход достигает 2000 м³/с.

* В написании главы принимал участие В. А. Яроцкий.

Судоходные каналы входят в состав водотранспортных магистралей. Форма и размеры их поперечного сечения диктуются габаритами пропускаемых судов и допустимой для них скоростью течения.

Водопроводные каналы служат для целей водоснабжения городов и промышленных предприятий. Они должны обладать повышенной надежностью, позволяющей обеспечить их круглогодичную непрерывную работу.

Оросительные каналы предназначены для подачи воды в оросительные системы. При трассировке их располагают на отметках, позволяющих командовать над возможно большей площадью орошаемых земель.

Осушительные каналы устраивают для осушения заболоченных территорий и отвода дренажных вод в основные водоприемники. Располагают их в понижениях рельефа с целью обеспечения наилучшего дренирования территории.

Обводнительные каналы подают воду для обводнения безводных и маловодных сельскохозяйственных районов, включая районы животноводства.

Рыбоходные каналы предназначены для подачи воды на нерестилища и пропуска рыбы в обход гидротехнических сооружений.

Лесосплавные каналы служат для сплава леса в районах лесоразработки.

Комплексные каналы выполняют одновременно различные функции. Применяют их при комплексном использовании ресурсов. К таким каналам относится, например, канал им. Москвы (128 км), Волго-Донской канала имени В. И. Ленина (101 км), канал Северский Донец — Донбасс (125 км), Большой Ферганский канал (350 км), Каракумский канал (900 км).

По способу подачи воды в них каналы подразделяют на самотечные и машинные (требующие применения насосных станций для перекачки воды в них из источника).

14.2. Формы живого сечения

Наиболее распространена трапециевидная форма живого сечения каналов различного назначения (рис. 14.1, а). Реже живым сечениям каналов придают полигональную, параболическую, полукруглую и прямоугольную формы (рис. 14.1, б—д). Эти формы обладают большим гидравлическим радиусом, следовательно, выгоднее трапециевидной в гидравлическом отношении, однако последние предпочтительнее по условиям производства работ.

Полигональную форму живого сечения часто придают судоходным каналам с целью снижения сопротивлений движению судов.

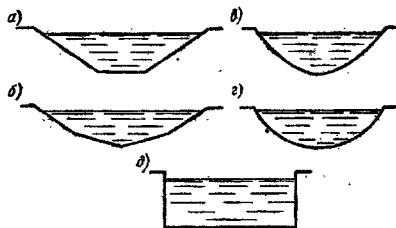


Рис. 14.1. Формы живого сечения каналов.
а — трапециевидная; б — полигональная; в — параболическая; г — полукруглая; д — прямоугольная

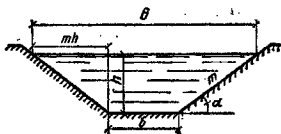


Рис. 14.2. Размеры живого сечения трапециевидных каналов

Каналам, прокладываемым в скальных грунтах, придают обычно прямоугольную или близкую к ней форму живого сечения.

Гидравлически наилучшее сечение канала характеризуется наибольшим значением гидравлического радиуса. Для трапециевидных каналов (рис. 14.2) это сечение определяется, согласно формуле (3.48), соотношением

$$b/h = 2(\sqrt{1+m^2} - m),$$

где $m = \text{ctg } \alpha$ — заложение откоса.

Однако гидравлически наилучшие сечения при часто применяемых заложениях откосов $m = 1,5 \dots 3,0$ имеют относительно малую ширину по дну и значительную глубину (см. табл. 3.8), что не всегда целесообразно по условиям производства работ, особенно при строительстве крупных каналов. На практике обычно принимают отношение $b:h$ большим, чем это требуется для гидравлически наилучшего сечения (см. табл. 3.9).

14.3. Скорости течения в каналах

В несудоходных и неэнергетических каналах, как правило, принимают наибольшую скорость течения с учетом ограничений, вызываемых особенностями работы канала и размываемостью русла. Минимальные скорости течения определяются условиями незащитности русла и незарастаемости его водной растительностью.

14.3.1. Неразмывающие скорости

В каналах, проложенных в несвязных и связных (с числом пластичности $W_p > 11$) грунтах, с неукрепленными дном и откосами

средняя скорость v на любой вертикали живого сечения не должна превышать неразмывающую скорость потока. Неразмывающие скорости для несвязных грунтов принимают в зависимости от среднего диаметра $d_{ср}$ фракций, слагающих русло канала (табл. 3.10), а для связных — в зависимости от расчетного значения сцепления c_p (табл. 3.11):

$$c_p = kc, \quad (14.1)$$

где k — коэффициент однородности сцепления, определяемый опытным путем; при отсутствии опытных данных можно приближенно принимать $k=0,5$; c — нормативное сцепление.

Если поток содержит взвешенные наносы, неразмывающая скорость возрастает с ростом его мутности ρ , кг/м³. Значение неразмывающей скорости потока с наносами можно определить по зависимости, предложенной Б. И. Студенчикниковым,

$$v_{нр}^* = v_{нр} \sqrt{1 + 3\rho^{2/3}}. \quad (14.2)$$

Значения неразмывающих скоростей в каналах с укрепленным руслом приведены в табл. 3.13, из которой следует, что в условиях спокойного течения в каналах, которое обычно имеется, указанные типы крепления по своей устойчивости против размыва будут иметь значительный запас. Применение таких креплений обычно обусловлено другими причинами: экономическими соображениями, необходимостью уменьшения коэффициента шероховатости (бетонные крепления), уменьшения фильтрации из канала, увеличения устойчивости откосов, защиты их от воздействия волн, обращения водной растительностью и т. п.

14.3.2. Незаняющие скорости

Среднюю заняющую скорость потока в каналах определяют по формулам (3.54) и (3.55) в зависимости от среднего диаметра $d_{ср}$ преобладающей массы частиц взвешенных наносов в потоке.

Заняемость канала можно проверить также по критерию транспортирующей способности потока (мутности) ρ , кг/м³, по формулам Е. А. Замарина:

для наносов со средневзвешенной гидравлической крупностью частиц $w_0 = 2...8$ мм/с

$$\rho = 700 (v/w_0)^{3/2} \sqrt{Ri}; \quad (14.3)$$

для наносов с $w_0 = 0,4...2$ мм/с

$$\rho = 350v \sqrt{Ri/w_0}. \quad (14.4)$$

где, Ri — гидравлический радиус, м; i — уклон.

Значение w_0 определяют по формуле

$$w_0 = \Sigma w_i \rho / 100, \quad (14.5)$$

где w_i — средняя крупность каждой фракции наносов;

$$w_i = (w_1 + w_2 + \sqrt{w_1 w_2}) / 3, \quad (14.6)$$

(здесь w_1 и w_2 — предельные значения гидравлической крупности, характеризующие данную фракцию); ρ — процентное содержание (по массе) соответствующей фракции взвешенных наносов.

14.3.3. Предельные скорости по зарастанию канала

Зарастание канала водной растительностью происходит при глубине до 1,5—2,0 м, т. е. главным образом по берегам. Каналы с глубиной менее 1,5—2,0 м могут зарастать по всему профилю. Чтобы каналы не зарастали, необходимо обеспечить скорость течения потока не менее 0,5—0,6 м/с.

14.3.4. Скорости течения в каналах, в которых осуществляется судоходство

Если в каналах осуществляется также судоходство, то максимальная скорость течения в них помимо удовлетворения других требований, в том числе неразмываемости, не должна превышать скорости движения судов v_c , составляющей не более 0,9 критической скорости $v_{кр}$, т. е.

$$v_c < 0,9v_{кр}. \quad (14.7)$$

Критическую скорость движения судов в канале определяют по формуле

$$v_{кр} = \sqrt{6\sigma \cos \frac{\pi + \varphi}{3} - 2(1-k)} \sqrt{g \frac{\omega}{B}}, \quad (14.8)$$

где $\varphi = \arcs \cos(1-k)$; $k = Q/\omega$ — коэффициент стеснения живого сечения канала (здесь Q — площадь погруженной части мидель-шпангоута расчетного судна в полном грузу, м²); ω — площадь живого сечения канала; B — ширина канала по урезу воды, м.

Критическую скорость можно определять по графику, приведенному на рис. 14.3. Пересечение кривой, соответствующей принятому коэффициенту стеснения k , с пунктирной кривой критического числа Фруда $F_{кр} = v_{кр} / \sqrt{g\omega/B}$ определяет на оси ординат его численное значение, по которому затем вычисляют критическую скорость:

$$v_{кр} = F_{кр} \sqrt{g\omega/B}. \quad (14.9)$$

Скорость движения судна определяют из условия экономически выгодной работы флота, при которой затраты по водным перевозкам будут меньше, чем на других видах транспорта. Для этого скорость движения судна вверх по течению должна быть не менее v_0 . В соответствии с этим требованием наибольшая допустимая скорость течения в канале

$$v < 0,9v_{кр} - v_0, \quad (14.10)$$

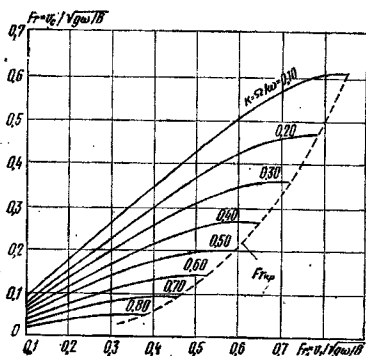


Рис. 14.3. График для определения критической скорости движения судна $v_{кр}$ и скорости обтекания потоком судна v_1

где v_0 — наименьшая экономическая выгодная скорость движения судна против течения.

Скорость обтекания судна при движении его по каналу (относительно скорости течения в канале) v_1 определяют по формуле

$$v_1 = Fr_1 \sqrt{g \frac{\omega}{B}} = \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{\alpha} \cos \frac{\pi + \varphi}{3} \times \sqrt{g \frac{\omega}{B}}, \quad (14.11)$$

где

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= Fr^2 + 2(1 - k); \\ \varphi &= \arccos \frac{3\sqrt{3}Fr}{\sqrt{\alpha}}. \end{aligned} \right\} \quad (14.12)$$

Величину Fr_1 можно определять по графику, приведенному на рис. 14.3, при принятом коэффициенте стеснения k и скорости движения судна v_0 .

В каналах с постоянной скоростью течения при наличии судоходства должна быть проверена устойчивость русла в условиях одновременного влияния на него скорости течения и 0,8 скорости потока обтекания при движении судна.

14.3.5. Скорости течения при ледяном покрове

В каналах, работающих в зимний период, вследствие переохлаждения воды возможно появление шуги. Для предотвращения ее появления необходимо образование ледяного покрова. С этой целью обычно снижают скорости течения до 0,5 м/с и менее. После образования ледяного покрова толщиной 10–15 см скорости подо льдом могут быть увеличены до 1,2–

1,5 м/с, но не более, во избежание разрушения льда. При скоростях течения 2–3 м/с поверхностный лед не образуется. Снижение скоростей в канале может быть достигнуто путем повышения уровня с одновременным временным (на период образования ледяного покрова) снижением водопотребления (если это возможно).

Толщину ледяного покрова $h_{л}$, см, ориентировочно можно определить по формуле Ф. И. Быдина:

$$h_{л} = 2\sqrt{\Sigma T}, \quad (14.13)$$

где ΣT — сумма среднесуточных отрицательных температур воздуха за период от начала образования ледяного покрова до момента, на который определяют толщину льда.

При образовании ледяного покрова высота живого сечения канала уменьшается на величину погружения льда в воду, примерно на 0,92 $h_{л}$. Нижняя поверхность ледяного покрова является для потока дополнительным сопротивлением с шероховатостью, отличающейся от шероховатости русла.

Скорость течения в русле под ледяным покровом определяют по формуле Шези, в которую вместо коэффициента Шези C подставляют коэффициент C_r , вычисляемый по формуле Н. Н. Павловского

$$C_r = \frac{1}{n_r} R^2, \quad (14.14)$$

где n_r — приведенный коэффициент шероховатости, определяемый по формуле А. А. Сабанеева:

$$n_r = \left(\frac{\chi_p n_p^c + \chi_{л} n_{л}^c}{\chi_p + \chi_{л}} \right)^c. \quad (14.15)$$

Здесь χ_p и $\chi_{л}$ — смоченные периметры русла и ледяного покрова (рис. 14.4); n_p и $n_{л}$ — коэффициенты шероховатости русла и нижней поверхности ледяного покрова (табл. 14.1); $c = 0,5 + y$ (y — показатель русла (см. табл. 3.3)).

ТАБЛИЦА 14.1. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ШЕРОХОВАТОСТИ ЛЕДЯНОГО ПОКРОВА $n_{л}$

Средняя скорость v , м/с, в момент льдообразования	Значения $n_{л}$	
	при отсутствии шуги	при наличии шуги
0,4–0,6	0,01–0,012	0,016–0,018
>0,6	0,014–0,017	0,017–0,020

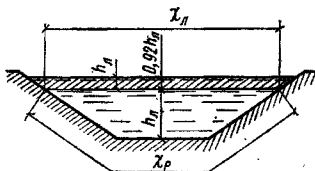


Рис. 14.4. Расчетная схема к определению пропускной способности канала при ледяном покрове

14.3.6. Скорости течения в судоходных каналах

В каналах, предназначенных только для судоходства, скорости течения, как правило, небольшие. Они определяются расходом воды на шлюзование, а также потерями в уплотнениях шлюзовых ворот, на фильтрацию по длине канала и испарение с площади зеркала канала.

14.4. Живые сечения каналов комплексного назначения

14.4.1. Общие замечания

Живое сечение канала зависит от расчетного расхода, гидравлического уклона, допускаемых значений размывающей и незащитающей скоростей течения, условий работы в зимний период, условий развития водной растительности, шероховатости русла, экономических соображений, условий судоходства и т. п.

Кроме расчетного расхода канал должен пропускать форсированный расход. Форсировку расхода принимают в зависимости от назначения канала. Например, для оросительных каналов форсированный расход составляет 1,1—1,2 расчетного расхода Q_p . Пропуск форсированного расхода определяет максимальный уровень в канале, исходя из которого назначают отметки берм и гребня дамб. По форсированному расходу канал проверяют на размываемость.

14.4.2. Определение площади живого сечения каналов по размывающей скорости

При расчетах пропускной способности каналов за расчетную скорость принимают среднюю скорость:

$$v_p = Q_p / \omega,$$

где Q_p — расчетный расход; ω — площадь живого сечения канала.

Однако осредненные по вертикали скорости неодинаковы по ширине канала: на откосах они меньше, чем в русле. В связи с этим при определении размывающей скорости v_{np} следует учитывать неравномерность распределения скоростей по ширине канала. В трапециевидных каналах с заложением откосов $m > 1$ Б. И. Студеничкинов предложил оценивать неравномерность распределения скоростей коэффициентом:

$$\xi = \frac{B_{cp}/h}{\frac{B_{cp}}{h} - \frac{0,5-y}{2,5-y} m}, \quad (14.16)$$

где B_{cp} — средняя ширина канала; $y = 0,17 \dots 0,30$.

Подставляя в зависимость (14.16) $B_{cp} = \omega/h$, получим

$$\xi = \frac{b/h + m}{b/h + \frac{2}{2,5-y} m}, \quad (14.17)$$

где b — ширина канала по дну.

При соотношениях $b : h$, близких к гидравлически наиболее выгодным, ξ изменяется в пределах 1,02—1,09.

Из изложенного следует, что $v_p = v_{np}/\xi$. Т. е. средняя скорость v_p должна составлять от 0,98 до 0,92 размывающей скорости.

Если откосы канала, проходящего в несвязных грунтах, не укреплены и образованы тем же грунтом, что и дно канала, они размываются при меньших скоростях течения, чем дно. Это объясняется повышенной турбулентностью потока и пониженной устойчивостью частиц грунта на откосах. По данным Б. И. Студеничкинова, полученным из экспериментов на моделях каналов, размывающая скорость на откосах

$$v_{н.о.} = v_{np}/\eta, \quad (14.18)$$

где η — опытный коэффициент, зависящий от заложения откосов m (табл. 14.2).

ТАБЛИЦА 14.2. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА η

m	1,5	2	3	4	6
η	1,3	1,2	1,15	1,1	1,05

Таким образом, средняя допустимая скорость по живому сечению канала

$$v_p = v_{np}/(\xi\eta). \quad (14.19)$$

Кроме того, в формулу (14.19) необходимо ввести коэффициент запаса $k_a > 1$, учитывающий сбойность течения на закруглениях, неоднородность грунтов на различных участках канала и т. п. Тогда окончательно формула для средней скорости получит такой вид:

$$v_p = v_{np}/(\xi\eta k_a). \quad (14.20)$$

Площадь живого сечения канала при этом определяется по зависимости

$$\omega = \frac{Q}{v_p} \xi \eta k_a. \quad (14.21)$$

Поскольку $v_{np} = f(h)$, ω определяют последовательным приближением, полагая сначала $\xi = 1$.

Из формулы (14.21) видно, что при неукрепленных откосах площадь живого сечения канала определяется условием их устойчивости на размыв. Из этой же формулы следует, что уменьшение площади живого сечения ω возможно уположением откоса (уменьшается η). Уменьшить площадь живого сечения можно

также путем укрепления откосов канала защитной одеждой.

Сопоставление ряда вариантов с учетом допустимого изменения гидравлического уклона потока позволит найти наиболее оптимальное решение.

14.4.3. Живое сечение судоходных каналов

Предварительно размеры поперечного сечения канала на прямолинейных участках определяют при наименьшем судоходном уровне. При этом глубина канала h должна составлять не менее 1,3 осадки расчетного судна в полном грузу $h_{\text{ос}}$, ширина канала на глубине h не менее 2,6 габаритной ширины расчетного судна при двустороннем движении и не менее 1,5 той же ширины при одностороннем движении. Затем намеченные габариты должны быть уточнены по зависимостям, приведенным в [2].

14.4.4. Живое сечение энергетических каналов

Сечение энергетических каналов, особенно значительной протяженности, устанавливают на основании экономических расчетов. Экономичное сечение канала соответствует минимуму суммы стоимости потерянной энергии (в результате потерь пара), ежегодных отчислений со стоимости строительства канала, ежегодных затрат на капитальный и текущий ремонт.

Для его нахождения рассматривают ряд вариантов при максимальном расходе, нескольких значениях средних скоростей течения в канале v , различных видах крепления, различной шероховатости и возможных значениях уклона. Для каждого варианта определяют объем работ и стоимость канала.

Ежегодные расходы определяют как сумму ежегодных эксплуатационных затрат и капитальных вложений, деленных на срок окупаемости. Принимая ежегодные эксплуатационные затраты в виде некоторой доли стоимости, получим полные ежегодные расходы:

$$E = pA + A/T = (p + 1/T)A, \quad (14.22)$$

где p — доля ежегодных эксплуатационных затрат от стоимости канала A ; T — срок окупаемости в годах.

Если обозначить через \mathcal{E} количество энергии, теряемой вследствие потерь напора по длине канала в течение года, а через e стоимость 1 кВт·ч энергии, вырабатываемой на других станциях системы, то стоимость энергии, потерянной на канале, составит:

$$Г = \mathcal{E}e.$$

Суммарные ежегодные расходы составят $E + Г$. С увеличением площади сечения канала величина E растет, а $Г$ уменьшается. Строй кривую $(E + Г) = f(\omega)$, где ω — площадь сечения канала, для ряда вариантов, определяют вариант с наименьшим значением $E + Г$, который и будет экономически невыгоднейшим.

14.5. Гидравлический расчет каналов при неравномерном и неустановившемся движении воды

Гидравлический расчет каналов проводят обычно для условий равномерного режима. Однако в большинстве случаев в процессе их эксплуатации транспортируемый расход меняется во времени, что связано с периодичностью полива на полях, изменением водопотребления из каналов водоснабжения как в разрезе года, сезонов, так и суток, различной нагрузкой гидротрестанций в различные периоды, шлюзованием судов на судоходных каналах. Такие изменения в водопотреблении приводят к возникновению в канале неравномерного движения с образованием кривых подпора или спада. Кроме того, при изменении расхода в канале возникает неустановившееся течение с образованием положительных или отрицательных волн, распространяющихся со скоростью, м/с:

$$c = \sqrt{g\omega_0/B}, \quad (14.23)$$

где ω_0 — площадь живого сечения у места забора воды; B — ширина канала.

Высоту первоначальной волны определяют по формуле

$$h_{\text{п}} = \frac{Q}{cB}. \quad (14.24)$$

Расчет канала при неравномерном и неустановившемся движении воды проводят по формулам, приведенным в п. 3.5.

Максимальный уровень воды в канале определяют с учетом кривой подпора, возникающей при неравномерном течении, и положительной волны, возникающей при неустановившемся течении. В большинстве случаев превышение уровня, вызванное выклиниванием кривой подпора, ограничивают, путем устройства резервных емкостей и холостых сбросов. В ряде случаев объем приземы выклинивания в канале используют как регулируемую емкость.

14.6. Заложение откосов каналов

Заложение (уклон) откосов каналов определяют условиями их устойчивости, определяемой методами, изложенными в гл. 9.

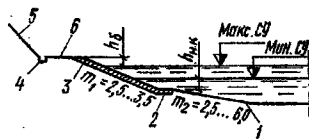


Рис. 14.5. Поперечное сечение судоходного канала
1 — неукрепленный откос; 2 — упорная берега; 3 — укрепленный откос; 4 — кювет; 5 — сухой откос; 6 — берега

Для предварительных расчетов трапециевидных каналов глубиной не более 5 м примерные значения заложения откосов можно принимать по данным табл. 14.3.

ТАБЛИЦА 14.3. ПРИМЕРНОЕ ЗАЛОЖЕНИЕ m ПОДВОДНЫХ ОТКОСОВ КАНАЛОВ ПРИ $h < 5$ м

Грунт	m
Скала:	
прочная	0,1—0,25
слабая	0,25—0,5
Полускальные водостойкие породы	0,5—1,0
Плотые суглинки, глина, гравийно-галечниковый грунт	1,0—1,5
Супесь	1,5—2,0
Песок:	
крупный и средней крупности	1,5—2,5
мелкий	3,0—3,5

Откосы судоходных каналов в нескольких грунтах, в соответствии с [2], выполняют, как правило, укрепленными в пределах изменения уровней воды с учетом судовой волны. Подводной неукрепленной части откосов задают заложение $m=2,5\text{--}6,0$ (рис. 14.5). На отдельных участках судоходных каналов в нескольких грунтах допустимы неукрепленные откосы с заложением не менее 5—10 в зависимости от вида грунтов. Такие откосы допустимы при небольших колебаниях уровня воды в канале и невысоких берегах, т. е. когда улоложение откосов не приведет к значительному увеличению объема работ и не вызовет неоправданной ширины канала. Во всех случаях отказ от крепления откосов требует специального обоснования.

14.7. Определение потерь воды из каналов на фильтрацию

14.7.1. Общие положения

Потери воды из каналов на фильтрацию зависят от фильтрационных свойств грунтов по длине канала, положения естественного уровня грунтовых вод, расположения грунтов различной проницаемости по глубине, длины смоченного периметра канала и других факторов.

Решение вопросов, связанных с фильтрацией из каналов, включает определение потерь воды на фильтрацию, определение подъема уровней грунтовых вод в местности, прилегающей к каналу, а следовательно, и возможности заболачивания ее, разработку мероприятий по уменьшению потерь на фильтрацию путем устройства противофильтрационных экранов той или иной конструкции, разработку мероприятий по дренажированию прилегающих к каналу территорий.

Фильтрационные потоки из каналов можно разделить на два основных типа: 1) неподпертый поток, т. е. поток, не взаимодействующий с естественным грунтовым потоком; 2) поток подпертый, взаимодействующий с естественным грунтовым потоком. В большинстве случаев первый тип по прошествии определенного времени после начала эксплуатации канала переходит во второй тип.

Способы расчета фильтрации из каналов широко освещены в литературе по фильтрации в гидротехнических сооружениях. В сложных геологических условиях основания канала для фильтрационного расчета обычно используют метод ЭГДА. Для некоторых простейших схем расчеты могут быть выполнены по приводимым ниже зависимостям.

14.7.2. Фильтрация из каналов без подпора

А. Канал без экрана в однородном грунте (рис. 14.6, а). Удельный фильтрационный расход из неэкранированного канала в однородном грунте при бесконечной глубине залегания уровня грунтовых вод определяют по формуле В. В. Ведерникова:

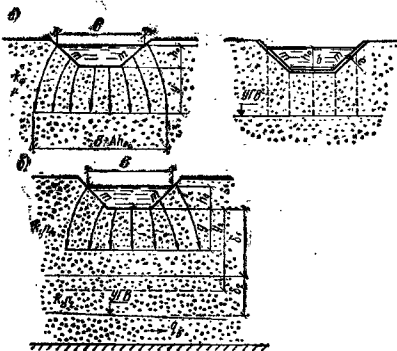


Рис. 14.6. Схемы к расчету фильтрации из каналов без подпора
а — канал без экрана в однородном грунте; б — канал без экрана на двухслойном основании; в — канал с экраном

$$q = k_{\Phi} (B + Ah_0) \left(1 + \frac{h_0 + h_K}{y} \right), \quad (14.25)$$

где k_{Φ} — коэффициент фильтрации подстилающего слоя грунта; B — ширина канала по урезу воды; A — коэффициент, учитывающий боковое растекание потока (табл. 14.4); h_0 — глубина воды в канале; h_K — высота капиллярного поднятия; y — глубина промачивания грунта.

ТАБЛИЦА 14.4. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА A

m	Значения A при B/h_0					
	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	20,0
1,0	3,0	3,4	3,6	3,9	4,0	4,4
1,5	2,5	2,9	3,2	3,4	3,6	3,9
1,75	2,3	2,7	3,0	3,3	3,5	3,7
2,0	2,1	2,6	2,9	3,1	3,3	3,6
2,5	1,7	2,3	2,6	2,9	3,1	3,3

Длительность промачивания однородных грунтов зоны аэрации на глубину y от дна канала в период свободной фильтрации находят по формуле Цункера:

$$t = \frac{\mu}{k_{\Phi}} (h_0 + h_K) \left[\frac{y}{h_0 + h_K} - \ln \left(1 + \frac{y}{h_0 + h_K} \right) \right], \quad (14.26)$$

где μ — недостаток насыщения грунта водой, принимаемый равным для песка — 0,18–0,28; для супесей — 0,1–0,2; для суглинков — 0,01–0,1; для глинистых грунтов — 0,005–0,05.

Б. Канал без экрана на двухслойном основании (рис. 14.6, б). Удельный фильтрационный расход из неэкранированного канала, расположенного на двухслойном основании, и длительность промачивания верхнего слоя на глубину $y = \delta_1$ определяют, как и в случае однородного основания, по формулам (14.25) и (14.26).

Характер фильтрационного потока во втором слое зависит от соотношения коэффициентов фильтрации слоев k_1/k_2 .

При $k_1/k_2 \gg \delta_1/(\delta_1 + h_0 + h_K)$ поток будет двигаться с полным заполнением пор грунта водой. Удельный фильтрационный расход и длительность промачивания на глубину y_2 в этом случае вычисляют по формулам:

$$q = \frac{k_1 B y_2}{\alpha} \frac{1 + \alpha}{\delta_1 + \sigma y_2}; \quad (14.27)$$

$$t = t_1 + \frac{n_2 y_2}{k_1} \left(\left(\frac{\alpha}{\delta_1} + \frac{\delta_1}{y_2} \right) [\alpha - \ln(1 + \alpha)] - \frac{\delta_1}{y_2} \alpha \right), \quad (14.28)$$

$$\text{где } \alpha = \frac{y_2}{\delta_1 + h_0 + h_K}; \quad \sigma = \frac{k_1}{k_2}; \quad (14.29)$$

t_1 — длительность промачивания первого слоя; n_2 — пористость второго слоя.

При $k_1/k_2 < \delta_1/(\delta_1 + h_0 + h_K)$ движение фильтрационных вод во втором слое будет проис-

ходить с неполным насыщением пор грунта водой. В этом случае длительность промачивания второго слоя определяют по формуле Н. Н. Бидемана:

$$t_2 = \frac{\delta_2 B}{q} \left[(n_2 - \alpha) \sqrt[3]{\frac{q}{B k_2}} - (W_e - \alpha) \right], \quad (14.30)$$

где δ_2 — мощность второго слоя грунта; q — фильтрационный расход из канала к концу промачивания первого слоя; α — молекулярная влагоемкость грунтов второго слоя; W_e — естественная объемная влажность грунта второго слоя.

В. Экранированный канал (рис. 14.6, в). Удельный фильтрационный расход из экранированного канала в случае отсутствия подпора может быть определен по формуле

$$q = k_0 \frac{h_0 + e}{e} (b + h_0 \sqrt{1 + m^2}), \quad (14.31)$$

где k_0 — коэффициент фильтрации экрана; e — толщина экрана; b — ширина канала по дну.

Движение воды под экраном при этом происходит с неполным заполнением пор грунта.

14.7.3. Фильтрация из каналов с подпором

А. Канал в двухслойной толще. Для схемы, приведенной на рис. 14.7, а, основные элементы напорного фильтрационного потока определяют по зависимостям А. В. Романова:

а) удельный расход дрены

$$q_d = \frac{\pi k_{\Phi} \Delta H}{\ln \frac{2T}{\pi D} + \frac{\pi l_1 l_2}{LT}}; \quad (14.32)$$

б) потери воды из канала,

$$q_K = q_d (1 + l_1/L) - k_{\Phi} T (H_2 - H_1)/L, \quad (14.33)$$

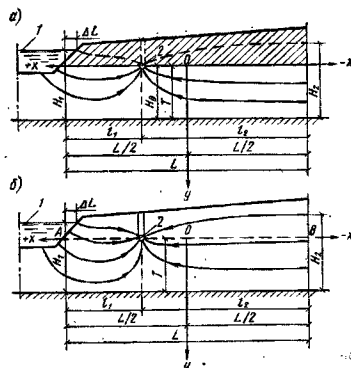


Рис. 14.7. Схемы к расчету фильтрации из канала с подпором в условиях неоднородного (а) и однородного (б) основания

1 — канал; 2 — дрена

$$\text{где } \Delta H = \frac{H_2 - H_1}{L} l_1 + H_1 - H_D; \quad (14.34)$$

k_{Φ} — коэффициент фильтрации; D — диаметр дрены; остальные обозначения ясны из рис. 14.7.

Ординаты пьезометрической кривой вычисляют по уравнению

$$H_x = \frac{q_D}{\pi k_{\Phi}} \ln \left| 1 - e^{-\frac{\pi(x-x_D)}{T}} \right| + \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L} \right) \left(H_2 - H_1 - \frac{q_D l_2}{k_{\Phi} T} \right) + H_2, \quad (14.35)$$

где x — абсцисса точки, в которой определяется напор (положительная — в сторону канала и отрицательная — в сторону берега); x_D — абсцисса, определяющая положение дрены.

Б. Канал в однослойной толще. Для канала в однородном грунте (рис. 14.7, б) при определении основных элементов безнапорного фильтрационного потока область фильтрации условно делят по линии AB на две зоны — напорную и безнапорную и для каждой из них вычисляют приток в дрену. Суммарный удельный расход дрены определяют по формуле

$$q_D = \frac{\pi k_{\Phi} \Delta H}{\ln \frac{2T}{\pi D} + \frac{\pi l_1 l_2}{LT}} + \frac{k_{\Phi} (H_1 - T)^2}{2l_1} + \frac{k_{\Phi} (H_2 - T)^2}{2l_2}, \quad (14.36)$$

где ΔH определяют по формуле (14.34).

Потери из канала

$$q_n = \frac{\pi k_{\Phi} \Delta H}{\ln \frac{2T}{\pi D} + \frac{\pi l_1 l_2}{LT}} \left(1 + \frac{l_1}{L} \right) + \frac{k_{\Phi} (H_1 - T)^2}{2l_1} - \frac{k_{\Phi} T (H_2 - H_1)}{L}. \quad (14.37)$$

Ординаты кривой депрессии вычисляют по формуле (14.35), подставляя в нее величину q_D [формула (14.36)], включающую расход, поступающий из напорной и безнапорной зон, и вместо T условную мощность:

$$T_0 = \frac{H_1 + H_2}{2}. \quad (14.38)$$

14.7.4. Фильтрационный расчет каналов в насыпи

Дамба каналов в насыпи представляет собой низконапорную земляную плотину той или иной конструкции, и для ее фильтрационного расчета полностью применимы методы расчета земляных плотин, изложенные в гл. 4.

Фильтрационные расчеты дамб при наличии дренажа, защищающего прилегающую к

каналу территорию от подтопления, могут быть выполнены по зависимостям гл. 20 или путем моделирования потока методом ЭГДА.

14.8. Поперечные сечения каналов

Поперечное сечение канала определяется его подводной (живое сечение) и надводной частями. Живое сечение может располагаться по длине канала различно по отношению к поверхности земли: 1) полностью в выемке различной глубины (рис. 14.8, а—в); 2) в полунасыпи-полувыемке (рис. 14.8, в, д); 3) полностью в насыпи (рис. 14.8, е); 4) на косогорных участках с подпорной стенкой (рис. 14.8, ж). Надводная часть сечения канала выполняется в виде бермы (канал в выемке) или гребня дамбы (канал в насыпи или полунасыпи-полувыемке), расположенных выше максимального уровня воды в канале с учетом выклинивания кривой подпора. Высота превышения бермы или гребня дамбы над максимальным уровнем воды для каналов с расходом до 100 м³/с может быть принята равной 30—60 см при отсутствии облицовки и 30—40 см при устройстве облицовки. При расходах более 100 м³/с превышение бермы гребня (дамбы) устанавливается расчетом с учетом волнообразования и ветрового нагона. В каналах, по которым осуществляется судоходство, превышение бермы (гребня дамбы) h_0 (см. рис. 14.5) над максимальным уровнем в навигационный период должно быть равно высоте наката судовой волны плюс 0,5 м. Высоту наката судовой волны определяют по формуле

$$h_{н.в} = \beta \frac{0,5 h_B + 2m l}{1 - m i}, \quad (14.39)$$

где β — коэффициент, принимаемый равным 1,4 для бетонных облицовок, 1 для каменного мощения, 0,8 для каменной наброски; h_B — высота судовой волны на берега (расстояние по вертикали между гребнем первого волнового вала за кормой и следующей за ним впадиной); m — заложение откоса; i — 0,05 — максимальное значение уклона гребня первого волнового вала.

Высоту судовой волны определяют по формуле

$$h_B = \frac{1,6 v_c^2}{g(1-k)^{2,5}} \sqrt{\frac{\delta h_{ос}}{l_p}}, \quad (14.40)$$

где v_c — скорость движения судна, м/с; k — коэффициент стеснения живого сечения канала; δ — коэффициент полноты водоизмещения судна; $h_{ос}$ — осадка судна, м; l_p — расчетная длина судна, м.

Ширину бермы канала принимают не менее 2 м, если ее не используют в качестве дороги. Если берму используют как дорогу для осмотра канала, доставки материалов и механизмов для ремонта, то ширину ее назначают не менее 4,5 м. В глубоких выемках бермы

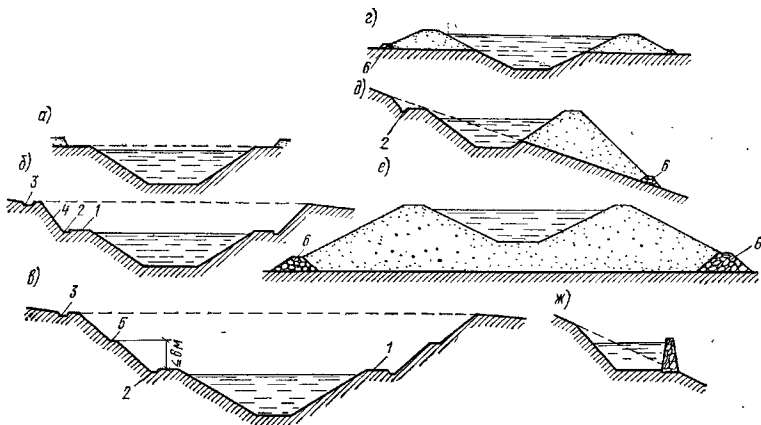


Рис. 14.8. Поперечные сечения каналов

а—г — в выемках различной глубины; д—д — в долунасыпи-полувыемке; е — в насыпи; ж — на косогоре; 1 — берма; 2 — кювет; 3 — нагорная канава; 4 — сухой откос; 5 — промежуточная берма; 6 — дренаж

шириной не менее 2 м устраивают через каждые 6—8 м по высоте. Заложение откосов (надводного и подводного) проверяют на устойчивость расчетом. Откосы канала в глубоких выемках должны быть защищены от размыва дождевыми и тальными водами устройством нагорных канав и кюветов с отводом из них воды в канал.

Если канал выполняют в долунасыпи-полувыемке или полностью в насыпи, то образующие его профиль дамбы проектируют аналогично земляным плотинам. Ширину гребня дамб принимают не менее 2 м. При необходимости дамбы выполняют с противофильтрационными элементами. Низовой откос дамб защищают от воздействия фильтрационного потока дренажем той или иной конструкции, применяемой в земляных плотинах.

На косогорных участках в зависимости от характера склона и его геологического строения каналы выполняют либо полностью в выемке, либо с одним бортом в выемке, а другим в насыпи.

14.9. Облицовка и одежда каналов

14.9.1. Общие замечания

Для защиты канала от размыва течением, от волновых и механических воздействий, для снижения фильтрационных потерь и уменьшения площади сечения канала применяют различного рода облицовки и одежды. Тип одеж-

ды канала выбирают на основе технико-экономического сравнения вариантов в зависимости от его назначения, геологических условий, скорости течения, условий эксплуатации и наличия местных материалов (см. гл. 8).

14.9.2. Крепление каменными материалами

А. Отсыпка из гравия или щебня. Такую отсыпку применяют для защиты канала с заложением откосов $m=2..4$ от размыва течением, от воздействия небольших волн, для предотвращения зарастания откосов и для дренирования грунтовых вод. Покрытие толщиной от 15 до 25 см выполняют из гравия крупностью 20—40 мм или щебня крупностью 40—70 мм. На откосы из связных и несuffозонных песчаных грунтов материал покрытия укладывают без подготовки. На откосы, сложенные suffозонными грунтами, щебень и гравий укладывают по подготовке толщиной 10—15 см из крупного песка или карьерной мелочи.

Б. Каменная наброска. Ее применяют в основном на крупных или судоходных каналах для защиты от размыва течением и волнового воздействия (рис. 14.9).

Расчетный вес камней на откосах канала с заложением $2,5 < m < 5$ в зоне обрушения волн определяют по формуле

$$G = k_8 \frac{\mu_{\text{к}} k_{\text{в}}^2 \lambda}{(\gamma_{\text{к}} / \gamma_{\text{в}} - 1)^3 (3m - 2)}, \quad (14.41)$$

где k_8 — коэффициент запаса, принимаемый равным 1,5; μ — коэффициент формы камня, равный для

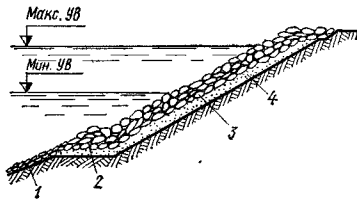


Рис. 14.9. Крепление каналов каменной наброской: 1 — облегченное крепление; 2 — упорная призма; 3 — наброска камня; 4 — подготовка или обратный фильтр

равного камня 0,012; для окатанного 0,014; γ_K и $\gamma_{\text{гр}}$ — удельный вес соответственно отдельно камня и воды, Н/м³; h_D — высота волны, м; $\lambda = (12 \dots 15) \times \lambda_D$ — длина судовой волны, м.

Диаметр камня, приведенного к шару, м, определяют по формуле

$$D_{\text{ш}} = \sqrt[3]{\frac{a}{0,524 \gamma_K} G} \quad (14.42)$$

Толщина каменной наброски должна быть не менее $3D_{\text{ш}}$. В наброске следует применять несортированный камень, однако объем каменной наброски размера и более крупных должен быть не менее 50 % их общего объема.

На откосах, сложенных связными или несвязными песчаными грунтами, устраняют подготовку толщиной 15—20 см из щебня или гравия. Допускается также наброска камня на выстилку из мха. Если грунт суффозный или уровень грунтовых вод расположен выше уровня воды в канале, необходима подготовка в виде обратного фильтра.

Каменные крепления набросного типа получили большое распространение благодаря малой трудоемкости, допустимости значительных деформаций откоса, простоте ремонта и восстановления. К недостаткам каменной наброски относятся значительная проницаемость крепления, требующая надежной защиты грунтов от суффозии и оплывания, а также большая шероховатость.

В. Каменная наброска в плетневых клетках. Ее применяют при наличии неломких, негниющих в воде пород кустарника. Из веток кустарника выполняют клетки прямоугольной или ромбовидной формы с размером сторон 0,5—0,7 м, в которые укладывают камень слоем толщиной 25—40 см по подготовке из гравия, щебня или мха. Этот тип крепления требует значительных затрат ручного труда, поэтому его применяют на ограниченных участках, например на подходе к мелким сооружениям.

Г. Каменная наброска в железобетонных ящиках (рис. 14.10). Ее применяют при нали-

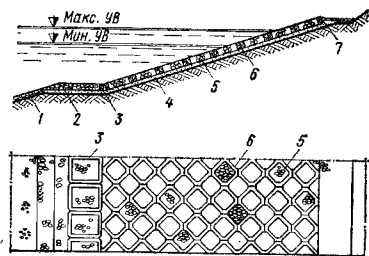


Рис. 14.10. Каменная наброска в железобетонных ящиках

1 — облегченное крепление; 2 — упор; 3 — упорный железобетонный ящик; 4 — подготовка; 5 — каменная наброска; 6 — железобетонные ящики; 7 — берега

чии камня, непригодного по крупности для обычной каменной наброски. Железобетонные ящики выполняют квадратными без дна с размерами 1,2—1,5 м и высотой не менее 0,4 м. Укладывают их по подготовке из щебня или гравия на откос так, чтобы диагональ ящика была параллельна урезу воды.

14.9.3. Бетонные (железобетонные) одежды каналов

Применение бетонных одежд позволяет: а) уменьшить потери воды на фильтрацию; б) защитить от размывов дно и откосы канала; в) уменьшить площадь сечения канала благодаря уменьшению коэффициента шероховатости.

Бетонные покрытия относятся к наиболее дорогим, поэтому примененные их должно быть обосновано технико-экономическими расчетами. Их устраняют на прочных и устойчивых основаниях с укладкой непосредственно на тщательно силинированный грунт или на дренирующую подготовку, с устройством дрена для отвода фильтрационных вод.

Заложение откосов при бетонных покрытиях обуславливается геотехническими характеристиками грунтов.

Толщина плит определяется расчетом в зависимости от их размеров (см. гл. 8). Ориентировочно ее можно принимать равной 12—15 см.

При выполнении бетонными покрытиями роли противифльтрационных элементов особое внимание следует уделять герметизации швов и стыков. Для герметизации используют эластичные герметики, битумы. Конструкции швов показаны на рис. 14.11. Для повышения противифльтрационных свойств бетонных покрытий можно использовать стабилизированную полиэтиленовую пленку толщиной 0,4—0,6 мм, укладывая ее под покрытием по выравни-

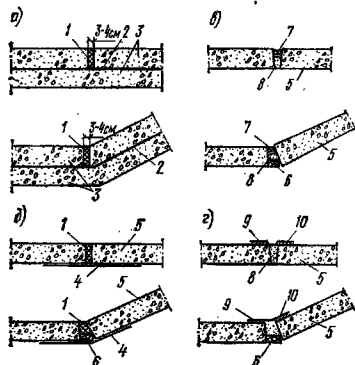


Рис. 14.11. Конструкции швов бетонной (железобетонной) одежды каналов

а — монолитное двухслойное бетонное покрытие с гидроизоляцией между слоями; б — однослойное монолитное бетонное или сборное железобетонное покрытие; 1 — битумно-полимерная мастика; 2 — гидроизоляция; 3 — монолитный бетон; 4 — подкладка с протводдегенионным слоем; 5 — монолитный бетон или сборные плиты; 6 — бруски длиной 15 см (по два на плиту); 7 — полимерная мастика по адгезионному слою; 8 — цементный раствор; 9 — тиколовая полоска или армогерметик; 10 — клей из герметика

вающей подготовке из мелкозернистого грунта толщиной 10—15 см, предназначенной для защиты пленки от повреждений. Швы пленки следует сваривать или склеивать. По уложенной пленке укладывают монолитный бетон с песчаным заполнителем. Бетонные покрытия каналов выполняют из гидротехнического бетона.

На ответственных участках каналов при повышенных противодиффузионных требованиях устраивают двухслойную одежду. На подготовленную поверхность откоса уклады-

ТАБЛИЦА 14.5. ЗНАЧЕНИЯ ОСРЕДНЕННОГО КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ k_{Φ} И ОРИЕНТИРОВОЧНЫЙ СРОК СЛУЖБЫ T ОДЕЖДЫ КАНАЛОВ

Типы одежды	k_{Φ} , см/с	T , годы
Бетонная монолитная	$1 \cdot 10^{-6}$ — $5 \cdot 10^{-6}$	15—20
Железобетонная монолитная	$2,5 \cdot 10^{-6}$ — $3,5 \cdot 10^{-6}$	20—25
Бетонноплочная монолитная	$1 \cdot 10^{-7}$ — $1 \cdot 10^{-6}$	20—25
Железобетонная сборная	$0,5 \cdot 10^{-6}$ — $2 \cdot 10^{-4}$	30—35
Асфальтобетонная	$1 \cdot 10^{-8}$ — $1 \cdot 10^{-5}$	10—15
Экран из полимерной пленки (эквивалентный глинистому экрану толщиной 1 м)	$1 \cdot 10^{-6}$ — $5 \cdot 10^{-6}$	20—30
Экран из глинистых грунтов	$1 \cdot 10^{-7}$ — $5 \cdot 10^{-6}$	35—40

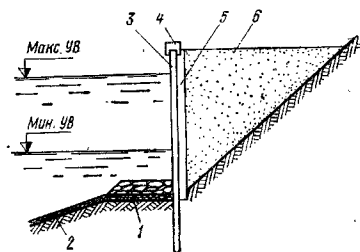


Рис. 14.12. Шпунтовая незаанкеренная стенка

1 — упорная бера (или упор); 2 — облегчающее крепление; 3 — железобетонный шпунт; 4 — шапочный железобетонный брус; 5 — обратный фильтр; 6 — засыпка пазухи

вают нижний монолитный слой бетона или сборные железобетонные плиты. По этому слою укладывают гидроизоляцию из полимерной пленки или битумных мастик, а сверху ее закрывают слоем монолитного бетона.

Ориентировочные данные для определения потерь воды на фильтрацию из каналов при наличии одежды различных типов, а также срок службы этих одежд приведены в табл. 14.5.

14.9.4. Шпунтовые стенки

Шпунтовые незаанкеренные стенки (рис. 14.12) применяют в основном на каналах, по которым осуществляется судоходство, если грунты основания допускают погружение шпунта и обладают достаточной несущей способностью.

Вертикальную стенку рекомендуется vyplнять из таврового или ребристого железобетонного шпунта.

На участках с тяжелыми для погружения шпунта грунтами допускается применение прямоугольного шпунта шириной 0,5 м. Поверх шпунта укладывают шапочный железобетонный брус. Зашпунтованные пазухи засыпают грунтом. На участках берега с высоким стоянием уровня грунтовых вод пазухи засыпают грунтом с $k_{\Phi} > 10$ м/сут. В этом случае в конструкции стенки следует предусматривать обратные фильтры и специальные отверстия в шпунте для выпуска дренажных вод ниже зимнего уровня воды в канале.

14.9.5. Асфальтобетонные одежды

Асфальтобетонные одежды каналов относятся к покрытиям облегченного типа. Применяют их на каналах с заложением откосов $m > 2$.

ТАБЛИЦА 14.6. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПЛОТНОГО ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО АСФАЛЬТОБЕТОНА

Асфальтобетон	Предел прочности на сжатие, 10 ⁶ Па (кгс/см ²), не менее		Коэффициент теплоустойчивости $K_T = R_{20}/R_{50}$, не более	Коэффициент эластичности $K_0 = R_0/R_{20}$	Остаточная пористость	Водопоглощение под вакуумом, не более	Набухание под вакуумом, не более
	R_{20} (при 20°С)	R_{50} (при 50°С)					
Нормальный	25	12	3	2—3	1—3	2	1
Улучшенный	30	14	2,5	2—2,8	1—2,5	1,5	0,5
% по объему							

Для устройства асфальтобетонных одежд используют только плотный гидротехнический асфальтобетон (с песчаным или мелкозернистым заполнителем) (табл. 14.6).

Допускается применение как горячих, так и холодных асфальтобетонов. Асфальтобетон укладывают при температуре не ниже 14°С. Толщина покрытия 5—8 см. Для предотвращения прорастания асфальтобетона растениями основание перед его укладкой обрабатывают гербицидами.

14.9.6. Экраны из полимерных пленок

Экраны из полимерных пленок устраивают на мягких грунтах любого вида с предварительной обработкой основания гербицидами. Пленочный экран укладывают по выровненному основанию на подготовке из песчаного грунта. Швы пленки сваривают или склеивают. Уложенный экран покрывают слоем уплотняемого грунта толщиной не менее 50 см. Пленочные экраны допускается применять при заложении откосов $m \geq 3$ (рис. 14.13).

14.9.7. Экраны из глинистых грунтов

Грунтовые экраны применяют в качестве противофильтрационных устройств. Если дно и откосы канала сложены из глины или суглинков, обладающих повышенной водонепроницаемостью, связанной с их структурным строением, экран создают путем рыхания поверхностного слоя на глубину до 40 см с последующим уплотнением. При сильнопроницаемых несвязных грунтах на их поверхности укла-

дывают экран из хорошо уплотняемых глины или суглинков. Толщину экрана на дне канала обычно принимают в пределах 0,4—0,6 м, на откосах — 0,6—1 м. Сверху экран защищают слоем щебня толщиной 0,1—0,15 м на дне канала и необходимой одеждой по подготовке на откосах.

14.10. Границы креплений

Верхнюю границу основного крепления откосов принимают на высоте наката воды при максимальном уровне воды в канале. Высоту наката воды на откос в каналах, где осуществляется судоходство, определяют по формуле (14.39). При вертикальных или крутонаклоненных стенках верх крепления принимают выше максимального уровня на $0,9 h_b$, но не менее 0,9 м, где h_b — высота судовой волны, определяемая по формуле (14.40).

Нижнюю границу основного крепления откоса принимают ниже наивысшего судоходного уровня на глубину

$$h_{н.н} \geq 1,8\beta B, \quad (14.43)$$

где β изменяется от 0,14 до 0,20 в зависимости от $k = \Omega/\omega$. Первое значение β соответствует $k \rightarrow 0$, второе — $k > 0,2$. Во всех случаях основание упора основного крепления следует располагать на глубине не менее 2 м от наивысшего судоходного уровня.

Отметку бермы, на которой располагают упор незаankerной шпунтовой стенки, рекомендуются принимать при песчаных грунтах на глубине $1,5 h_b$ ниже наивысшего уровня воды, при плотных неразрываемых течениях грунтах на глубине $1,3 h_b$.

Если дно канала расположено на значительной глубине по отношению к поверхности бермы, на которой располагают упор основного крепления, то ниже бермы устраивают облегченное крепление, определяемое скоростью течения в канале. При глубине канала, мало отличающейся от глубины расположения основного крепления, целесообразно основное крепление выполнять по всей длине откоса. Размеры упора определяют расчетом по схеме плоского сдвига.

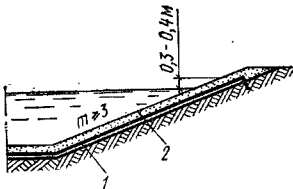


Рис. 14.13. Экран из полимерной пленки

1 — полимерная пленка толщиной не менее 0,2 мм;
2 — защитный слой грунта толщиной не менее 0,5 м

14.11. Выбор трассы канала

Направление трассы канала выбирают в соответствии с его назначением. Так, при трассировке водопроводных каналов нужно избегать населенных пунктов, учитывать необходимость организации санитарной зоны и т. п. Трассы оросительных каналов прокладывают по наиболее высоким отметкам местности, трассы осушительных каналов, наоборот, по низким отметкам местности. Трассы энергетических каналов прокладывают исходя из условия минимума сумы стоимости потерянной энергии в канале и эксплуатационных расходов.

При выборе трассы обычно сначала в соответствии с рельефом местности намечают несколько возможных вариантов ее прокладки между начальным и конечным пунктами. Если эти пункты твердо не зафиксированы, разрабатывают варианты с различным их положением. Затем определяют средний уклон канала. Если скорости в канале при этом уклоне окажутся больше допустимых, его разбивают на участки и в наиболее удобных местах по трассе создают перепадные сооружения в виде быстротоков и т. п. При пересечении каналом возвышенности трассу канала также разбивают на участки с различными уровнями воды. Перепады между участками преодолевают с помощью насосных станций при подъеме на возвышенность и сопрягающих сооружений при спуске с нее.

При прокладке трассы канала следует избегать неблагоприятных инженерно-геологических и топографических условий, вызывающих необходимость замены открытого канала на каком-либо участке туннелем, лотком, трубопроводом. Неблагоприятные инженерно-геологические условия создают зоны тектонического нарушения горных пород, карстовые породы, грунты, близкие к плывунам, грунтовые воды с уровнем выше уровня воды в канале (кроме осушительных каналов), просадочные грунты в зоне насыпей, грунты с высоким коэффициентом фильтрации и т. п. Неблагоприятные топографические условия создают крупные косогорные участки, сильнопересеченный рельеф местности, пересекающие трассу канала пути селевых потоков и т. д.

На положение трассы канала могут оказывать влияние существующие застройки, промышленные предприятия, инженерные соору-

жения, высокопродуктивные земли, расположение водопользователей.

При выборе трассы необходимо стремиться располагать канал в выемке или полунасыпи-полувыемке. Расположение канала в насыпи допускается только при пересечении относительно небольших местных понижений.

Окончательное сечение, продольный профиль и трассу канала выбирают после технико-экономического сопоставления нескольких вариантов с учетом обеспечения максимальной механизации строительных работ.

По трассе канала следует избегать большого числа поворотов. Одновременно нужно учитывать, что при значительной длине прямолинейных участков канала, особенно крупного, в них под воздействием ветра возможно повышение уровня воды вследствие ветрового нагона и образование волн значительной высоты. Желательно не совмещать трассу канала с направлением господствующих ветров.

На поворотах каналов во избежание образования шуголедовых заторов и значительного повышения скоростей течения у вогнутого берега радиус закругления следует принимать не менее пятикратной ширины канала по урезу воды. Радиус закругления оси судоходных каналов должен быть не менее пятикратной длины наибольшего (по длине) судна или наибольшего судна в буксируемом составе и трехкратной длины наибольшего толкаемого состава. Ширину судоходных каналов на криволинейных участках на уровне расчетной глубины канала увеличивают по сравнению с прямолинейными на величину ΔB , определяемую при одностороннем движении по зависимости:

$$\Delta B = \left(\frac{1}{2} + \delta \right) \frac{L_T^2}{2R_R}, \quad (14.44)$$

где $\delta = 0,4 \dots 0,5$ — коэффициент, равный отношению расстояния между центром тяжести и центром поворота судна к его габаритной длине; L_T — габаритная длина наибольшего расчетного судна или толкаемого состава, м; R_R — радиус закругления канала, м.

При двустороннем движении уширение на криволинейных участках канала принимают равным $2\Delta B$.

Уширение канала продолжают за пределы криволинейного участка на длину судна или толкаемого состава. Между криволинейными участками должен быть прямолинейный участок длиной не менее тройной длины судна или толкаемого состава.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Королев А. А. Каналы гидроэлектрических станций. М.; Л., Энергия, 1976.

2. Указания по проектированию судоходных каналов. ВСН 3—70. Л., Транспорт, 1971.

ГЛАВА 15. СООРУЖЕНИЯ НА КАНАЛАХ

15.1. Классификация

Сооружения на каналах делят на общие, встречающиеся на всех каналах независимо от их назначения, и специальные, применяемые для определенных водохозяйственных целей.

К общим сооружениям относят:

а) водозаборные сооружения, обеспечивающие подачу воды в канал на водосточника или из канала водопотребителю;

б) переходные участки канала (вставки или переходы), соединяющие участки канала с различными уклонами и поперечными сечениями; их назначение — избежать отложения наносов, чрезмерных потерь напора и т. п.;

в) сопрягающие сооружения — быстротоки и перепады, устранимые при резком изменении отметок дна соседних участков канала;

г) водопроводящие сооружения, устранимые при пересечении трассы канала с водотоками, суходолами, руслами селевых потоков и другими препятствиями (дорогами и пр.) — акведуки, селепроводы, дюкеры, трубы;

д) лотки — искусственные русла, устранимые вместо каналов на участках трассы со сложным рельефом, в том числе на косогорах, при наличии оползневых явлений, просадочных или пучинистых грунтов, и при большом объеме земляных работ на отдельных участках, т. е. в тех случаях, когда канал обходится дороже лотка; лотки широко используют на оросительных системах;

е) туннели — водопроводящие сооружения, устранимые без вскрышных работ в толще земной коры, когда прокладка их открытым способом экономически не оправдана;

ж) перегораживающие сооружения, располагаемые поперек канала и предназначенные для обеспечения необходимой глубины воды в нем или для выключения его отдельных участков на случай ремонта или аварии;

з) сооружения для пропуска лаводковых вод под каналом (дюкеры, трубы, ливнепускники и для приема или сброса их в канал или из канала (быстротоки, сифоны и т. п.);

и) ремонтные и аварийные (предохранительные) сооружения и ограждения (ворота) на каналах: водосбросы (водосливы) обычно автоматического действия для сброса избыточных расходов воды во избежание переполнения канала, например при ремонте акведука или дюкера, при внезапном сбросе нагрузки турбинами и т. п.; водоспуски и промывные галереи, иногда оканчивающиеся консольными перепадами, для опорожнения участков канала и смыва наносов; переключатели для вы-

ключения отдельных участков канала (при наличии двух линий) на период ремонта или осмотра.

К специальным сооружениям относят:

а) судоходные шлюзы;

б) насосные станции, обеспечивающие подъем воды на участки канала, расположенные на высоких отметках;

в) лесосплавные лотки;

г) сооружения на оросительных и осушительных системах: открытые и трубчатые регуляторы, часто совмещенные с перепадами и сопрягающими сооружениями, трубчатые перепады, водовыпуски, вододелители, водомеры;

д) рыбозащитные и сородерживающие устройства.

При пересечении канала с путями сообщения устраивают паромы (плавучие переправы), дорожные мосты через канал, галереи для проезда под каналом, проходящим в насыпи, акведуки для прохождения под ними дороги.

В настоящей главе будут рассмотрены все общие сооружения, кроме туннелей, а из специальных — сооружения на оросительных и осушительных системах.

15.2. Водозаборные сооружения

Водозаборные сооружения входят в состав плотинных и бесплотинных гидрозвулов (см. гл. 16) и представляют собой регуляторы различной конструкции, зависящей от типа водозаборного гидрозвула, наносного режима реки, обеспеченности водосточника водой на любой период времени года и т. п.

15.3. Сопрягающие сооружения

Сопрягающие сооружения пропускают воду на участках трассы с сосредоточенным падением местности. По гидравлическому и конструктивному решению они обычно не отличаются от быстротоков и перепадов береговых водосбросов при водохранилищах (см. гл. 13). Ширина выходного участка сопрягающих сооружений на каналах не должна быть больше ширины канала, следующего за ним. На концевых участках аварийных и ремонтных сбросов иногда устраивают консольные перепады.

15.4. Акведуки и селепроводы

Акведуки и селепроводы устраивают при пересечении канала с препятствиями (водото-

ками, суходолами и дорогами), расположенными на значительно более низких или более высоких по сравнению с ним отметках. При этом могут быть два случая: 1) канал проводят с помощью акведука над препятствием (водотоком или дорогой); 2) канал проводят под акведуком, по которому пропускают ручей или селевой поток. Возможен пропуск ручья или селевого потока по акведуку над дорогой.

Верхнее строение акведуков и селепроводов представляет собой лоток для пропуска воды или селевого потока. Судоходные акведуки иногда называют мостами-каналами. При проектировании акведуков над дорогами и над судоходными реками необходимо учитывать габаритные размеры средств транспорта в соответствии с действующими нормами. Нижняя часть пролетного строения акведука, пересекающего несудоходный водоток, должна возвышаться над максимальным расчетным уровнем не менее чем на 0,5 м.

Акведуки и селепроводы выполняют из сборного, сборно-монолитного или монолитного железобетона, реже металлическими.

Различают два конструктивных типа (схемы) акведуков и селепроводов: I — лоток представляет собой нагрузку на пролетное строение и не является несущей конструкцией (рис. 15.1, а, б, в); II — стенки и днище лотка яв-

ляются несущими элементами пролетного строения (рис. 15.1, а, е, ж). Сооружения типа II часто оказываются более экономичными, чем сооружения типа I, однако при больших пролетах между опорами, при применении арочных конструкций и конструкций из сборного железобетона обычно используют сооружения типа I. Рамные балочные и арочные конструкции из монолитного железобетона решают и по типу I, и по типу II. Возможна комбинация в одном сооружении пролетных строений, решенных по типу I и по типу II, если это экономически оправдано. Конструктивную схему выбирают в зависимости от местных условий на основе технико-экономического сопоставления вариантов, как это делают при проектировании мостов. При узком и глубоком ущелье с прочными берегами рекомендуется арочная или рамная конструкция акведука (рис. 15.1, а, з); при широких долинах применяют акведуки из консольных рам; на каналах с небольшими расходами, пересекающих неглубокие долины, хорошо вписываются акведуки из унифицированных лотков или других деталей (рис. 15.2, а). На рис. 15.1, б показан акведук с лотком и аркой из монолитного железобетона. На реках с ледоходом расстояние между опорами акведука назначают с учетом обеспечения свободного прохода льда.

Вход и выход акведука необходимо распо-

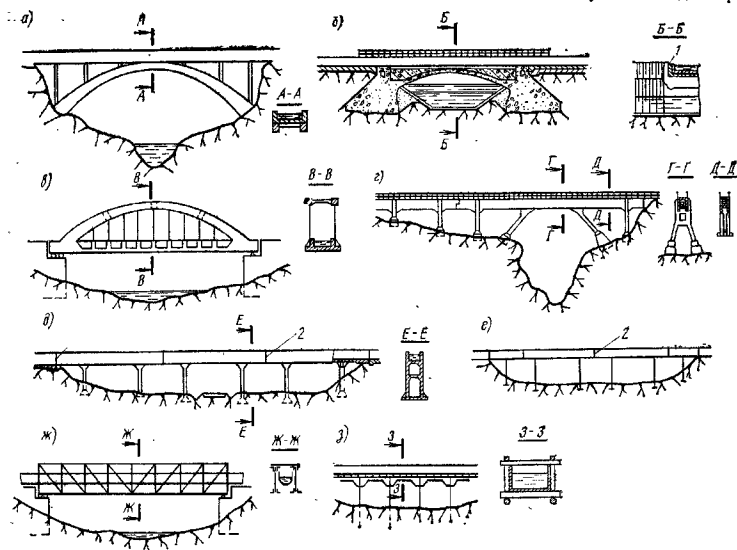


Рис. 15.1. Типы акведуков
1 — смазка битумом; ? — шов

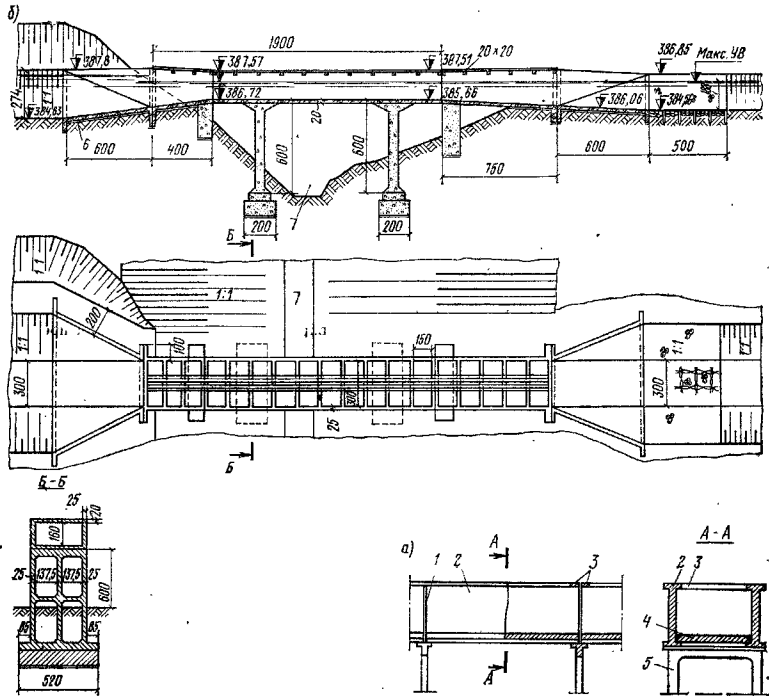


Рис. 15.2. Конструкции акведуков и селепроводов
 а — из сборных элементов; б — из монолитного железобетона; 1 — водонепроницаемый шов; 2 — балка стенок; 3 — стяжка; 4 — плита днища; 5 — опора; 6 — подготовка из гравия слоем 10 см; 7 — коллектор

лагать на естественном основании. Для возможности отключения лотка на осмотр и ремонт на входе и выходе акведука предусматривают пазы для ремонтных заграждений (шандор). Для проезда или прохода лоток акведука может быть перекрыт плитами; для увеличения жесткости стенок лотка предусматривают стяжки. Фундаменты береговых устоев и пролетных опор располагают с учетом глубины промерзания грунта и глубины ожидаемого максимального размыва дна пересекаемого водотока. Опорами акведука могут служить отдельно стоящие сван-стойки, колонны на монолитных или ленточных фундаментах под рамой опор или на свайном ростверке (кусте свай).

Через 30—40 м акведуки разделяют на секции температурно-усадочными и осадочными

ми швами, снабженными водонепроницаемыми уплотнениями (рис. 15.3). замоноличивание стыков сборных элементов выполняют бетоном той же марки по морозостойкости и водонепроницаемости (не ниже), что и в сборных элементах.

Трассировать акведуки рекомендуется под прямым углом к препятствию; если это невозможно, то допускается криволинейная трасса с радиусом закругления не менее пяти ширины акведука. Входные и выходные участки должны быть прямоугольными на длине не менее $5B$, где B — шарнира лотка акведука. Сопряжение акведука с каналом осуществляется переходным участком, чаще всего раструбной формы, во избежание увеличения потерь энергии. На небольших акведуках используют сопряжение акведука с каналом обратными стенками, являющимися одновременно и противофильтрационными. В нескольких грунтах целесообразно предусматривать противофильтрационный зуб или шпунт. Для обеспечения устойчивости склонов их дренируют.

Возвышение стенок акведука над максимальным уровнем назначают, в соответствии

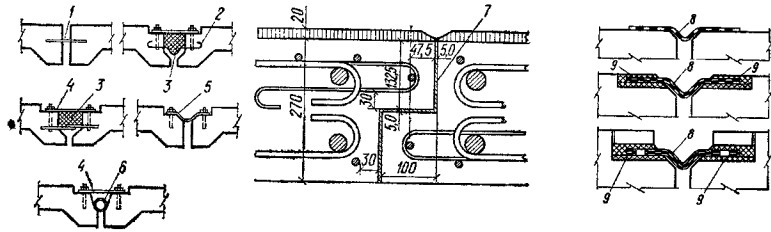


Рис. 15.3. Типы уплотнений деформационных швов акведуков

1 — металлический лист, один конец которого покрыт маслом или парафином; 2 — металлический лист с компенсатором; 3 — битум; 4 — металлические пластинки с овальными отверстиями для болтов; 5 — резиновое полотно; 6 — резиновая трубка диаметром 5—7 см с отверстиями для заполнения водой из лотка акведука; 7 — битумный материал; 8 — стеклоткань; 9 — мастика

со СНиП II-52-74 [11], в зависимости от максимального расхода акведука:

Расход, м ³ /с	<1	1—10	10—30	30—50	50—100
Возвышение стенок над уровнем воды, см	10	20	30	35	40

В стенках акведука иногда предусматривают боковой водослив на отметке расчетного уровня для сброса лишней воды.

При проектировании сепелпровода, учитывая большую насыщенность потока каменным материалом, необходимо устройство: воронкообразной укрепленной (бетонными, железобетонными плитами и пр.) подходной части (рис. 15.4), обеспечивающей плавный подход селевого потока к сооружению (иногда на подходе к сепелпроводу предусматривают струенаправляющие дамбы); хорошо укрепленной и огражденной дамбами сбросной части; глубоких шпор (глубиной 4—5 м) на подходе и выходе, предотвращающих прорыв селе под сепелпроводом; облицовки лотка сепелпровода материалом, хорошо сопротивляющимся истиранию. Уклон сепелпровода должен быть больше уклона основного селевого русла, чтобы избе-

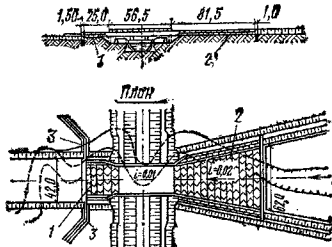


Рис. 15.4. Железобетонный сепелпровод
1 — сбросная часть; 2 — подходная часть; 3 — дамбы, ограждающие сбросную часть

жать образования селевых заторов перед сооружением. Ось сепелпровода следует принимать прямойлинейной.

Гидравлический расчет акведука заключается в определении его уклона, а также перепада уровней z_1 при входе потока в акведук и перепада восстановления z_2 на выходе потока из акведука в канал (см. гл. 3). При расчете лотка скорость потока в нем назначают большие скорости потока в канале (1,0—2,5 м/с) с учетом обеспечения транспортирующей способности потока и исключения оседания наносов в лотке. Для расчета уклона акведука используют формулу равномерного движения. Величину z_1 на входе в акведук рассчитывают по формуле водослива с широким порогом с учетом подтопления. Перепад восстановления z_2 на выходе определяют с учетом очертания выходящего участка.

Статический расчет акведуков и сепелпроводов подобен расчету мостов соответствующей конструктивной схемы; при этом подвижную нагрузку учитывают только в том случае, если предусмотрен проход или проезд по акведуку. Сооружения I и II конструктивного типа рассчитывают с учетом постоянных, временных длительных, кратковременных и особых нагрузок и воздействий. Вес лотка в сооружении I типа является постоянной нагрузкой, вес воды независимо от принятой конструктивной схемы является длительной временной нагрузкой. Устойчивость акведука рассчитывают на ветровое воздействие при опорожненном лотке. В сейсмических районах должна учитываться сейсмическая нагрузка при расчете на особое сочетание нагрузок. В районах с большими перепадами температур лоток рассчитывают на температурные воздействия.

Акведуки (сепелпроводы) рассчитывают по несущей способности конструкции (первая группа предельных состояний) и по деформациям (вторая группа предельных состояний).

Рамные конструкции проверяют на раскрытие трещин, а лотки рассчитывают с учетом образования трещин. В консольных рамах размеры консолей назначают из условия равенства изгибающих моментов в месте заделки консоли на опоре и в середине пролета.

Основание акведука (селепровода) рассчитывают по несущей способности (первая группа предельных состояний). Свайные опоры акведуков рассчитывают по двум группам предельных состояний: по первой группе — по прочности конструкций свай или свайных ростверков (если фундамент запроектирован в виде свайного ростверка) и по устойчивости при воздействии ветровой нагрузки; по второй группе — по осадке свайных фундаментов и перемещению свай и углам поворота под действием ветровой нагрузки.

При возведении акведуков на набухающих грунтах необходимо учитывать возможные деформации основания при увлажнении и высыхании. При возведении акведуков в районах распространения вечномерзлых и морозоопасных (пучнистых) грунтов учитывают температурный режим основания (при расчете устойчивости и прочности) и проводят обязательную проверку сооружения на действие сил морозного пучения.

15.5. Дюкеры

Дюкеры — напорные водоводы — устраивают на каналах и водотоках при встрече препятствий — рек, каналов, суходолов, сельевых русел, железных и шоссейных дорог и т. п., когда препятствия расположены на одном с ними или на близком уровне или когда нет возможности выдержать необходимые габариты при строительстве акведука, например при пересечении с судоходной рекой. Устройство дюкера бывает экономически оправдано при пересечении каналом (водотоком) глубоких и широких рек, долин, оврагов. Для уменьшения длины дюкера рекомендуется трассировать его под разным углом к препятствию.

Дюкеры выполняют из сборного или монолитного железобетона, из стальных, а иногда из асбестоцементных и пластмассовых труб. При давлении 1 МПа (10 кгс/см²) и более, при прокладке дюкеров на просадочных грунтах, а также в сейсмических районах их, как правило, выполняют из стальных труб. Стыки на криволинейных участках и опоры под трубами выполняют из монолитного железобетона. Для сборных конструкций используют унифицированные круглые и прямоугольные железобетонные элементы.

В табл. 15.1 и 15.2 приведены размеры уни-

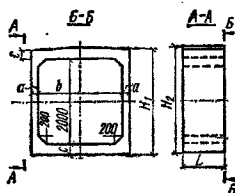
ТАБЛИЦА 15.1. РАЗМЕРЫ, мм, И МАССА, кг, УНИФИЦИРОВАННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КРУГЛЫХ ТРУБ

Марка трубы	Длина	Диаметр	Толщина стенки	Масса
РТН 60-11	6000	500	55	1320
РТН 70-11	6000	700	60	2000
РТН 90-11	6000	900	70	2980
РТН 100-11	5000	1000	75	3650
РТН 120-11	6000	1200	85	4960
РТН 140-11	6000	1400	95	6650

Примечания: 1. Бетон марки М500, $M_{pe} > 150$, $B > 6$.
2. РТН — раструбные трубы напорные.

фицированных круглых и прямоугольных труб, утвержденные ВО Союзводпроект, широко используемые для типового проектирования дюкеров оросительных систем.

ТАБЛИЦА 15.2. РАЗМЕРЫ, мм, И МАССА, кг, УНИФИЦИРОВАННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ТРУБ



Марка трубы	H_1	H_2	a	b	c	L	Масса
ПТ 15-20 ПТУ 15-20	2300	2330	150	1600	150	1600	4300
							4600
ПТ 20-20 ПТУ 20-20	2460	2500	160	2000	230	1000	4450
							4460
ПТ 20-25 ПТУ 20-25	2520	2560	230	2500	250	1000	6350

Примечания: 1. Бетон марки М300, $M_{pe} > 150$, $B > 6$.
2. ПТУ — прямоугольная труба усиленная.
3. Трубы отверстием 1500×2000 мм выполняются в двух вариантах — с двусторонними выпусками арматуры и без выпусков.

Различают два типа дюкеров: I — засыпанные, размещаемые под каналом, водотоком, дорогой и т. п. (рис. 15.5, а—г); II — открытые, прокладываемые по склону и дну возвышенных участков трассы канала (рис. 15.5, в). При пересечении несудоходного водотока (канала) дюкеры типа II могут быть уложены по мосту или эстакаде. Шахтные (колодезные) дюкеры применяют редко — только при пропуске небольших расходов (рис. 15.5, а).

Дюкер состоит из входного участка, напорных труб и выходного участка. Для уменьшения потерь напора сопряжение труб с входным

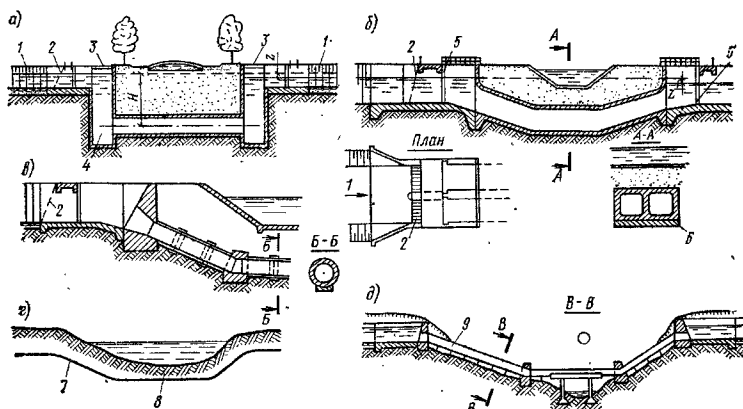


Рис. 15.5. Типы люков

1 — канал; 2 — решетка; 3 — крышка; 4 — грязевик; 5 — лаз для ремонтных заграждений; 6 — бетонная подставка; 7 — стальная труба; 8 — защитный слой; 9 — труба железобетонная или стальная

и выходным участками следует выполнять плавным. Сопряжение входного и выходного участков с откосами канала можно осуществлять обратными или ныряющими стенками. В открытых люках для обеспечения фильтрационной устойчивости склонов долин (оврагов) на входном и выходном участках следует предусматривать развитые противофильтрационные элементы (удлиненный понур, шпунтовый ряд и т. п.). Перед входом в люк устанавливают решетку для задержания плавающего мусора. В небольших засыпанных люках (шахтных) полезно предусматривать грязевые колодцы (грязевники) для задержания наносов и более удобной очистки от них люка. Входной и выходной участки люка необходимо ограждать перилами или закрывать крышками. Входной участок люка снабжают затворами для регулирования пропускной способности и для отключения при очистке или аварии, а выходной участок — затворами или шандорами.

Для возможности опорожнения люка в наиболее низких точках его предусматривают водовыпуск и контрольные люки с герметично закрывающимися крышками. Люки имеют овальное или круглое очертание (размер отверстия не менее 450 мм). Смотровые люки размещают не реже чем через 200 м по длине люка. В люках диаметром труб менее 800 мм для возможности их опорожнения предусматривают установку звеньев труб на фланцах. Перед входом в люк, пропускающий большие расходы, обычно располагают

аварийный сброс (быстроток, консольный перепад, сифон и т. п.).

В открытых люках для сглатывания температурных напряжений устанавливают компенсаторы.

В стальных засыпанных люках обычно должны предусматриваться монтажные сварные швы. Швы металлических труб проверяют гидравлической опрессовкой под давлением.

Расстояние между постоянными швами ограничивается напряжениями, возникающими при транспортировке и укладке труб.

На участках люка с различной несущей способностью основания из-за возможности неравномерных осадок иногда необходимо предусматривать дополнительные постоянные деформационные швы, особенно в железобетонных трубах.

Входной и выходной оголовки открытого люка должны быть размещены на естественном основании так, чтобы была обеспечена фильтрационная прочность грунта обратных засыпок на входе и выходе. При укладке засыпанных люков расстояние между трубами не должно препятствовать нормальному уплотнению межтрубного пространства. Засыпанные люки должны располагаться под водотоками так, чтобы верхняя грань трубы была ниже глубины возможного размыва на 0,5—1,0 м. При укладке прямоугольных труб на уровне дна канала они не должны выступать выше отметки дна. Перед трубами и за ними предусматривается крепление дна на протяжении не менее двух глубин канала.

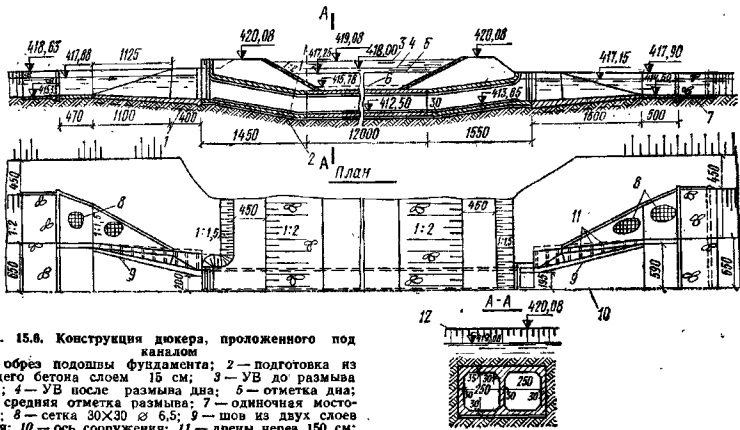


Рис. 15.6. Конструкция дюкера, проложенного под каналом
1 — обрешетка подошвы фундамента; 2 — подготовка из тощего бетона слоем 15 см; 3 — УВ до размыва дна; 4 — УВ после размыва дна; 5 — отметка дна; 6 — средняя отметка размыва; 7 — одиночная мостовая; 8 — сетка 30×30 с 6,5; 9 — шов из двух слоев толя; 10 — ось сооружения; 11 — дренаж через 150 см; 12 — верх дамбы

Минимальное заглубление дюкера под дорогой зависит от класса дорог, а под другими препятствиями определяется необходимостью защиты от ударной нагрузки. Засыпка железобетонных и стальных труб уменьшает температурные напряжения в них.

При напоре, не превышающем 3 м, допускается укладка труб дюкеров непосредственно на грунт основания при условии, что они не будут подвергаться динамическому воздействию транспорта. Для лучшего контакта труб с основанием целесообразно укладывать их на песчаную или гравийную подготовку, при слабых основаниях — на бетонную подготовку или подушку. На рис. 15.6 показана конструкция железобетонного монолитного дюкера.

Гидравлический расчет дюкера состоит в определении потерь напора и его пропускной способности при заданной скорости движения воды в трубе [1, 12]. Число труб назначают в зависимости от графика водопотребления, принятого сечения труб и из условия примерно постоянной скорости в трубе при пропуске различных расходов. Скорость $v_{тр}$ в трубе выбирают в соответствии с технико-экономическим обоснованием и исходя из условия незаляемости при пропуске любого из расчетных расходов. Обычно скорость в дюкере принимают в пределах 1,5—3 м/с, при большей скорости резко увеличиваются потери напора и могут произойти неоправданные потери в командованиях.

Расчет потерь напора (см. гл. 3) принято вести для одной нитки труб дюкера, составляя уравнение Бернулли для двух сечений канала (перед входом в дюкер и за ним) и принимая за плоскость сравнения уровень дна от-

водящего канала. При расчете потерь напора z в трубе учитывают все местные потери: на входе $\zeta_{вх}$, в решетке ζ_r , на поворотах $\Sigma \zeta_{пов}$, на выходе $\zeta_{вых}$ и потери на трение по длине трубы $\zeta_{тр}$. При одинаковом сечении канала перед дюкером и за ним потери напора в нем определяют по формуле

$$z = (\zeta_{вх} + \zeta_r + \Sigma \zeta_{пов} + \zeta_{вых} + \zeta_{тр}) v_{тр}^2 / (2g),$$

где $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ — ускорение свободного падения.

При пропуске минимального расхода по дюкеру (рис. 15.7) необходимо проводить поперечный расчет по определению потерь напора z_{min} , так как в этом случае потери напора z_{min} могут оказаться меньше расчетных и привести к появлению со стороны верхнего бьефа прыжка в трубе, которого следует избегать, поскольку пульсирующие давления при переменах прыжка в трубе могут неблагоприятно отразиться на работе дюкера (гидравлические удары, расстройство швов и т. д.). Для исключения прыжка в трубе используют различные конструкции, например показанные на рис. 15.8.

Создавая дополнительное сопротивление на выходе из дюкера с помощью сплн или затво-

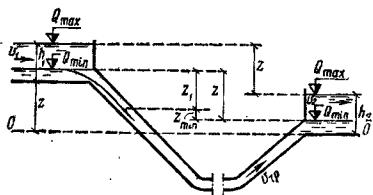


Рис. 15.7. Гидравлическая расчетная схема дюкера

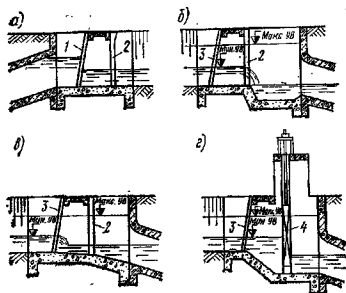


Рис. 15.8. Конструкции оголовков дюкера, исключющие появление прыжка в трубе

а — выходной участок дюкера с затвором или сницями, создающими подтопление дюкера; б, в — устройство колодца в начале дюкера; г — плавный вход; 1 — сниця; 2 — шандорный паз; 3 — решетка; 4 — затвор

ра (рис. 15.8, а), можно ликвидировать прыжок в начальном участке трубы. Такая конструкция достаточно проста, но требует управления и соответствующего надзора или надежной автоматизации. При малой разности $z - z_{\text{мгн}}$ (см. рис. 15.7) может оказаться целесообразным устройство водобойного колодца во входном оголовке (рис. 15.8, б). Возможно небольшое понижение дна в оголовке при входе в трубу, которое часто предусматривают для обеспечения плавности входа воды, особенно при пропуске минимального расхода (рис. 15.8, в). При наличии затворов на входе в дюкер (рис. 15.8, г) проводят расчет на порядок маневрирования затворами и проверку отметок воды в канале при пропуске минимального расхода. Для предотвращения образования кривой спада перед дюкером рекомендуется создавать порог или сужение входного оголовка. Для исключения образования воронок при прохождении максимального расхода рекомендуется шельгу трубы заглублять под уровень верхнего бьефа на величину $1,5 \frac{v_{\text{пр}}^2}{2g}$. Напор над шельгой для сооружений IV класса назначают около 1,0 м и для сооружений II и III классов — 1,5—2 м. При гидравлическом расчете и конструировании входного и выходного оголовков дюкера, рассчитываемого на большие скорости, не рекомендуется назначать угол сужения на входе более 30° , и угол расширения на выходе более 12° ; также по длине дюкера не должно быть участков с внезапно изменяющимся сечением.

Для дюкеров, работающих в зимних условиях, необходима проверка на пропускную способность при обледенении труб.

Статический расчет дюкеров проводят на сочетание постоянных, временных длительных, кратковременных и особых нагрузок и воздействий с учетом возможности их одновременного действия. Расчеты проводят для периодов строительства и эксплуатации. Коэффициенты перегрузки определяют в соответствии со СНиП II-45-75 [10].

При укладке труб дюкера в сыльнопродолных или набухающих грунтах необходимо проводить расчеты на неравномерную деформацию сооружения и основания. При недопустимых деформациях следует предусматривать соответствующие мероприятия (предварительная замочка основания, проектирование дюкеров из стальных труб и т. п.). В районах с глубоким сезонным промерзанием грунтов, подверженных морозному пучению, проводят теплотехнические расчеты основания и проверку элементов дюкера на воздействие сил морозного пучения [4]. Применения дюкеров в районах вечной мерзлоты и глубокого сезонного промерзания при отсутствии соответствующих обоснований следует, как правило, избегать.

Дюкеры круглого сечения рассчитывают как трубы, прямоугольного сечения — как замкнутые прямоугольные рамы.

В трубах, укладываемых большими звеньями, следует учитывать напряжения, возникающие при их укладке (от кручения и изгиба) и засыпке грунтом. Специфичной работы труб во время строительства определяется необходимость в железобетонных трубах не только поперечной, но и достаточно сильной продольной арматуры.

В открытых дюкерах, проектируемых, как правило, круглого сечения, статическому расчету подвергают трубы и опоры. Все нагрузки и воздействия на трубы и опоры в зависимости от направления по отношению к оси труб дюкера делят на осевые, нормальные, вертикальные, горизонтальные и радиальные. Для определения каждой из перечисленных сил пользуются расчетными зависимостями, применяемыми в расчетах напорных трубопроводов.

В засыпанных дюкерах следует учитывать трение труб о грунт на наклонных участках дюкера и проводить проверку на давление грунта в случае полного опорожнения дюкера.

Статический расчет стенок входного и выходного оголовков дюкера проводят в зависимости от принятой конструкции либо по схеме расчета подпорных стенок, либо по схеме расчета доковых конструкций.

В расчетах за нормативный температурный перепад принимают разницу между максимальной и минимально возможной температурой

стенок в период эксплуатации и наименьшей и наибольшей температурой, при которой фиксируется расчетная схема трубопровода (замонливание швов бетонных дюкеров, установка компенсаторов и сваривание захлестов в металлических трубах).

15.6. Трубы под насыпями

При пересечении каналами небольших водотоков, протекающих в неглубоких и широких долинах, когда строительство акведука оказывается неэкономичным, каналы устраивают в насыпях, в которых прокладывают трубы для пропуска ливневых в паводковых вод. Для пропуска селевых потоков трубы, как правило, не применяют из-за опасности их забивки селом. Кроме того, трубы широко используют в дорожном строительстве для пропуска небольших водотоков под насыпями железных и шоссеиных дорог.

Наибольшее распространение в мелиоративном и дорожном строительстве получили железобетонные сборные трубы. Монолитный железобетон, кирпич и камень используют редко. Иногда используют металлические гофрированные трубы. Использование деревянных труб под насыпями не допускается.

В табл. 15.1 и 15.2 приведены размеры унифицированных железобетонных круглых и прямоугольных труб, утвержденные ВО Союзводпроект.

По числу уложенных труб их делят на однопочковые и многопочковые, чаще двух- и трехпочковые.

По характеру работы при пропуске воды трубы разделяют на безнапорные, «полунапорные» (безнапорные с затопленным входом) и напорные (рис. 15.9).

Трубы состоят из входного и выходного

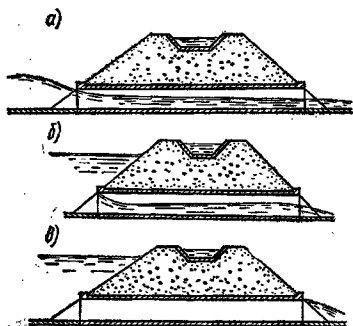


Рис. 15.9. Схемы гидравлических режимов в трубах а — безнапорного; б — полунапорного; в — напорного

оголовков и собственно труб. В зависимости от инженерно-геологических условий трубы бывают бесфундаментные и фундаментные. Фундаменты могут быть монолитными (фундаментные подушки) и сборными из блоков. Бесфундаментная укладка труб возможна при благоприятных геологических условиях. В этом случае трубы укладывают на профилированное естественное ложе. Сборные фундаменты состоят из локальных железобетонных блоков, по которым укладывают звенья труб на цементном растворе. Монолитные фундаменты выполняют на месте. Фундаменты массивных оголовков при нескальных основаниях закладывают ниже глубины промерзания. Нижнюю часть фундамента под звеньями труб иногда заменяют щебнем, втрамбованным в грунт, или песчаной подушкой. При скальных основаниях фундаменты облегчают — выполняют лишь выравнивание поверхности скалы бетоном перед укладкой труб. Трубы под каналами, работающими круглый год, и под магистральными каналами рекомендуется укладывать на бетонный фундамент (подушку).

На рис. 15.10 приведены различные типы оголовков: в виде трубы, выпущенной из насыпи; воротниковый со стенкамн, срезанными по откосу насыпи; порталный; раструбные с выржающими стенкамн; коридорный. Коридорный оголовок устраивают при входе для увеличения пропускной способности трубы — в качестве выходного его не используют. В настоящее время наибольшее распространение получили оголовки раструбные с выржающими стенкамн с разворотом в 20°. Иногда для увеличения пропускной способности трубы при сохранении безнапорного режима входное звено на длине 1,2 глубины перед ней делают выше остальных звеньев трубы; в пределах этого звена размещается кривая спада при входе. В сборных круглых трубах для этой цели входному оголовку придают коническую форму — входной диаметр превышает внутренний на 20%. Если при затопленном со стороны верхнего бьефа входе необходимо обеспечить напорную, а не полунапорную работу трубы, может оказаться целесообразным устройство достаточно плавной формы «самозаряжающегося» входного оголовка. Согласно рекомендациям Л. Г. Рабухна [7], можно с помощью «крыши» обеспечить «самозарядку» прямоугольной трубы уже при напоре, равном 1,18 внутренней высоты трубы. При устройстве обтекаемого козырька перед круглой трубой, очерченного радиусом в 1,7 внутреннего диаметра трубы, она будет работать полным сечением при напоре перед ней, равном 1,3 внутреннего диаметра.

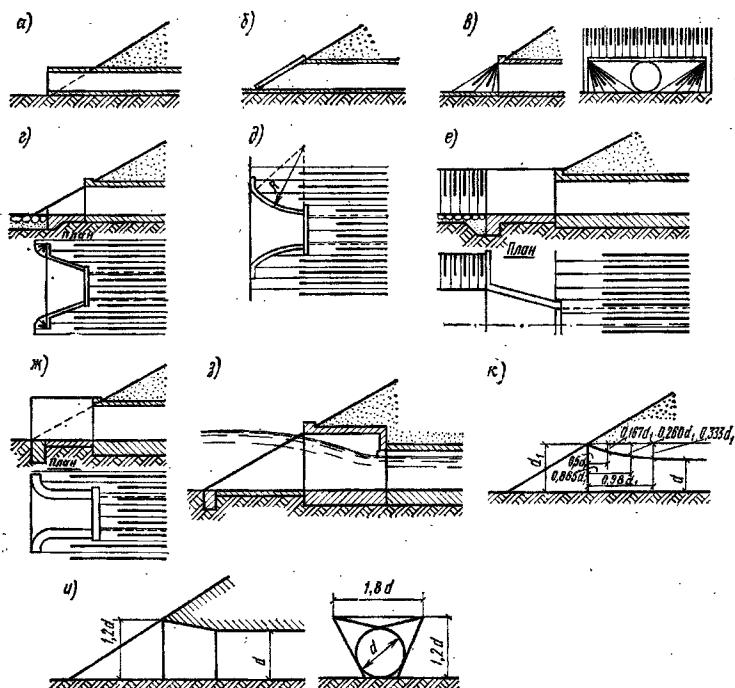


Рис. 15.10. Типы входных оголовков

а — выпуск трубы из насыпи; б — воротниковый; в — порталный; г — раструбный с прямыми выржающими стенками; д — раструбный с криволинейными выржающими стенками; е — раструбный с обратными стенками; ж — коридорный; з — с более высоким звеном на входе; и — конический; к — самонапрягающаяся конструкция Дорнин

Во избежание подмыва трубы потоком при входе в нее и особенно при выходе из нее устраивают крепление в соответствии с допускаемыми скоростями. В случае необходимости за трубой предусматривают водобойный колодец, устанавливая гасители, растекатели и устраивают рисберму достаточной длины. При пропуске потока, содержащего наносы, создавать водобойный колодец не следует.

Расстояние между швами зависит от длины унифицированных труб и характера основания. В скальных основаниях при неравномерной осадке, связанной с неравномерной нагрузкой по длине трубы, расстояние между швами принимают от 5 до 10 м. Особенно большое внимание должно быть обращено на водонепроницаемость швов в трубах, работающих в напорном режиме; в этом случае швы должны быть аналогичны швам водоспусков.

Гидроизоляция наружной поверхности труб выполняют в виде различных битумных покрытий (просмоленная мешковина на слое битума, толь на битуме и т. п.) или слоя мягкой глины толщиной 15—20 см.

Ось трубы рекомендуется располагать перпендикулярно продольной оси канала или полотна дороги; желательно, чтобы динамическая ось потока совпадала с геометрической осью трубы. Отметку оси трубы назначают с учетом строительного подъема.

Толщина засыпки над трубой зависит от класса дороги. Бровка земляного полотна должна быть не менее чем на 0,5 м выше отметки подпорого уровня перед трубой, работающей в безнапорном режиме, и не менее чем на 1 м выше подпорого уровня перед трубой размером 2 м и более, работающей в напорном и полунпорном режимах. Укладку труб

под насыпями рекомендуется проводить со строительным подъемом в песчаных грунтах 1/80 и в глинистых грунтах 1/50 высоты насыпи.

Гидравлический расчет труб под насыпями (под дорогами и каналами; см. гл. 3) заключается в определении их пропускной способности в зависимости от режима работы при заданных расходах и допустимых подпорах со стороны верхнего бьефа, проверке условий сопряжения при выходе потока из труб в нижний бьеф и определении величин размыва. Для гашения энергии в нижнем бьефе и выравнивания потока за многоочковыми трубами используют гасители, растекатели, водобойные стенки и т. п. При ожидании большой глубины размыва либо предусматривают глубокий зуб (его подошва назначается ниже глубины размыва), либо заканчивают рисберму ковшем, эффективно защищающим крепление нижнего бьефа от подмыва [5].

Расчетный расход определяют соответствующими гидрологическими расчетами в зависимости от класса сооружения и площади водосбора с учетом аккумулирующей способности временного водохранилища, появляющегося перед трубой при создании подпора в период паводка.

Статический расчет труб и оголовков проводят по двум предельным состояниям: по несущей способности (первая группа предельных состояний) и по деформациям с учетом образования трещин (вторая группа предельных состояний). Расчеты проводят на период строительства и эксплуатации при основном и особом сочетаниях нагрузок. В трубах под дорогами следует учитывать подвижную нагрузку на насыпи. Круглые и прямоугольные трубы рассматривают как замкнутые сечения. В трубах овальных и сводчатых либо расчленяют поперечное сечение на свод, боковые массивные стенки и нижний лоток, либо рассматривают трубу как подъемистый свод, упруго-заделанный в нижний лоток.

При расчете основания по несущей способности коэффициент надежности принимают в зависимости от ответственности сооружения, но не менее 1,2. Расчет по деформациям включает расчет осадок. В грунтах сильнопросадочных и набухающих проводят расчет на неравномерную осадку основания и сооружения (трубы, оголовка). В районах с глубоким промерзанием грунтов, подверженных морозному пучению, проводят расчет устойчивости сооружения на действие сил морозного пучения. Для исключения влияния сил морозного пучения иногда предусматривают теплоизоляцию по периметру трубы или осуществляют замену

пучинистого грунта непучинистым. В порталных оголовках под влиянием сил морозного пучения возникает концентрация напряжений над шестью круглых труб. Для снятия концентрации напряжений предусматривают шов или повышенное армирование. Для сооружений в районах распространения вечномерзлых грунтов проводят теплотехнические расчеты основания, экономические сопоставления вариантов и осуществляют проверку конструкции и отдельных элементов на воздействие сил морозного пучения.

15.7. Сооружения для пропуска паводковых вод

Пропуск паводковых вод зависит от высотного положения водосборных площадей, прилегающих к трассе канала, и осуществляется:

- а) с помощью труб и ливнепусков под каналом при прохождении его в насыпи;
- б) лотком или акведуком над каналом;
- в) с помощью быстротока в канал.

Если паводковый сток, поступающий в канал, не вызывает подъема уровня выше максимального, его оставляют в канале и сброса из канала не предусматривают.

15.8. Ремонтные и аварийные сооружения

Ремонтные сооружения размещают поперек канала подобно перегораживающим регуляторам. В нерабочем состоянии они не должны создавать подпора в канале, поэтому отметка их порога обычно совпадает с отметкой дна канала в створе сооружения. Нередко ремонтные заграждения снабжают поворотными фермами или рамами, укладываемыми на период эксплуатации канала на его дно. Одни из береговых устоев при этом имеет нишу для укладки прилегающих к нему ферм или рам (рис. 15.11, а).

На больших судоходных каналах, проходящих в высоких насыпях, аварийно-ремонтные заграждения представляют собой бетонную плотину с низким порогом без быков пролетом 50 м и более. В качестве заграждений используют двустворчатые откатные затворы (рис. 15.11, б).

Аварийные сооружения предназначают для сброса воды при подъеме ее уровня в канале выше проектного. Из условий эксплуатации их проектируют автоматическими — в виде сифонов или водосливов. Последние иногда заканчиваются консольным сбросом. Входной участок аварийных сооружений размещают вдоль откоса канала. В районах с отрицательными

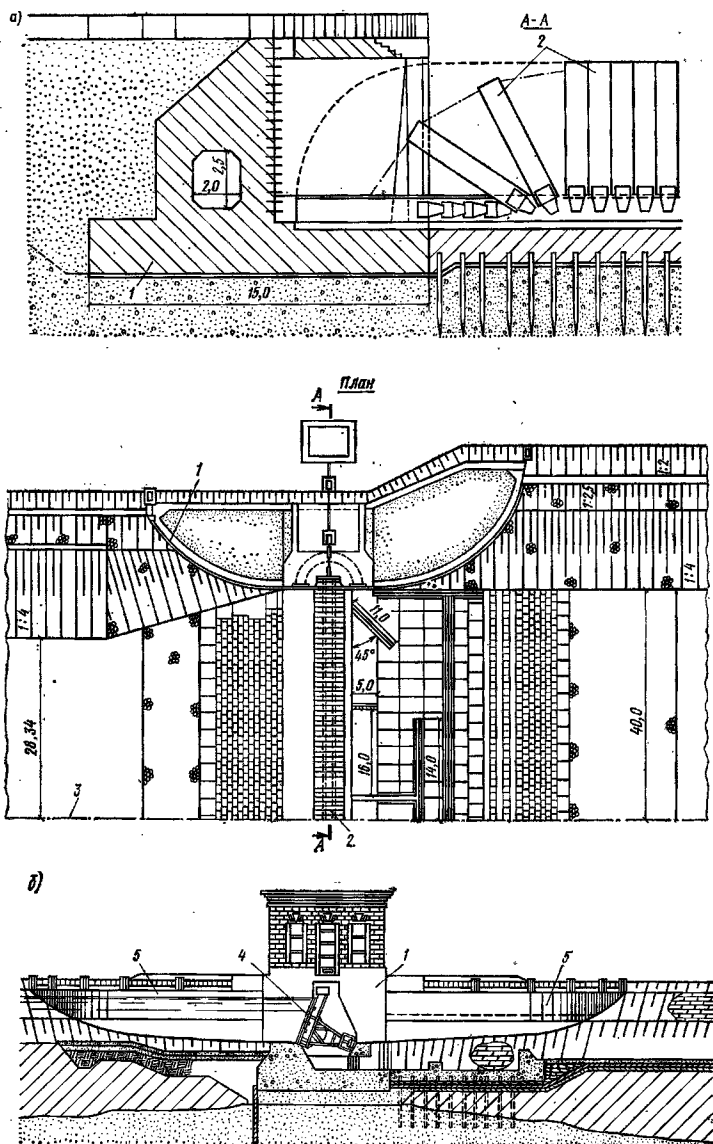


Рис. 15.11. Аварийно-ремонтные заграждения на канале

а — с поворотными рамами; б — с двухстворчатым откатным затвором; 1 — устой; 2 — поворотные рамы; 3 — ось канала; 4 — двухстворчатый откатной затвор; 5 — направляющие пальцы

температурами воздуха концевые участки должны обеспечивать полное опорожнение аварийного сооружения.

15.9. Сооружения на оросительных и осушительных системах

Для обеспечения регулирования расходов и уровней и подачи воды на орошаемые поля на каналах устраивают большое число мелких гидротехнических сооружений с пропускной способностью от нескольких сот литров до десятков кубических метров в секунду. Наличие большого числа однотипных сооружений позволяет широко использовать типовые сооружения из унифицированных деталей. Унификация сборных элементов обеспечивает существенное сокращение сроков строительства, уменьшение сезонности работ и значительную экономию средств и времени.

По назначению сооружения разделяют на водовыпуски, подающие воду в каналы младшего порядка, их размещают параллельно или под некоторым углом к оси канала; **подпорные** или **перегораживающие регуляторы**, обеспечивающие необходимый уровень воды в канале, их размещают поперек оси канала; **сбросные (устьевые) регуляторы**, осуществляющие сброс воды из канала, на осушительной сети они обеспечивают подачу воды в коллекторную сеть; **сопрягающие сооружения и переезды**. Часто на оросительной сети регуляторы совмещают с сопрягающими сооружениями и переездами, что приводит к значительной экономии бетона.

По конструкции регуляторы делят на **открытые, трубчатые и диафрагмовые**.

Открытые регуляторы используют в качестве сооружений водозаборных, подпорных, вододелителей и водовыпусков в каналы младшего порядка. Открытые регуляторы удобны для эксплуатации на каналах, работающих круглый год в условиях шуговых, ледовых и наледных явлений. Их применяют при значительном перепаде уровней. В качестве подпорного сооружения они не должны создавать перерывной подпор и должны обеспечивать полное опорожнение канала.

Трубчатые регуляторы часто используют в качестве самостоятельных переездов, а также переездов, совмещенных с сопрягающими сооружениями и регуляторами. Они достаточно просто оборудуются затворами автоматического действия. Их применение выгодно на каналах в глубокой выемке. Они обеспечивают проезд через канал без создания специального мостового строения. Поперечное сечение их может быть прямоугольным и круглым. По

числу труб трубчатые регуляторы бывают одноочковые и многоочковые, по гидравлическому режиму—безапорные, полуапорные и напорные. Со стороны нижнего бьефа трубы могут быть незатопленными и затопленными.

Из каналов и лотков, имеющих уклон больше критического, забор воды в канал младшего порядка осуществляется дойным трубчатым вододелителем, имеющим входное отверстие, перекрытое решеткой, в дне старшего канала, или открытым поверхностным вододелителем с вертикальной стенкой. На рис. 15.12 представлены схемы трубчатых сооружений из унифицированных деталей.

Диафрагмовые регуляторы используют как водозаборные сооружения при значительных колебаниях уровней в водосточнике и как водосбросные сооружения. Диафрагма позволяет значительно сокращать размер (высоту) затворов. Отметка низа диафрагмы определяется расчетом пропускной способности регулятора при наименьшем уровне воды перед ним.

При проектировании регуляторов необходимо обеспечивать наибольшую автоматизацию при эксплуатации.

15.10. Особенности проектирования сооружений, возводимых на пучнистых грунтах

Под морозным пучением принято понимать способность грунтов с влажностью, равной и большей влажности на границе раскатывания W_p , увеличиваться в объеме при промерзании. Явление пучения грунта основания вызывает большие деформации как сооружения в целом, так и его отдельных элементов.

На участках канала, сложенных пучнистыми грунтами, проектирование и строительство гидротехнических сооружений (водовыпусков, регуляторов, сопрягающих сооружений) ведут по следующим направлениям: заменяют пучнистый грунт непучнистым примерно на $\frac{2}{3}$ глубины сезонного промерзания (силы морозного пучения наиболее активно проявляются в верхней части зоны промерзания); опирают сооружения на свай, воспринимающие касательные силы морозного пучения [3]; разрабатывают гибкие конструкции, воспринимающие деформации морозного пучения; применяют теплоизоляцию.

Устойчивость сооружения или его отдельных элементов против воздействия касательных сил морозного пучения проверяют по формуле

$$kmQ^H + n_1(N^H + G^H) \geq n\tau^H F,$$

где km — произведение коэффициентов однородности и условий работы грунта, принимаемое равным 0,9; $Q^H = F_T \mu_T^H$ — нормальная сила, удерживающая свая,

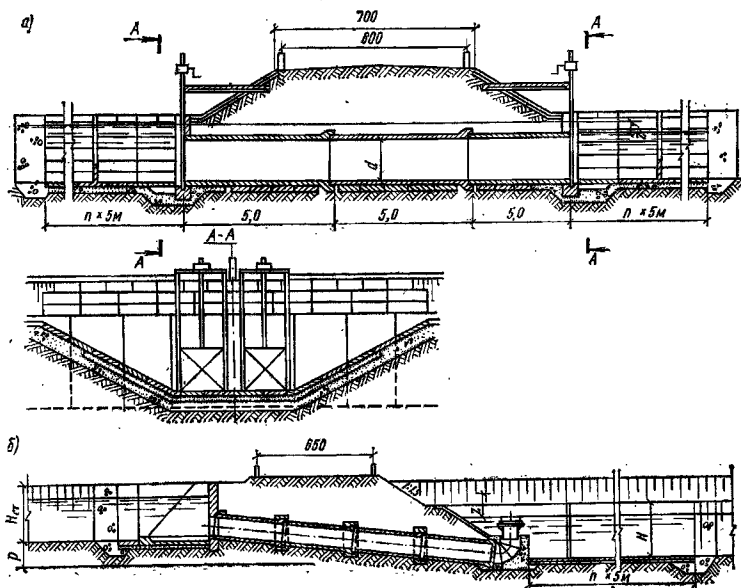


Рис. 15.12. Трубчатые сооружения из унифицированных деталей

а — трубчатый регулятор двустороннего регулирования; б — трубчатый быстроток-переезд с автоматическим регулятором со стороны нижнего бьефа

фундамент, лоток или другой элемент от выпучивания, равная сопротивлению трения поверхности F_{τ} , см², расчетного элемента (боковой поверхности свая, фундамента, порталной стенки и т. п.), соприкасающейся с талым грунтом (ниже глубины промерзания) (здесь $\tau_{\text{н}}$ — нормативное сопротивление трения грунта по боковой поверхности, принимаемое при отсутствии опытных данных для глинистых грунтов равным 2 кПа, для песчаных грунтов — 3 кПа); λ — коэффициент перегрузки постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,9; $N^{\text{н}}$ и $G^{\text{н}}$ — нормативная нагрузка соответственно от веса фундамента (плиты) и от лежащего на его уступе грунта; λ — коэффициент перегрузки сил пучения, принимаемый равным 1,1; $\tau_{\text{н}}$ — нормативное сцепление примёрзшего грунта с боковой поверхностью фундамента, свая или элемента сооружения, принимаемое в зависимости от степени пучинистости грунта (при отсутствии данных опытных данных может быть принято равным для слабопучинистых грунтов 100 кПа, для среднепучинистых — 80 кПа, для слабопучинистых — 60 кПа); F — площадь боковой поверхности, находящейся в зоне сезонного промерзания, см².

Нормальные силы морозного пучения действуют перпендикулярно боковой поверхности сооружения и перпендикулярно подошве горизонтальных частей сооружения (рис. 15.13). Исключение влияния нормальных сил морозного пучения, действующих перпендикулярно вертикальным поверхностям, осуществляется обратной засышкой непучинистым грунтом или созданием мостовой конструкции на сваях, не

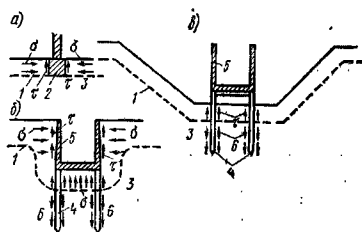


Рис. 15.13. Схемы действия касательных сил морозного пучения (сцепление) τ и нормальных давлений морозного пучения σ
 а — на фундаменте; б — на стенке и свая регулятора;
 а — на сваях мостовой конструкции; 1 — граница глубины сезонного промерзания; 2 — фундамент; 3 — талый грунт основания; 4 — свая; 5 — регулятор; 6 — трение боковой поверхности свай о талый грунт

имеющей соприкосновения боковых поверхностей с грунтом.

Нормальные суммарные силы морозного пучения $P^{\text{н}}$, действующие перпендикулярно горизонтальным поверхностям сооружения или элемента, отличаются большой неравномерностью по площади воздействия и весьма условно их значение для гидротехнических сооруже-

ний может быть определено по зависимости (СНиП II-15-74 [8]):

$$P_{\text{н}} = F_{\phi} h_1 \sigma^{\text{н}},$$

где F_{ϕ} — площадь поверхности горизонтального элемента (плиты или подошвы фундамента), соприкасающейся с грунтом, см²; h_1 — глубина промерзания ниже поверхности соприкосновения с грунтом, см; $\sigma^{\text{н}}$ — нормативное значение нормального давления морозного пучения, создаваемого 1 см слоя промерзшего грунта, принимаемое при отсутствии опытных данных для сильнопучинистых грунтов равным 10 кПа/см, для средние и слабопучинистых грунтов 6 кПа/см.

Исследованиями установлено, что в районах с глубоким промерзанием грунтов заглубление portalного оголовка или любого другого вертикального элемента на входе и выходе должно быть не менее $0,21 (H + h_{\text{к}})$, где H — глубина воды в канале; $h_{\text{к}}$ — капиллярное поднятие. Для исключения нарушения местной фильтрационной прочности основания при неполном его оттаивании и появления фильтрационного давления на горизонтальные элементы, близкого к давлению на закрытые затворы, в начале и конце подземного контура полезно устраивать развитые вертикальные элементы.

Опыт эксплуатации показывает, что над шельгами труб в portalных оголовках образуются трещины от совместного действия пучения и температурных напряжений. В связи с этим в указанных местах рекомендуется предусматривать деформационные водонепроницаемые швы.

15.11. Особенности проектирования сооружений, возводимых на вечномёрзлых грунтах

Сооружения в районах распространения вечномёрзлых грунтов проектируют или с сохранением основания в мерзлом состоянии (принцип I), или с допущением постепенного либо предварительного оттаивания основания (принцип II). Температурный режим основания, зависящий от температуры вечномёрзлого грунта, его льдистости, зернового состава, режима работы сооружения и способа производства работ, выбирают путем технико-экономического сопоставления вариантов [2].

Сооружения выполняют из древесины, бетона и железобетона. Деревянные регуляторы проектируют ряжевой и свайно-обшивной конструкции. Ряжевые конструкции более долговечны и способны претерпевать достаточно большие деформации. Железобетонные сооружения проектируют монолитными и сборно-монолитными на сваях. Для уменьшения действия сил морозного пучения полезно предусматривать теплоизоляцию элементов сооружения (кроме свай) со стороны обратных засыпок и основания.

Основание рассчитывают по несущей способности. Устойчивость сооружений проверяют на воздействие сил морозного пучения как при сохранении основания в мерзлом состоянии, так и при талом основании в соответствии со СНиП II-18-76 [9] и СНиП II-15-74 [8].

15.12. Особенности проектирования сооружений, возводимых на лессовидных просадочных грунтах

Строительство на лессовидных просадочных грунтах ведут с предварительным замачиванием грунта, с механическим глубинным или поверхностным уплотнением основания, с заменой просадочного грунта — устройством подушек, с использованием химического, электрохимического и термического закрепления грунтов, с применением глинизации и обработки грунта синтетическими смолами, без предварительного улучшения стровельных свойств лесса с последующей перестройкой сооружений после деформации основания и сооружений. В качестве временных сооружений используют также сооружения из мягких оболочек. При предварительном замачивании грунта не представляется возможным полностью исключить деформации просадки, и во время эксплуатации сооружения всегда наблюдаются послепросадочные деформации. Замачивание с дополнительной пригрузкой позволяет повысить эффективность предварительного замачивания основания и уменьшить послепросадочные деформации сооружения и основания.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Васильева И. А., Мацев В. Ф. Методические указания по расчету проектированию дожеров на каналах. М., МГМИ, 1977.
2. Васильева И. А., Волков В. И. Определение положения и формы нулевой изотермы в оттаивающих основаниях регуляторов при напорной фильтрации. — В кн.: Геокриологические исследования в Западной Якутии. Новосибирск, Наука, 1980.
3. Докучаев В. В., Маркин В. Ф. Свайные фундаменты в вечномёрзлых грунтах. Л., Стройиздат, 1972.
4. Орлов В. О., Дубов Ю. Д., Шеренков Н. Д. Пучение промерзающих грунтов и его влияние на фундаментах сооружений. Л., Стройиздат, 1977.
5. Розанов И. П. Гидравлические расчеты водопропускных труб. Учебн. пособие. М., МГМИ, 1979. 27*

6. Рабухин Л. Г. Дорожные трубы с горизонтальными козырьком над входом. — Автомобильные дороги, 1963, № 7.
7. Рабухин Л. Г. Круглая водопропускная труба с обтекаемым оголовком. — Транспортное строительство, 1966, № 4.
8. СНиП II-15-74. Основания зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1975.
9. СНиП II-18-76. Основания и фундаменты на вечномёрзлых грунтах. М., Стройиздат, 1976.
10. СНиП II-48-78. Магистральные трубопроводы. М., Стройиздат, 1976.
11. СНиП II-82-74. Сооружения мелкоразливных систем. М., Стройиздат, 1975.
12. Справочник по гидравлическим расчетам/Под ред. П. Г. Киселева. М., Энергия, 1976.

СООРУЖЕНИЯ ВОДОЗАБОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

ГЛАВА 16. СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ ЗАБОРА ВОДЫ
ИЗ ПОВЕРХНОСТНЫХ ИСТОЧНИКОВ

16.1. Общие положения

Гидротехнические сооружения, обеспечивающие забор воды из водоемов и водотоков для различных хозяйственных нужд — энергетики, орошения земель, хозяйственно-питьевого и промышленного водоснабжения и других целей, называют водозаборами.

По виду используемого водосточника различают водозабор речной, озерный (водохранилищный) и морской, а по способу отбора воды — бесплотный и плотинный. По надежности подачи воды потребителю различают три категории водозабора (табл. 16.1).

ТАБЛИЦА 16.1. КЛАССИФИКАЦИЯ
ВОДОПОТРЕБИТЕЛЕЙ ПО НАДЕЖНОСТИ
ПОДАЧИ ВОДЫ [10]

Характеристика водопотребителей	Категория надежности подачи воды
<p>Предприятия металлургической, нефтеперерабатывающей, нефтехимической и химической промышленности; электростанции; хозяйственно-питьевые водопроводы населенных пунктов с числом жителей более 50 тыс. чел., допускающие снижение подачи воды не более 30 % расчетных расходов до 3 сут</p>	I
<p>Предприятия угольной, горно-рудобой, нефтедобывающей, машиностроительной и других видов промышленности; хозяйственно-питьевые водопроводы населенных пунктов с числом жителей до 50 тыс. чел. и групповые сельскохозяйственные водопроводы, допускающие снижение подачи воды не более 30 % расчетных расходов до 1 мес. или перерыв в подаче воды до 5 ч</p> <p>Мелкие промышленные предприятия, системы орошения сельскохозяйственных земель; хозяйственно-питьевые водопроводы населенных пунктов с числом жителей до 500 чел., допускающие перерыв в подаче воды до 1 сут или снижение ее подачи</p>	II
	III

Классы водозаборных сооружений назначают по СНиП II-31-74 [10] и СНиП II-50-74 [11]. Сооружения II, III и IV классов принимают соответственно для I, II и III категории надежности подачи воды.

Для проектирования бесплотного речного и водохранилищного водозабора исходными данными служат максимальные и минимальные уровни воды в источниках с расчетной обеспеченностью соответственно 1—3 и 97—

90 %. Первые значения пределов отвечают I категории надежности подачи воды, вторые — III категории.

При расчете плотных водозаборных гидротехнических сооружений исходят из максимальных расчетных расходов в реке, определяемых в зависимости от класса сооружений (см. СНиП II-50-74).

При проектировании водозабора надлежит учитывать [7]:

а) количество воды в источнике, принимая во внимание весь комплекс водохозяйственных, водоохраных и других инженерных мероприятий по водотоку выше и ниже водозабора;

б) гидрологические, гидротермические, гидробиологические, топографические и инженерно-геологические условия.

В общем случае водозаборный гидротехнический узел должен обеспечивать:

а) четкое выполнение графика подачи воды потребителю;

б) предохранение водовода от попадания в него влекомых наносов, плавающих тел, шуги и льда;

в) прекращение подачи воды в водоводы в случаях, предусмотренных правилами эксплуатации, а также при их осмотре;

г) защиту рыбы от попадания в водоприемник на реках, имеющих рыбохозяйственное значение (кроме случаев разведения рыбы в канале и по его трассе);

д) борьбу с развитием ракушки.

Кроме того, при комплексном использовании водотока водозаборные сооружения не должны создавать помех судоходству, лесосплаву, проходу рыбы по реке. При проектировании водозабора следует учитывать русловые процессы, перемещение русла или побережья водоема, волнение и вдольбереговые перемещения наносов.

Место забора воды для питьевых нужд следует выбирать выше населенных пунктов, выпусков сточных вод, стоянок судов, лесных бирж, товарно-транспортных баз и складов. Не рекомендуется располагать водоприемники в пределах зон движения судов, плотов, жилищного перемещения влекомых наносов, в верхних водохранилищах, в ложбинах зимовья рыб, на участках возникновения зажоров и заторов, а также в местах нагона плавника и водорослей.

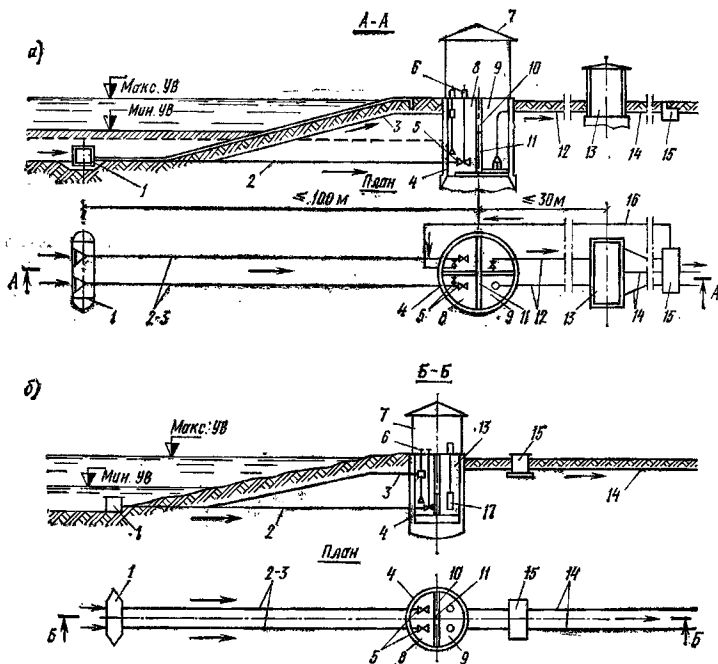


Рис. 16.1. Схемы бесплотинных русловых водоприемников промышленно-питьевого водозабора
 а — раздельной компоновки; б — совмещенной компоновки; 1 — оголовок; 2 — самотечный водовод; 3 — си-
 фонный водовод; 4 — водоприемный колодезь; 5 — задвижки; 6 — колонки управления задвижками; 7 — на-
 земный павильон водоприемного колодезя; 8 — водоприемное отделение берегового колодезя; 9 — всасывающее
 отделение берегового колодезя; 10 — раздельная стенка колодезя; 11 — плоская съемная сороудерживающая
 сетка; 12 — всасывающий трубопровод; 13 — насосная станция I подъема; 14 — напорные водоводы; 15 — ка-
 мера переключения; 16 — промывочный трубопровод; 17 — вертикальные насосы

16.2. Бесплотинный речной водозабор

16.2.1. Классификация водоприемников

Бесплотинный речной водозабор можно осуществлять в случае, когда уровни воды в реке обеспечивают командование над уровнем магистрального канала (водовода) при благоприятных топографических, гидрологических и инженерно-геологических условиях.

Для рек с обильными влекомыми наносами (более 1 кг/м^3) в легкоразмываемых аллювиальных руслах бесплотинный водозабор допускается при коэффициенте водозабора не более 0,2. За расчетный уровень реки при бесплотинном водозаборе для орошения следует принимать бытовой уровень в рассматриваемом створе при прохождении расчетных расходов (максимального, минимального, в критический период) с учетом динамики русловых процес-
 сов [5].

По местоположению водоприемни-
 ки бесплотинного водозабора делят на
 русловые и береговые (рис. 16.1, 16.2).

По конструкции водозаборные со-
 оружения бесплотинного типа подразделяют на
 поверхностные (открытые и закрытые) и дон-
 ные траншеи (галереи) с водоприемной решет-
 кой. Поверхностные водозаборные сооружения
 бывают подвижные и стационарные.

Подвижные водозаборные со-
 оружения, применяемые при механическом
 заборе воды (насосными станциями), могут
 быть трех типов [6]:

1) плавучие — смонтированные на понто-
 не или других плавучих средствах и удержи-
 ваемые в створе сооружения с помощью якор-
 рей. Применяют их при колебаниях уровня
 воды более 5 м, а также в размываемых рус-
 лах при наличии глубины не менее 1,5 м. Про-
 пускная способность такого водозаборного со-

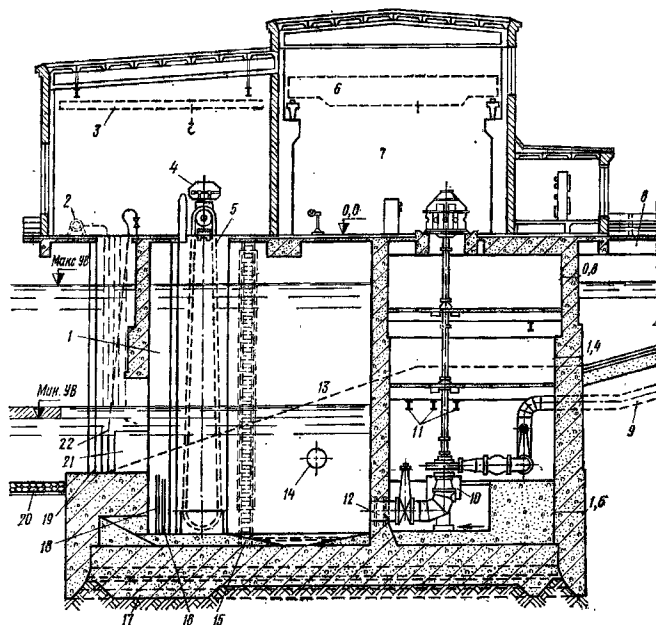


Рис. 16.2. Береговой бесплотинный (камерный) водозабор

1 — водопрямое отделение берегового колодца; 2 — механизм подъема промывного устройства рыбагратительной сетки; 3 — кран-балка; 4 — привод и промывное устройство вращающейся сорорудерживающей сетки; 5 — вращающаяся сорорудерживающая сетка; 6 — мостовой кран; 7 — насосная станция I подъема; 8 — соединительный мостик; 9 — напорный трубопровод; 10 — насос; 11 — моторельс; 12 — всасывающий трубопровод; 13 — всасывающее отделение берегового колодца; 14 — переносной патрубков; 15 — лестница-стремянка с ограждением; 16 — перфорированная труба для замучивания осадки; 17 — зумпф строительный; 18 — всасывающий трубопровод грязевого насоса; 19 — рыбагратительная сетка; 20 — каменная наброска крепления дна реки; 21 — водопрямые окна; 22 — промывное устройство рыбагратительной сетки

оружения обычно не превышает $15 \text{ м}^3/\text{с}$. Плавающие водопрямники, как правило, совмещают с насосными станциями на понтонах, сконструированных как сухогрузные несамостоятельные суда. Воду забирают со стороны днаща. Водопрямники должны быть оборудованы сорорудерживающими решетками, герметичными люками, горловинами которых выводят на уровень бортов, и затворами для прекращения доступа воды при ремонте насосов. Во время работы водопрямника положение понтона должно быть зафиксировано по отношению к береговой анкерной опоре на якорях или путем жесткой расчалки соединительных трубопроводов;

2) передвижные — смонтированные на колесных шасси (передвижные или самодвижущиеся) или на полозьях, позволяющих перемещать агрегат на различные заранее подготовленные площадки;

3) фуникулерные — смонтированные на

платформе и перемещаемые по рельсовым путям, проложенным по спланированному береговому склону или по эстакаде. Фуникулерные установки можно применять при наличии устойчивых скальных берегов.

Стационарные поверхностные водозаборные сооружения могут быть четырех типов:

1) без регулятора в голове канала (рис. 16.3). Применяют их при коэффициенте водозабора до 0,1 на больших реках и блуждающим руслом;

2) с регулятором в голове канала (рис. 16.4). При размываемом берегу сооружение удаляют от реки на некоторое расстояние;

3) в виде водозаборных ковшей с верховым или низовым питанием и самопромывающимися (рис. 16.5);

4) в виде водопрямников камерного типа, расположенных отдельно от насосной станции или совмещенных с ней. Число камер, как

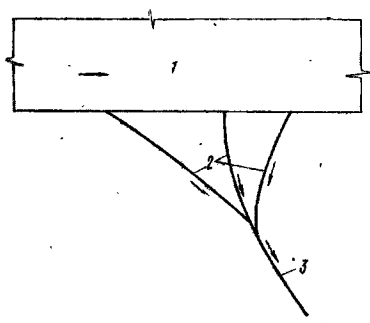


Рис. 16.3. Схема бесплотинного водозабора для реки с блуждающим руслом

1 — река; 2 — прокопы-отстойники; 3 — канал

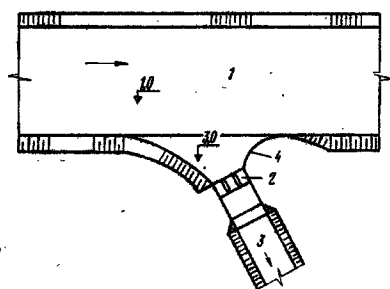


Рис. 16.4. Весплотинный водозабор с береговым регулятором

1 — река; 2 — водоприемный регулятор; 3 — канал; 4 — отражатель наносов (шпунтовая стенка)

правило, принимают равным числу всасывающих или самотечных трубопроводов.

16.2.2. Водозабор с регулирующим сооружением

Регулирующее сооружение в голове канала позволяет значительно улучшить условия бесплотинного водозабора. Для уменьшения захвата наносов рекомендуется размещать водоприемник на вогнутом берегу реки в одну линию с берегом, а также использовать струенаправляющие системы и маневрирование высотой шандорного порога [1—5].

Низовой борт входной части рекомендуется выполнять в виде вертикальной стенки (шпунтовой, железобетонной и т. п.), которая играет роль отражателя наносов (см. рис. 16.4).

Расчетную мутность воды в канале регу-

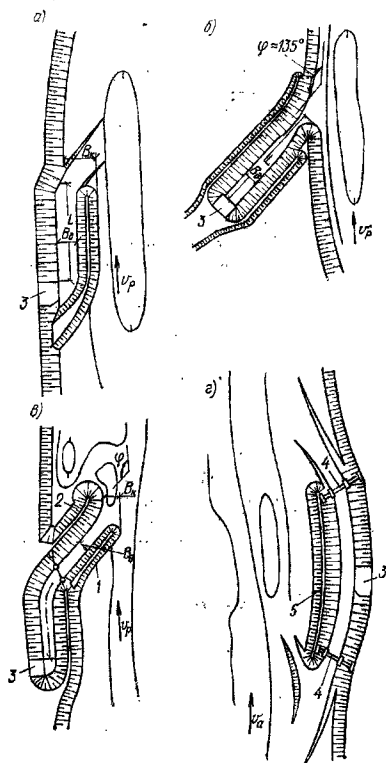


Рис. 16.5. Типы водозаборных ковшей

1 — верховая затопляемая дамба; 2 — низовая незатопляемая дамба; 3 — насосная станция; 4 — регулятор; 5 — незатопляемая русловая дамба

лируют с помощью отстойников (см. гл. 17). В связи с этим водозаборное сооружение располагают на некотором расстоянии (1,5—3 км) от берега реки.

16.2.3. Водозаборные ковши

Водозаборные ковши используют для отбора относительно небольшого расхода воды для промышленно-бытовых нужд или орошения небольших участков земель.

Устраивают ковши трех видов [3]:

1) незатопляемые — для защиты водоприемников от шуголедовых поех на реках с высокими уровнями воды в зимний период (см. рис. 16.5, б, в);

2) затопляемые в период половодья, но незатопляемые при значительно более низких уровнях осеннего шугохода — для защиты во-

доприемников от шуголедовых помех и влекомых наносов (см. рис. 16.5, а);

3) затопляемые самопромывающиеся — для защиты водоприемников от наносов и шуги (см. рис. 16.5, в).

Незатопляемые ковши выполняют полиостью заглубленными в берег (с углом отвода 135° и суженным на 35 % входом) или частично выдвинутыми в русло и имеющими открытый или огражденный низовой вход. Отметку дна ковша определяют по минимальному уровню воды в конце зныи и глубине под ледяным покровом, которая должна обеспечивать расстояние между верхом затопленного водоприемника и нижней кромкой льда не менее 0,2 м. Порог водоприемных отверстий должен быть поднят над дном не менее, чем на 0,5 м. Основные размеры ковша определяют из расчета его как шугоотстойника по средним уровням периода шугохода. Условную среднюю скорость течения в ковше v_k для этих условий принимают в пределах 0,05—0,15 м/с в зависимости от степени шугоности речного потока, причем эту скорость принимают тем меньшей, чем сложнее шуголедовая обстановка.

Ширину ковша по дну B_d определяют по расходу водозабора Q_v условной средней скорости в ковше v_k , глубине воды в начале ковша h_k , глубине воды между ледяным покровом и отложениями наносов в ковше $h_{ж}$ и заложению откосов ковша m :

$$B_d = \frac{Q_v}{v_k h_{ж}} - m(2h_k + h_{ж}). \quad (16.1)$$

При малых значениях B_d ширину ковша назначают конструктивно от 5 до 8 м для возможности прохода землесосного снаряда.

Длину ковша определяют по формуле

$$L = l_{вх} + l_{ш} + l_{т}, \quad (16.2)$$

где $l_{вх}$ — длина входной части ковша, занятой водоворотом, равная $(1-1,5)B_d$ (здесь B_d — ширина ковша по урезу при минимальном уровне шугохода); $l_{ш}$ — длина участка интенсивных отложений шуги под ледяным покровом за весь период шугохода; $l_{т}$ — длина участка ковша, свободного в конце периода шугохода, равная

$$l_{т} = 28,7 \sqrt{b_n^2 + 0,105 Q_v / (\omega - b_n)}. \quad (16.3)$$

Здесь $b_n = Q_v / (H v_{вх})$ — начальная ширина транзитной струи (на входе), м; H — глубина воды в ковше, м; ω — расчетная гидравлическая крупность шуги, равная 0,015—0,020 м/с.

При режиме водообмена $v_{вх} = (0,4 \dots 0,6) v_p$; при режиме деления $v_{вх} = (0,6 \dots 0,9) v_p$, где v_p — скорость в реке.

Режим водообмена сохраняется при водоотборе в ковш, заглубленный в берег:

$$Q_v < 0,046 B H v_p \quad (16.4)$$

и при отборе в ковш, выдвинутый в русло:

$$Q_v < 0,137 B_k H v_p, \quad (16.5)$$

где B — ширина ковша по урезу, м; B_k — ширина водоворота за ковшом, м.

Для уменьшения избыточной заносимости ковшей рассматриваемого типа наносами необходимо устраивать на их входе косую затопляемую в паводки и половодья шпору и бортовую струеправляющую стенку. Гребень шпору не должен быть выше среднего уровня межен.

При устройстве самопромывающихся ковшей их дамбы при уровнях межен используют как противоугловое ограждение места приема воды, а при уровнях половодий — как руслорегулирующие сооружения. Гребень верховой дамбы ковша располагают на высоте уровня шугохода с обеспеченностью 25 %, а отметку гребня низовой дамбы принимают на 1—2 м выше. Чтобы ковш в паводки и половодья действовал как самопромывающийся, верховую дамбу нужно расположить в свободно набегающем на нее потоке.

16.2.4. Водоприемники камерного типа (колодцы)

Водоприемники камерного типа, совмещенные с насосной станцией, применяют в случаях [3, 6]: а) практически равных отметок заложения фундамента водозаборного сооружения и здания насосной станции; б) отсутствия необходимости в сокращении водоприемного фронта и ширины аванкамеры (при установке вертикальных насосов).

Отдельно стоящие береговые водоприемные сооружения применяют, если: а) площадь фундамента водозаборного сооружения меньше площади фундамента здания насосной станции более чем в 2 раза или при возможности существенного уменьшения глубины заложения фундамента насосной станции; б) требуется значительное сокращение ширины аванкамеры.

Водоприемники всасывающих трубопроводов насосов должны обеспечивать надежный забор воды, независимость работы всасывающих трубопроводов, возможность отключения насосов без перерыва подачи воды другими насосами, а также предотвращение засасывания воздуха, плавающих предметов и сора.

Заглубление верхней кромки входного сечения всасывающего или самотечного трубопровода под минимальный уровень воды в водоприемнике при скорости входа 0,8 м/с рекомендуется принимать равным $0,6 D_{вх}$, но не менее 0,4 м при острых кромках; $0,4 D_{вх}$, но не менее 0,4 м при плавном закругленных кром-

ках; $0,8 D_{\text{вх}}$, но не менее $0,5$ м при вертикально погруженных всасывающих трубопроводах (в последнем случае входное сечение параллельно поверхности воды).

Габаритные размеры и форма камеры водоприемника должны обеспечивать благоприятные гидравлические условия входа во всасывающие трубопроводы. Ширина камеры рекомендуется не более $1,5 D_{\text{вх}}$.

Береговые колодцы с плоскими сетками как отдельные сооружения чаще всего применяют для забора малых расходов воды ($1—1,2$ м³/с), допускающих установку плоских съемных сеток, в случае оборудования водоприемных окон на оголовках решетками. Береговые колодцы выполняют из железобетона двухсекционными круглыми в плане диаметром от 4 до 8 м. Отметку дна колодца устанавливают исходя из высоты рабочей части полотнища сеток, отсчитываемой от минимального уровня воды. На две колодца делают приямок для осадка глубиной $0,7$ м. Всасывающие трубопроводы диаметром d следует заглублять под минимальный уровень воды в колодце не менее чем на $0,6—1$ м или на глубину $h \geq 2d_{\text{вс}}$, где $d_{\text{вс}} = 1,3 d$ — больший диаметр всасывающего патрубка. Входное сечение всасывающего трубопровода нужно размещать выше дна на расстоянии, не меньшем $0,8 d_{\text{вс}}$. Расстояния от стен назначают не менее диаметра трубопровода. Желательно иметь независимые всасывающие линии для каждого насоса. Самотечные трубопроводы оборудуют укороченными задвижками. Перед ними следует устанавливать вакуум-колонны для возбуждения колебаний в самотечных трубопроводах при импульсной промывке отверстий руслового водоприемника. Внутри колодца к самотечным линиям или к вакуум-колонне присоединяют трубы для обратной промывки. В колодце размещают лестницу-стремянку и эжектор для удаления осадка. Отметку верхнего перекрытия колодца принимают на $0,6—1$ м выше уровня высоких вод, а в водохранилищах — с учетом волнового воздействия. В надземном павильоне размещают подъемные устройства, приспособления для промывки сеток и колонки для управления задвижками.

Береговые водоприемные колодцы. Водоприемные отверстия в таких колодцах располагают по их внешней грани и снабжают необходимыми приспособлениями для опускания и подъема решеток, рыбозаградительных сеток, затворов (пазы, блоки, настенные лебедки и др.).

В водозаборных сооружениях большой пропускной способности число секций водоприемных колодцев, оборудованных вращающимися

сетками, рекомендуется принимать равным числу насосов.

Обычно бытовые глубинные рек недостаточны для размещения под уровнями межена требуемого числа водоприемных отверстий, вследствие чего перед водоприемниками устраивают углубления русла в виде затопляемых самопромывающихся ковшей.

16.3. Плотинный водозабор

16.3.1. Общие положения

Плотинный водозаборный гидроузел представляет собой комплекс гидротехнических сооружений, включающих водоподпорное сооружение. Как правило, речные водозаборные гидроузлы бывают низконапорными (напор до 10 м).

Регулирование режима наносов при плотинном водозаборе обычно многоступенчатое. Фракции влекомых наносов диаметром более d_{50} рекомендуется задерживать в реке с помощью конструкций водозаборных гидроузлов, фракции влекомых наносов диаметром от d_{50} до d_{75} задерживаются наносоперехватывающими устройствами на канале. Полиую очистку воды от влекомых наносов следует осуществлять в отстойниках (см. гл. 17). Отстойники не являются неотъемлемой частью водозаборного гидроузла. Необходимость их и местоположение устанавливают в каждом конкретном случае.

Отметку НПУ гидроузла назначают из условия обеспечения командования над уровнем магистрального канала в период максималного водозабора [9].

На реках с обильными влекомыми наносами и коэффициентом водозабора более $0,8$ в критический период следует рассматривать целесообразность устройства в верхнем бьефе гидроузла руслового наносохранилища. Отметку НПУ в этом случае выбирают на основании технико-экономических расчетов [5, 7, 8].

Компоновку и конструкции сооружений водозаборных гидроузлов на реках с небольшим содержанием наносов в потоке выбирают без учета наносов, из условия наилучшего удовлетворения требований эксплуатации на основании технико-экономического сопоставления вариантов.

При проектировании сооружений водозаборных гидроузлов оросительных систем на реках с обильными влекомыми наносами при значительном коэффициенте водозабора надлежит учитывать интенсивные русловые процессы в верхнем и нижнем бьефах гидроузлов.

При прохождении по водотоку кратковре-

менных (в течение нескольких часов) ливневых паводков, создающих максимальную мутность и обуславливающих интенсивное движение влекомых наносов, следует рассматривать целесообразность прекращения подачи воды в оросительную систему на этот период [7].

Компоновка и конструкции сооружений гидроузлов на реках с обильными влекомыми наносами должны обеспечивать поддержание выбранной структуры потока в диапазоне расходов воды, соответствующих перемещению влекомых наносов. В целях обеспечения коэффициента водозабора более 0,6 в период движения влекомых наносов надлежит предусматривать совместную работу водоприемных и водосбросных сооружений гидроузла.

В верхнем бьефе гидроузла на реках с обильными влекомыми наносами должно быть создано подводящее русло, обеспечивающее своей конфигурацией необходимую структуру потока и ширину его устойчивого русла.

16.3.2. Регулирование русла

Регулирование русел рек производят как в верхнем, так и в нижнем бьефах.

Регулирование русла в верхнем бьефе гидроузла производят в целях создания определенной гидравлической структуры водного потока, обеспечивающей нормальные условия эксплуатации гидроузла при данном типе компоновки сооружений. Как правило, регулирование русел в верхнем бьефе проводят на реках с обильными влекомыми наносами с целью улучшения регулирования наносного режима при водозаборе. Регулирование русла в верхнем бьефе способствует созданию стабильного подхода потока к сооружению и стабильности его структуры с распределением по зонам жидкого и твердого удельных расходов, а также предотвращению обхода или разрушения гидроузла рекой. В зависимости от необходимости структуры потока, обусловленной компоновкой и конструкцией сооружений гидроузла, зарегулированному руслу в верхнем бьефе придают прямолинейную или криволинейную форму.

Регулирование русла в нижнем бьефе должно обеспечить плавное сопряжение реки с отводящим руслом, предотвращение сбояности потока, устойчивость русла к размыву, повышенную транспортирующую способность потока для удаления отложений на реках с обильными влекомыми наносами. В нижнем бьефе зарегулированное русло проектируют прямолинейной формы длиной (1...2) $V_{уст}$.

Главным параметром зарегулированного русла как в верхнем, так и в нижнем бьефах

гидроузлов является ширина $V_{уст}$ устойчивого русла, обеспечивающая протекание водного потока заданной конфигурации без деления на рукава. Ширину устойчивого прямолинейного русла для всех участков рек рекомендуется определять по формуле [9]:

$$V_{уст} = \sqrt{Q_p g H / (v_p)^3}, \quad (16.6)$$

где Q_p — руслоформирующий расход, м³/с; H — глубина в верхнем бьефе, принятая из условий обеспечения командования над уронами воды в каналах, м; v_p — критическая неразмывающая скорость для руслоформирующих фракций речных отложений, м/с. Допускается применение зональных формул:

при угле дна $i < 0,01$ формулы С. Т. Алтунина

$$V_{уст} = A Q_p^{0,5} / i^{0,2}, \quad (16.7)$$

где $A = 0,7...1,1$;

при угле дна $i > 0,03$ формулы Н. А. Крошкина

$$V_{уст} = \frac{2,6}{i^{0,2}} \left(\frac{Q_p}{V_g} \right)^{0,4}. \quad (16.8)$$

Для равнинных участков рек, сложенных мелкопесчаными отложениями, может быть использована формула Х. Ш. Шапиро:

$$V_{уст} = 0,16 (Q_p / i)^{0,5}. \quad (16.9)$$

Прямолинейное зарегулированное русло в верхнем бьефе гидроузла состоит из прямолинейного и раструбного участков (рис. 16.6). Длина прямолинейного участка (3...5) $V_{уст}$. Раструбный участок служит для сопряжения прямолинейного участка с естественным руслом. Угол расхождения раструбного участка по отношению к прямолинейному составляет 30—45°.

Криволинейное зарегулированное русло (рис. 16.7) назначают длиной (3,5...5,5) $V_{уст}$, радиус кривизны геометрической оси русла (3...5) $V_{уст}$, центральный угол поворота 45—70°. При проектировании водозаборного гидроузла в широкой многорукавной пойме реки

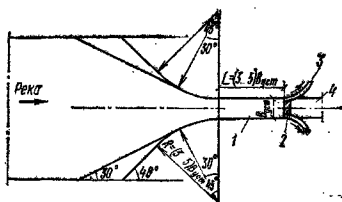


Рис. 16.6. Элементы прямолинейного зарегулированного русла

1 — подводящее русло; 2 — водозаборный гидротузел; 3 — канал; 4 — отводящее русло

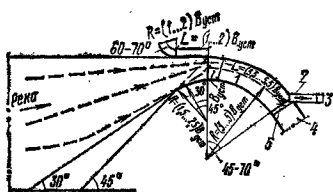


Рис. 16.7. Элементы криволинейного зарегулированного русла

1 — подводящее русло; 2 — водозаборный регулятор; 3 — канал; 4 — отводящее русло; 5 — водосбор

сопряжение криволинейного зарегулированного русла с естественным осуществляют с помощью раструбного участка. Со стороны вогнутого берега раструбный участок сопрягается с криволинейным прямолинейным участком длиной (1...2) $V_{уст}$, переходящим в криволинейный радиусом (1...2) $V_{уст}$, и центральным углом поворота $60\text{--}70^\circ$. Для усиления поперечной циркуляции и отклонения влекомых наносов от водоприемника рекомендуется сопрягать откос вогнутого берега с водоприемником с помощью вертикальной стенки длиной (1,5...2) H . Со стороны выпуклого берега раструбный участок начинается с криволинейного участка радиусом (1,5...2,5) $V_{уст}$ и центральным углом поворота $30\text{--}45^\circ$ и заканчивается прямолинейным участком, геометрическая ось которого составляет с линией берега $30\text{--}45^\circ$.

Основным типом русловыпрямительных сооружений служат продольные струнаправляющие земляные дамбы с креплением напорного откоса каменной наброской, сборными железобетонными плитами и т. д. Конструкция крепления напорного откоса дамб в верхнем бьефе должна учитывать возможность местного размыва русла у подошвы дамбы. Устойчивость дамб в нижнем бьефе должна опре-

деляться с учетом возможности как местного, так и общего размыва.

По условию обеспечения стабильности принятой структуры потока подводящее русло помимо ширины, соответствующей устойчивому руслу, должно иметь глубину, отвечающую протекающему потоку с единой динамической осью. Это условие обеспечивается при соотношении ширины потока к глубине не более 20 [1, 2].

16.3.3. Компоненты и конструкции водозаборных гидроузлов

А. Классификация и рекомендации по применению. По конструктивным признакам могут быть выделены следующие основные типы водозаборных гидроузлов: боковой, фронтальный, дожно-решетчатый и бычковый. Каждый тип гидроузла имеет различные модификации, направленные на улучшение его конструкции (табл. 16.2).

На любом участке реки возможно применение как минимум двух примерно равноценных типов водозаборного гидроузла. Предпочтительность того или иного типа гидроузла в конкретных условиях выявляют в результате детального технико-экономического сопоставления вариантов. Ориентировочные условия применения различных типов водозаборного гидроузла приведены в табл. 16.3.

Б. Боковой водозабор. Боковой водозабор обеспечивает отвод части расхода воды из реки под углом к направлению ее течения. При боковом отводе воды из реки возникает частичный поворот потока и развивается местная поперечная циркуляция. В связи с этим процент поступления в отвод влекомых наносов ориентировочно в 2 раза больше процента водозабора (при коэффициенте водозабора до 0,5).

Боковой водозабор применяют при односто-

ТАБЛИЦА 16.2. КЛАССИФИКАЦИЯ ПЛОТИННЫХ ВОДОЗАБОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

Тип водозаборного гидроузла	Модификации типов по взаимодействию с потоком	
	послойные	с поперечной циркуляцией
Боковой	С «карманом» (индийский); с полком в «кармане»; с промывными галереями (изарский); с наносозащитным козырьком в пороге водоприемника; с донными струнаправляющими порогами	С наносоперехватывающими галереями; с козырьком в пороге водоприемника; последовательный
Фронтальный	С карманом (эльслевский); ковшовой (ИЗВХ); с решетчатым полком; с наносозащитным козырьком в пороге водоприемника; с промывными галереями	С наносоперехватывающими галереями; стрелчатый; ферганский; ферганский с криволинейным водосбором; ферганский с открытым порогом-галереей
Дожно-решетчатый	Тирольский; тирольский с наносоперехватывающей галереей; с сепараторной камерой; с циркуляционной камерой	С наклонным водоприемником; с косонаправленным циркуляционным порогом
Бычковый	С водоприемником на лобовой части; с водоприемником на боковых гранях; с горизонтальным водоприемником в верхней части бычка; дожно-решетчатый	

ТАБЛИЦА 16.3. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ ВОДОЗАБОРНОГО ГИДРОУЗЛА

Тип водозаборного гидроузла	Участки рек	Конфигурация подводящего русла	Коэффициент водозабора k , не более	Рекомендуемый расход водозабора, м ³ /с	Примечания
Боковой: односторонний двусторонний	Предгорные и равнинные, реже горные	Криволинейное	0,5	Без ограничения	При $k > 0,5$ необходима аккумуляция влекомых наносов в верхнем бьефе и периодическая промывка
		Прямолинейное			
Фронтальный: односторонний двусторонний	Преимущественно предгорные	Криволинейное	0,8	То же	Допускается переброска части расхода воды (до 30%) на другой берег. Не рекомендуется для рек с большим количеством корчей и плавника
	Преимущественно равнинные, допустимы предгорные	Прямолинейное	0,7	>	
Донно-решетчатый: тирольский	Горные	»	0,4	<20	Максимальный расчетный расход реки до 300 м ³ /с. То же. То же, и отсутствие обильного плавника
	Горные селеносные Горные неселеносные	Криволинейное	0,4	<20	
		»	0,7	<20	
с наклонным водоприемником с косонаправленным порогом или наносоперехватывающей галерей послойно-решетчатый	То же	Прямолинейное	0,4	<50	

роннем и двустороннем отводе воды на всех участках рек, кроме горных с периодическим отсутствием поверхностного стока в период потребления воды. Односторонний боковой водозабор (с подачей воды на один берег) следует располагать на вогнутом устойчивом берегу криволинейного участка реки или на прямолинейном с использованием местной поперечной циркуляции. Двусторонний боковой водозабор рекомендуется располагать на прямолинейном участке реки.

В состав сооружений гидроузла при боковом водозаборе входят перегородивающая водосборная плотина, расположенная фронтально к речному потоку, и береговые водоприемники.

Согласно исследованиям ВНИИ ВОДГЕО, ширина S полосы захвата влекомых наносов в боковой водоприемник прямо пропорциональна перепаду на входе Z и обратно пропорциональна высоте порога водоприемника h_p :

$$S = \frac{z\varphi^2 k^2 (H - z\varphi^2)}{(h_p + h_{\text{вод}}) Q^2} \quad (16.10)$$

где k — расходная характеристика; $h_{\text{вод}}$ — глубина на пороге водоприемника; Q — расход реки.

Для улучшения наносного режима водозабора следует повышать порог водоприемника и уменьшать перепад на входе.

Регулирование наносного режима при боковом водозаборе проводят с помощью следующих устройств [8]:

а) наносоперехватывающих галерей в пороге водоприемника (рис. 16.8 и 16.9);

б) «кармана» в верхнем бьефе (часть ширины верхнего бьефа гидроузла, отгороженная

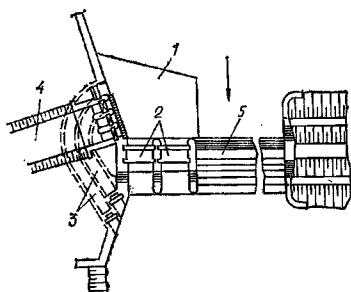


Рис. 16.8. Односторонний боковой водозаборный гидроузел

1 — понур; 2 — промывные проемы водосбора; 3 — наносоперехватывающие галереи; 4 — канал; 5 — автоматический водослив

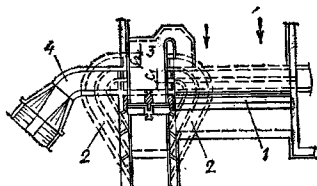


Рис. 16.9. Двусторонний боковой водозаборный гидроузел с наносоперехватывающими галереями
1 — водосбор; 2 — наносоперехватывающие галереи; 3 — «карман»; 4 — канал

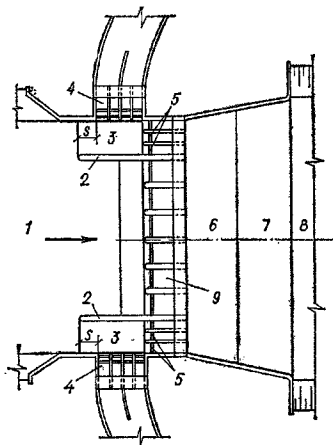


Рис. 16.10. Боковой водозаборный гидроузел с «карманами»

1 — подводящее русло; 2 — разделяющая стенка; 3 — «карман»; 4 — водоприемник; 5 — промывники; 6 — водобой; 7 — расберма; 8 — отводящее русло; 9 — водосброс

от водосбросной части разделяющей стенкой) с выносным горизонтальным полком на отметке порога водоприемника (рис. 16.10); назначение «карманов» в верхнем бьефе гидроузла — ограничение зоны захвата влекомых наносов и создание условий для осаждения их при периодическом промыве или для постоянного промыва в нижний бьеф;

в) наносозащитного козырька в пороге водоприемника (рис. 16.11);

г) донных направляющих порогов с наносозащитным козырьком;

д) полигонального порога водоприемника.

Сплошные наносозащитные козырьки в промываемых порогах водоприемников и их различные модификации (выносные Г-образные пороги и т. п.) используют для защиты водоприемников от попадания в них влекомых наносов в различных типах водозаборных гидроузлов: боковым, фронтальным, в том числе с искусственной поперечной циркуляцией.

Водосбросная плотина может иметь несколько пролетов с разными отметками порога в зависимости от их назначения. Обязательным является устройство промывных пролетов, оборудованных затворами и обеспечивающих транзит наносов в нижний бьеф. Отметку порога промывных пролетов назначают с учетом необходимости создания в нижнем бьефе гидроузла потока с повышенной транспортирующей способностью в целях предотвращения за-

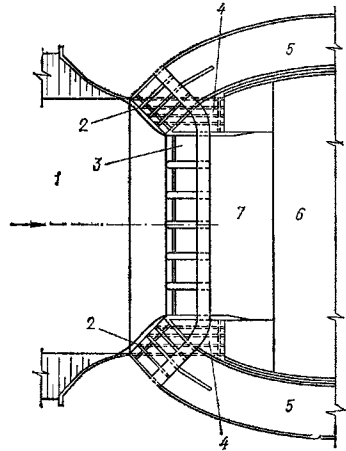


Рис. 16.11. Боковой водозаборный гидроузел с наносозащитными козырьками в пороге водоприемников

1 — подводящее русло; 2 — наносозащитный козырек; 3 — водосброс; 4 — промывные галереи; 5 — канал; 6 — отводящее русло; 7 — водобой

вала нижнего бьефа влекомыми наносами и уменьшения расчетной пропускной способности водосброса. Промывные пролеты следует располагать в примыкании к водоприемным регуляторам. Порог водоприемного регулятора и примыкающую к нему струенуправляющую стенку рекомендуется располагать в одну линию, которая составляет с осью плотины угол $\alpha = 90 \dots 130^\circ$. На реках с обильным плавником или с осуществлением зимнего водозабора при тяжелом режиме рекомендуется принимать $\alpha = 90^\circ$ [5].

На реках с большим количеством шуги и плавающего сора в водосбросной части плотины необходимо устройство специальных приспособлений для сброса шуги и сора в нижний бьеф гидроузла.

При устройстве в пороге водоприемного регулятора наносоперехватывающих галерей последние располагают как выше, так и ниже (по течению) верхней стенки регулятора (см. рис. 16.9). Смещение первой галереи вверх по течению относительно регулятора s_2 рекомендуется принимать равным S [см. формулу (16.10)], а размер s_1 принимать равным H . Суммарный расход галерей $Q_r = (0,5 \dots 1) Q_a$. Скорость потока в галереях должна обеспечивать транспортирование всех влекомых наносов, включая максимальные фракции. Дно входных отверстий галерей принимают на отметке понурной части гидроузла. Рекоменду-

ется принимать вход в галерею под углом 60—90° относительно фронта водоприемных отверстий и избегать повторного изгиба галерей в плане. Галереи надлежит устраивать постоянного сечения по всей длине. Размер галерей должен обеспечивать удобство их осмотра и ремонта.

При устройстве кармана или выносного дойного наносонаправляющего порога последний может быть вынесен вверх по течению на величину не менее S [см. формулу (16.10)].

В. Водозабор с поперечной циркуляцией потока. В водозаборе данного типа использовано действие поперечной циркуляции потока, способствующее забору осветленной воды и сбросу влекомых наносов в нижний бьеф. Возникновение в речном потоке поперечной циркуляции может быть вызвано криволинейностью планового очертания подводящего русла или взаимным расположением водоприемника и водосброса. Предпочтительнее водозабор на участке реки с криволинейным очертанием (естественным или созданным искусственно). В этом случае водоприемник фронтален потоку. Водозабор с поперечной циркуляцией в криволинейном подводящем русле является, как правило, односторонним. Возможно применение его и как двустороннего при условии переброски части расхода из водоприемника на другой берег с помощью дюкера или лотка. Водозабор с поперечной циркуляцией применяют на предгорных участках рек, где он особенно целесообразен, и на равнинных участках рек.

В состав сооружений гидроузла с поперечной циркуляцией входят криволинейное устойчивое русло шириной $B_{уст}$ (кроме случаев создания местной поперечной циркуляции), водосброс, водоприемник и отводящее русло (рис. 16.12).

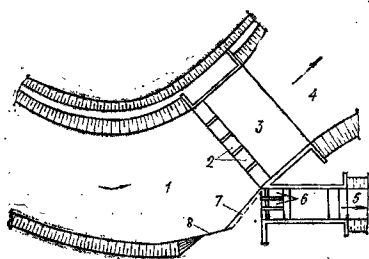


Рис. 16.12. Гидроузел с использованием поперечной циркуляции потока

1 — подводящее русло; 2 — водосброс; 3 — водобой; 4 — отводящее русло; 5 — канал; 6 — водоприемный регулятор; 7 — выносной наносонаправляющий порог; 8 — отрагатель наносов

При проектировании следует учитывать, что в криволинейном русле наблюдается сбой потока в сторону вогнутого берега. Здесь протекает около 70—80 % расхода реки, занимая ширину $(0,25...0,5) B_{уст}$.

Створ водозаборного гидроузла следует располагать в точке пересечения касательной к выпуклому берегу, проведенной из начала кривой, с вогнутым берегом по урезу воды при $B_{уст}$. Возможно смещение створа вниз по течению в пределах $0,5 B_{уст}$ от указанной точки.

При назначении превышения дамбы и сооружения над уровнем воды следует учитывать навал потока на вогнутый берег. Величину навала потока (относительно статического уровня), м, вычисляют по формуле

$$\Delta h = \frac{B_{уст} v^3}{Rg}$$

где v — максимальная поверхностная скорость в подводящем русле при пропуске лаводка, м/с; R — средний радиус поворота излучины, м.

Водосборное сооружение располагают по нормали к оси потока, водоприемник — по нормали к продолжению касательной. Такое расположение сооружений является ориентировочным и уточняется при необходимости по результатам модельных исследований.

При компоновке гидроузла следует обеспечивать примыкание к водоприемнику промывного пролета водосбросной плотины (с пониженным порогом).

Важную роль в регулировании наносного режима водозабора играет обоснованный выбор допустимого перепада $z_{вод}$ на входе в водоприемник, который может быть определен по формуле В. Г. Дянова:

$$z_{вод} \leq \frac{3v^2 H}{gR}$$

Зная $z_{вод}$ и h_n , можно определить необходимую ширину водоприемного фронта:

$$B = \frac{Q_{вод}}{2m \{ H - [0,5H(1 - D_r) + 3d] k_0 \} \sqrt{v^2 H / R}} \quad (16.11)$$

где m — коэффициент расхода; $D_r = 1/m$ — дефицит скорости на гребне бара (см. прил. 1 [9]); d — диаметр расчетной фракции влекомых наносов; k_0 — нормативный коэффициент запаса (зависит от класса сооружения).

Рекомендуется устройство у водоприемника выпуклого криволинейного или прямолинейного Г-образного порога с выносом его в промывной пролет водосброса.

На реках со значительными колебаниями расходов при быстром нарастании паводков в состав водосбросной плотины необходимо вводить криволинейный в плане водослив-сброс на отметке НПУ гидроузла. Для поддержания слабейшей в межень поперечной циркуляции

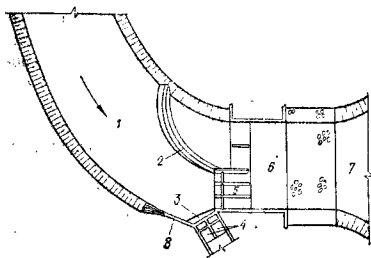
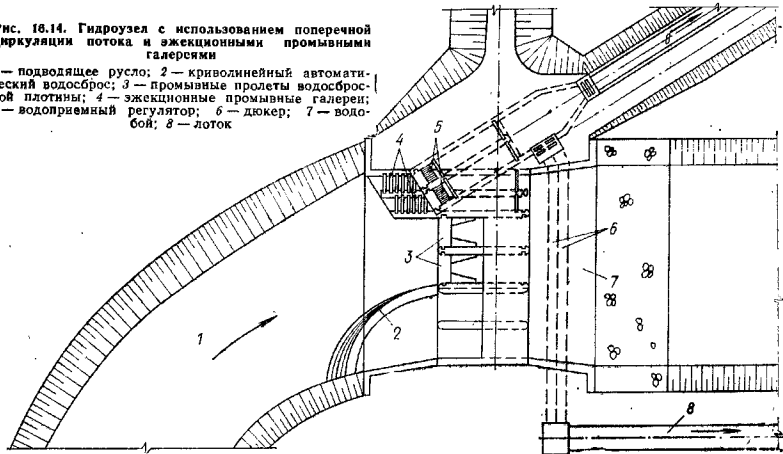


Рис. 16.13. Гидроузел с использованием поперечной циркуляции потока и криволинейным автоматическим водосбором

1 — подводящее русло; 2 — криволинейный автоматический водосбор; 3 — наносозащитный козырек; 4 — водоприемный регулятор; 5 — водосбор; 6 — водобой; 7 — отводящее русло; 8 — отражатель наносов

Рис. 16.14. Гидроузел с использованием поперечной циркуляции потока и эжекционными промывными галереями

1 — подводящее русло; 2 — криволинейный автоматический водосбор; 3 — промывные пролеты водосборной плотины; 4 — эжекционные промывные галереи; 5 — водоприемный регулятор; 6 — дюкер; 7 — водобой; 8 — лоток



этот водослив-сброс должен быть выдвинут в верхний бьеф и располагаться между промывной частью водосборной плотины и выпуклым берегом (рис. 16.13). Очертание криволинейного водослива рекомендуется принимать по радиусу $R = (0,8...1,5) V_{уст}$. Стеснение водосборного фронта криволинейным водосливом не должно составлять более 0,5.

При невозможности поддержания достаточной интенсивности поперечной циркуляции и высокому коэффициенту водозабора (более 0,7) рекомендуется устройство различных дополнительных конструкций для борьбы с завлечением наносов в водоприемник (наносоотбойные стенки и т. п.) (рис. 16.14) или аккумуляция наносов в верхнем бьефе и их периодическая промывка при наличии сбросных расходов воды в реке.

Г. Фронтальный водозабор в прямолинейном русле. Такой водозабор обеспечивает вертикальное расслоение потока с наносами. При этом верхний, осветленный слой воды забирается водоприемниками и подается через лоток в канал. Нижний слой потока, обогащенный наносами, сбрасывается через донные промывные галереи в нижний бьеф гидроузла. Фронтальный водозабор рекомендуется на предгорных и равнинных участках рек для подачи близких по величине расходов на оба берега. При соответствующем технико-экономическом обосновании допускается применение одностороннего фронтального водозабора (рис. 16.15).

Обязательным элементом для фронтального водозабора, обеспечивающим необходимую структуру потока, является устойчивое прямо-

линейное подводящее русло. Параметры подводящего русла принимают согласно указанным ранее требованиям.

В состав сооружений гидроузла при фронтальном водозаборе входят устойчивое подводящее русло, перегородивающее сооружение, соединяющее в себе функции водосбора и водоприемника, и отводящее русло. Ширину перегородивающего сооружения (водосборной фронт) принимают не более $V_{уст}$. При обосновании исследованиями допускается увеличение водосборного фронта, но не более чем на 15 %, путем устройства на участке подводящего русла, непосредственно примыкающем к перегородивающему сооружению, расширения под углом $10-12^\circ$ [7]. Центральная часть перегородивающего сооружения служит открытым одноярусным водосбором и при необхо-

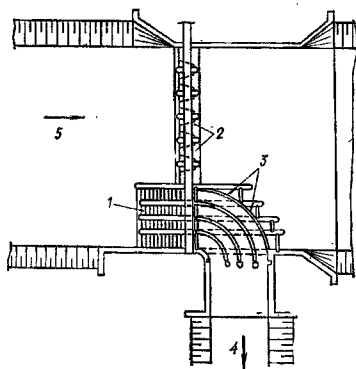


Рис. 16.15. Гидротрула фронтального водозабора
1 — решетчатый полок; 2 — водосбор; 3 — промывная галерея; 4 — канал; 5 — подводящее русло

дности выполняет функции шугосброса и соросброса. Отметку порога центрального водозабора принимают исходя из общих условий пропуска паводковых расходов и русловых деформаций. Береговые части перегораживающего сооружения делают двухъярусными. Нижнее отверстие служит донным водосбором (промывной галереей), верхнее — водоприемником. Расчетный расход донного водосбора рекомендуется принимать не менее половины расчетного расхода водозабора [1, 2, 5].

Д. Донно-решетчатый водозабор. Водозабор этого типа обеспечивает отбор осветленной части потока через решетчатый водоприемник и задержание решеткой крупных фракций влекомых наносов (булыжно-галечниковых отложений).

В состав сооружений гидротрула данного типа (рис. 16.16) входят подводящее и отво-

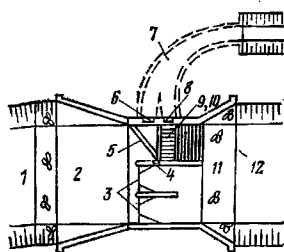


Рис. 16.16. Гидротрула донно-решетчатого типа
1 — подводящее русло; 2 — понур; 3 — водосбор с сегментными затворами; 4 — промывник; 5 — наносонаправляющий порог; 6 — водоприемник; 7 — канал; 8 — затвор; 9 — водоприемная галерея; 10 — решетка; 11 — каменная наброска; 12 — отводящее русло

дящее русла; бетонная водоприемная донная траншея с решеткой, служащая одновременно водосбором; отстойник (обязательный элемент).

Водосбор представляет собой донный водослив со встроенной в него водозаборной траншеей, перекрытой решеткой со стержнями, свободно опертыми нижними концами или закрепленными на опорной раме. Водосбор может иметь разную высоту порога по участкам.

При криволинейном подводящем русле водоприемный участок занимает приблизительно две трети водосборного пролета, считая от вогнутого берега. Порог водоприемной части у вогнутого берега делается приподнятым (0,5—1,0 м) и наклонным к транзитной части.

Участок водосбора с пониженным порогом устраивают сплошным (примыкает к выпуклому берегу). Он служит для транзита совместно с потоком воды основной массы донных наносов. На этом участке водосбора следует предусматривать износостойчивую облицовку.

Водоприемную траншею рассчитывают на безнапорный режим и устраивают с переменным сечением. Как правило, ее облицовывают металлом. В конце галереи устанавливают затвор.

На участках горных рек с периодическим отсутствием поверхностного стока в верховой стенке траншеи предусматривают систему отверстий для захвата подрусловых вод, оборудованную обратным фильтром [5].

При прямолинейном подводящем русле водозаборная траншея может располагаться по всей длине водосбора.

16.4. Конструкции водоприемников

16.4.1. Общие требования и типы водоприемников

К водоприемникам предъявляют следующие основные требования [9]:

- 1) пропускная способность их должна обеспечивать забор воды в соответствии с графиком водопотребления;
- 2) их расположение и конфигурация подводящей части в плане должны обеспечивать плавный вход воды;
- 3) они должны быть снабжены устройствами для предотвращения попадания в них влекомых наносов, плавника, сора, шуги и льда;
- 4) они должны иметь затворы для прекращения поступления воды в водовод (канал, туннель, трубопровод и т. п.).

Высоту порога водоприемника назначают с учетом высоты бара наносов в подводящем

русле [9]. Надвигка бара наносов к водопропускному отверстию оказывает влияние на кинематику потока в зоне взаимодействия сооружения и бара, что изменяет условия транзита наносов. Возможная высота бара наносов при нормальном функционировании гидроузла (транзит основной массы наносов через водосброс) может быть определена по формуле В. Г. Днанова:

$$h_6 = 0,5H(1 - D_r),$$

где H — глубина воды на понуре, м.

Для снижения попадания влекомых наносов в водоприемник его порог должен превышать гребень бара наносов. Высоту порога можно изменять с помощью шандор. Ее определяют по формулам В. Г. Днанова:

а) для межпериода периода (грядовая форма движения влекомых паносов)

$$h_{II} = [0,5H(1 - D_r) + 3d] k_3;$$

б) для паводкового периода при нарастании (спаде) паводка

$$h_{II} = [0,5H(1 - D_r) + 5d] k_3;$$

в) то же, при пике паводка

$$h_{II} = [0,5H(1 - D_r) - П + 5d] k_3,$$

где $П = 0...0,3H$ — переменная величина, характеризующая срыв бара наносов.

Для фронтально расположенных промывных пролетов водосброса при условии надвигки бара наносов существует диапазон малых открытых затворов, при которых создается кинематика потока, прекращающая перемещение влекомых наносов и обеспечивающая

питание отверстия осветленными поверхностными слоями потока. Минимально допустимая величина открытия затвора по условию обеспечения транзита влекомых наносов может быть определена по формуле В. Г. Днанова:

$$h_{3}^{пр} = \frac{v_{пов} H [0,18(1 - D_r)^2 + 1]}{1,44\mu \sqrt{2gz} + v_{пов}}, \quad (16.12)$$

где μ — коэффициент расхода истечения; z — перепад уровней на затворе.

По экспериментальным данным $h_{3}^{пр} \approx 0,25 H$.

Ширину водоприемного фронта назначают из условия обеспечения расчетной пропускной способности при форсированном уровне воды в канале и НПУ в верхнем бьефе гидроузла (при расчетном уровне в реке при бесплотином водозаборе) с учетом расчетной высоты порога водоприемника.

От плавающего сора водоприемники (кроме донных) защищают с помощью решеток с расстоянием между стержнями 25—30 см.

На реках с обильным содержанием плавающего сора, корчей, шуги и льда рекомендуется устройство забральных водоприемников. Забральная стенка (диафрагма) должна быть опущена ниже отметки НПУ как минимум на 1 м.

Водоприемники подразделяют на следующие типы: открытые, трубчатые, бычковые, донные и фильтрующие. Открытые водоприемники (рис. 16.17) рекомендуется применять при напорах до 5 м. При больших напорах (или при необходимости защиты водоприем-

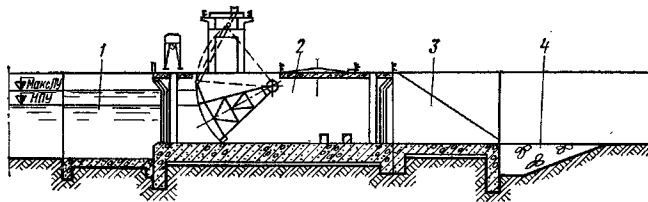


Рис. 16.17. Открытый водоприемный регулятор

1 — входная часть; 2 — водовыпуск; 3 — выходная часть; 4 — гибкое крепление

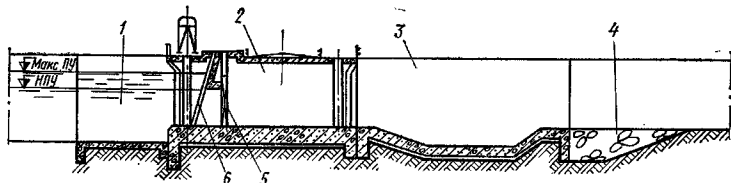


Рис. 16.18. Водоприемный регулятор с забралом

1 — входная часть; 2 — водовыпуск; 3 — колодец-гаситель; 4 — гибкое крепление; 5 — затвор; 6 — сорорудерживающая решетка

ника от сора, шуги и льда) рекомендуется применять открытые забральные или диафрагмовые (рис. 16.18) либо трубчатые водоприемники.

16.4.2. Открытые и трубчатые водоприемники

Основные элементы открытых и обычных трубчатых водоприемников:

1) входная часть, представленная, как правило, струенаправляющими стенками, поперечной плитой, общей для всего гидроузла, и струенаправляющими порогами;

2) собственно сооружение, представляющее собой железобетонную коробчатую конструкцию или трубу, в пределах которой располагается сороудерживающая решетка, диафрагма, ремонтные и рабочие затворы;

3) выходная часть в виде гасителя избыточной энергии потока и участка сопряжения с каналом.

Размеры отверстий определяют гидравлическим расчетом по обычным формулам нижней гидравлики.

Подземный контур назначают на основе фильтрационных расчетов.

Расчет гашения энергии в нижнем бьефе водоприемника следует вести согласно рекомендациям гл. 3. Конструктивно водобой водоприемника может быть выполнен гладким или с искусственными гасителями энергии. Рекомендуется донный затопленный режим.

Сопряжение водобоя с земляным каналом следует осуществлять в виде рисбермы длиной $(8...10)h$, где h — глубина воды в канале. Рекомендуется гибкая конструкция рисбермы из каменной наброски или из сборных железобетонных плит. При обetonированных каналах рисберма может отсутствовать.

16.4.3. Бычковые водоприемники

Бычковые водоприемники выполняют в виде «окоя» в бычке или устое. «Окоя» могут быть расположены на горизонтальных и вертикальных плоскостях бычков и должны быть оборудованы сороудерживающей решеткой и затвором. Вода от водоприемных отверстий отводится по галереям внутри бычка или устоя к коллектору либо лотку, по которому она подводится к отстойнику.

16.4.4. Донные водоприемники

Донные водоприемники выполняют в виде траншеи с износоустойчивой облицовкой, перекрытых решеткой для задержания крупных фракций наносов, или бункерных конструкций.

Удельный расход воды над решетчатым водоприемником принимают в пределах $3-4 \text{ м}^3/(\text{с}\cdot\text{м})$ при НПУ.

Ширину водоприемника назначают не более 2 м. В связи с турбулентностью при винтообразном течении рекомендуется принимать условно коэффициент шероховатости $n=0,04$ [7, 9].

Решетку донного водоприемника выполняют из стальных полос шириной 40—60 мм, толщиной 5—8 мм с просветами 8—10 мм.

При большом содержании булыжно-валунных фракций в составе велекомых наносов в решетку через 20—25 см встраивают таровые элементы. Решетку выполняют секционной, поворотной. Следует предусматривать возможность ее снятия.

Площадь водоприемных отверстий бункерных водоприемников $\omega_{бр}$, м^2 , следует определять при одновременной работе всех секций водоприемника (кроме резервных) по формуле

$$\omega_{бр} = 1,25 \frac{nQ}{v \rho},$$

где 1,25 — коэффициент, учитывающий засорение отверстий; n — число секций; Q — расчетный расход одной секции, $\text{м}^3/\text{с}$; v — скорость течения, $\text{м}/\text{с}$; ρ — коэффициент, учитывающий стеснение отверстий стержнями решеток или сетками: $\rho = S/(S+h)$ для решеток и $\rho = [S/(S+h)]^2$ для сеток (здесь S — расстояние между стержнями в свету, см; h — толщина стержней).

В основании затопленных бункерных водоприемников рекомендуется устраивать постель из каменно-щебеччатой наброски толщиной не менее 1,5 м, включая переходной слой. При скальном основании вместо каменной постели допускается применение выравнивающего слоя бетона. Размер постели в плане определяется габаритами подошвы водоприемника и возможной величиной размыва русла. Для защиты от размыва и подмыва водоприемника рекомендуется применять каменную наброску.

16.4.5. Фильтрующие водоприемники

Различают четыре основных типа фильтрующих водоприемников:

1) с горизонтальным фильтром и входом воды сверху вниз (рекомендуется как для рек с тяжелым шуголедовым и наносным режимом, а также малыми глубинами под мощным ледяным покровом, так и в качестве ирригационного водоприемника для горных участков рек);

2) с горизонтальным фильтром и входом воды снизу вверх (рекомендуется для глубоких водотоков при необходимости рыбо- и сорозащиты) (рис. 16.19);

3) с вертикальным фильтром и горизонтальным входом воды (рекомендуется при необходимости шуго- и рыбозащиты);

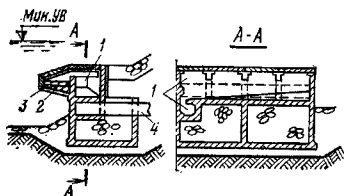


Рис. 16.19. Фильтрующий придонный русловой водоприемник с вихревыми камерами
1 — вихревые камеры; 2 — водопрямные отверстия; 3 — фильтрующие кассеты; 4 — самочистящие трубы

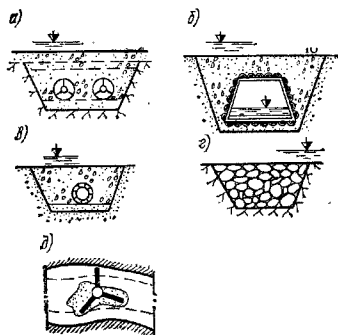


Рис. 16.20. Схемы подрусловых фильтрующих водоприемников

а — траншейного; б — подрусловой галереи; в — железобетонной перфорированной трубы; г — фильтрующей траншеи в скальном грунте; д — лучевого водозабора

4) подрусловые (рекомендуются для забора воды из периодически промерзающих водотоков — при наличии непромерзающего аллювия — или для забора воды на горных участках рек с периодическим отсутствием поверхностного стока). Конструктивно такие водоприемники выполняют в виде дрен, галерей, лучевого водозабора и т. п. (рис. 16.20).

В фильтрующих водоприемниках выделяют следующие элементы: корпус водоприемника, водоприемный фильтр с поддерживающими его решетками и водосборный коллектор. Корпус выполняют из дерева или железобетона обтекаемой формы, исключаяй отрыв потока у поверхности фильтра. Фильтр представляет собой решетку, удерживающую каменный материал. В качестве фильтра могут быть использованы керамзитовые или пакетно-речные кассеты. Размер пор фильтра зависит от крупности удерживаемого материала. Скорость фильтрации, как правило, не должна превышать 5 см/с. Коэффициент фильтрации

может быть определен по формуле П. И. Горденко:

$$k_{\Phi} = 18\pi \sqrt{d}, \quad (16.13)$$

где π — пористость; d — диаметр каменного материала, см.

Скорость фильтрации

$$v_{\Phi} = k_{\Phi} \sqrt{I}, \quad (16.14)$$

потери напора в фильтре

$$\Delta h = \frac{v_{\Phi}^2}{k_{\Phi}^2} \delta, \quad (16.15)$$

где δ — толщина фильтра.

В качестве водосборных коллекторов применяют перфорированные трубы с постоянным или переменным сечением с отверстиями в стенках или вихревые камеры щелевого типа.

16.5. Расчет элементов водоприемников

16.5.1. Донио-решетчатые траншеи

Траншею рассчитывают на безнапорный режим. Пропускную способность траншеи, перекрытой решеткой, определяют по формуле [9]:

$$Q_{\text{в}} = \mu r b l \sqrt{2gh} K, \quad (16.16)$$

где μ — коэффициент расхода решетки, принимаемый для прямоугольных стержней при угле решетки 0,1—0,2 равным 0,65—0,55, для круглых, трапециевидных и клиновидных стержней на 5—10% больше; r — коэффициент использования площади; $r = S/(S+l)$ (здесь S — 8...10 мм — просвет между стержнями; l — 5...8 мм — толщина стержней); b — ширина решетки, м; l — длина решетки, м; h — глубина воды над решеткой, м; $K = 0,9...1,0$ — коэффициент, учитывающий засорение решетки.

Глубину воды над решеткой h следует принимать равной средней критической, учитывая, что в начале решетки проходит весь расход реки, а в конце он уменьшается на расход водозабора.

Расчет траншеи сводится к определению гидравлических параметров потока в различных сечениях по ее длине, построению продольного профиля дна и определению площади ее поперечного сечения.

Траншею с переменным расходом рассчитывают приближенным методом. Для этого ее разбивают по длине на несколько участков, предполагая, что в пределах каждого участка расход постояен, т. е. заменяют непрерывно возрастающий по длине расход ступенчато изменяющимся. Для каждого участка расход определяют по формуле

$$Q_x = Q_{\text{в}} x/L,$$

где Q_x — расход рассматриваемого участка траншеи, м³/с; x — расстояние от начала траншеи до рассматриваемого участка, м; L — длина траншеи, м.

Задав форму траншеи (прямоугольной или трапециевидальной) и скоростью потока в ней из условия транспортирования частиц с максимальной крупностью, попадающих в траншею, для каждого участка определяют необходимую площадь поперечного сечения:

$$\omega_x = Q_x / v_x,$$

где v_x — скорость потока в траншее.

Обычно принимают скорость в начале траншеи $v_n = 1,5 \dots 2,0$ м/с и скорость в конце траншеи $v_k = 2,5 \dots 3,5$ м/с. Скорость в промежуточных сечениях определяют по зависимости:

$$v_x = v_n + (v_k - v_n) x / L.$$

Затем задаются шириной траншеи по дну, полагая ее ширину в конце равной ширине отводящего канала. Начальную ширину траншеи принимают конструктивно. Для середины каждого участка определяют ширину по дну:

$$b_x = b_n + (b_k - b_n) x / L,$$

где b_n и b_k — начальная и конечная ширина траншеи, м.

Глубину воды в траншее прямоугольного сечения в середине рассматриваемого участка находят по формуле

$$h_x = \omega_x / b_x \quad (16.17)$$

или для трапециевидального сечения

$$h_x = \frac{-b_x + \sqrt{b_x^2 + 4m\omega_x}}{2m} \quad (16.18)$$

Определяют для каждого сечения гидравлический уклон:

$$i_x = \frac{v_x^2}{C_x^2 R_x} \quad (16.19)$$

и вычисляют потери напора по длине каждого участка:

$$h_{w,x} = i_x l, \quad (16.20)$$

где l — длина участка.

Гидравлический радиус для траншеи прямоугольного сечения

$$R_x = \frac{b_x h_x}{b_x + 2h_x}, \quad (16.21)$$

а для траншеи трапециевидального сечения

$$R_x = \frac{(b_x + mh_x) h_x}{b_x + 2h_x \sqrt{1 + m^2}} \quad (16.22)$$

Коэффициент Шези рекомендуется определять по формуле Маннинга:

$$C_x = \frac{1}{n} R_x^{1/6},$$

где $n = 0,03 \dots 0,04$ — коэффициент шероховатости.

Приняв за начальную отметку уровень во-

ды в отводящем канале, прибавляют к ней последовательно потери напора на каждом участке и получают кривую свободной поверхности воды в траншее. Откладывая от свободной поверхности воды глубину наполнения в каждом сечении, находят отметки дна траншеи. В начальном сечении траншеи принимают конструктивно превышение решетчатой над уровнем воды в траншее примерно на 20 см и определяют отметку заложения водоприемной решетки.

Если уровень воды в канале не задан, за начальную отметку можно принимать отметку решетки и, откладывая от низа решетки в каждом сечении глубину (0,2 + $h_{w,x} + h_x$), получать отметки дна траншеи.

16.5.2. Отверстия бычковых водоприемников

Расчет бычкового водоприемника включает определение размеров водоприемных отверстий, водоотводной галереи и акведука, потерь напора по тракту.

Ширину водоприемного отверстия определяют исходя из расчетного расхода водоотводной галереи Q_r , м³/с, и входной скорости $v_{вх} = 0,4 \dots 0,8$ м/с:

$$B_{вх} = \frac{Q_r (S + t)}{v_{вх} H_{вх} S}, \quad (16.23)$$

где S — расстояние между стержнями решетки, мм; t — толщина стержня, мм; $H_{вх}$ — высота водоприемных отверстий, м.

Пропускную способность водоотводной безнапорной галереи определяют по формуле истечения через водослив с широким порогом

$$Q_r = mb_r \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (16.24)$$

где m — коэффициент расхода; b_r — ширина галереи, м; H — напор перед водоприемником, м.

Коэффициент расхода определяют по формуле

$$m = \mu \frac{h_r}{H_0} \sqrt{1 - \frac{h_r}{H_0}}, \quad (16.25)$$

где

$$\mu = 1 / \sqrt{1 + \Sigma \zeta_{\text{вх}}}; \quad (16.26)$$

h_r — глубина потока в галерее.

Суммарный коэффициент местных сопротивлений составят

$$\Sigma \zeta_{\text{вх}} = \zeta_{\text{вх}} + \zeta_{\text{затв}} + \zeta_{\text{забр}} + \zeta_{\text{ц}} + \zeta_{\text{реш}} \quad (16.27)$$

Для вертикальных водоприемников коэффициент сопротивления входа определяют по формулам:

при фронтальном расположении отверстий

$$\zeta_{\text{вх}} = \frac{0,0357\beta^{0,11}}{Fr} + 0,785\beta^2 + 0,2; \quad (16.28)$$

при боковом двустороннем расположении отверстий

$$\zeta_{\text{вх}} = \frac{0,036e^{1,18\beta}}{Fr} + 0,28e^{1,46\beta}; \quad (16.29)$$

при боковом одностороннем расположении отверстий

$$\zeta_{\text{вх}} = \frac{0,0476\beta^2 + 0,049}{Fr} + 0,496e^{0,9\beta}; \quad (16.30)$$

где $\beta = b_r/b_{\text{вх}}$ — коэффициент стеснения входного отверстия ($1,2 > \beta > 0,4$); $Fr = v_r^2/(gH)$ — число Фруда ($0,4 > Fr > 0,03$).

Коэффициент сопротивления затвора $\zeta_{\text{затв}} = 0,1 \dots 0,2$.

Коэффициент сопротивления забрала:

$$\zeta_{\text{забр}} = 0,75 \left(\frac{h_{\text{забр}}}{H - h_{\text{забр}}} \right)^2; \quad (16.31)$$

где $h_{\text{забр}}$ — глубина погружения забрала, м.

Коэффициент сопротивления входного порога ($p = 0,25 \dots 0,5$ м):

$$\zeta_{\text{п}} = (0,05 \dots 0,10) \zeta_{\text{вх}}.$$

Коэффициент сопротивления решетки $\zeta_{\text{реш}}$ зависит от отношения $S/(S+t)$:

$S/(S+t)$	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
$\zeta_{\text{реш}}$	0,40	0,51	0,75	0,80	1,00	1,35	1,75	2,30

Суммарные потери напора на вход в водоприемник:

$$h_{\text{в}} = \frac{Q_r^2}{\mu^2 b_r^2 h_r^2 2g}. \quad (16.32)$$

Уклон дна безнапорной галереи определяют по формуле

$$i_r = \frac{v_r^2}{C_r^2 R_r}.$$

16.5.3. Наносоперехватывающие в промывные галереи

Расход промывных и наносоперехватывающих галерей принимают не менее 0,5 расхода водозабора. Скорость потока в галереях должна обеспечивать транспортирование всех вводимых наносов, включая максимальные фракции (для гравийно-галечниковых наносов не менее 4 м/с).

Площадь поперечного сечения галереи, м², определяют по формуле

$$\omega_r = \frac{Q_r}{v_r n}, \quad (16.33)$$

где Q_r — суммарный расход галерей; n — число галерей.

Высоту галерей, м, принимают в зависимости от высоты порога водоприемника за вычетом толщины перекрытия t :

$$h_r = h_{\text{п}} - t. \quad (16.34)$$

Высоту промывных галерей следует уточнять по формуле (16.12).

Из условий удобства осмотра и ремонта рекомендуется принимать $h_r \geq 1,2$ м.

При известной площади сечения галереи ω_r и ее высоте h_r определяют требуемую ширину галереи $b_r = \omega_r/h_r$ с округлением ее до ближайшего стандартного значения.

Пропускную способность галереи уточняют по формуле

$$Q_r = \mu \omega_r \sqrt{2gz_0}, \quad (16.35)$$

где z_0 для затопленного истечения — разность уровней верхнего и нижнего бьефов, для незатопленного истечения — разность уровня верхнего бьефа и отметки центра сечения галереи.

Для промывных галерей z_0 принимают с учетом скорости подхода, для наносоперехватывающих

$$z_0 = z + \frac{v_0^2}{2g} \cos \alpha,$$

где α — угол отвода.

Коэффициент расхода галереи определяют по формуле (16.26) с учетом всех гидравлических сопротивлений.

16.5.4. «Карманы»

Ширину «кармана», м, рекомендуются определять из условия регулирования сбойных течений в верхнем бьефе по формуле [10]:

$$B_K = B_{\text{уст}} \frac{Q_K}{Q} K_{\text{п}}, \quad (16.36)$$

где $B_{\text{уст}}$ — ширина устойчивого подводящего русла, м; Q_K — расход воды в «кармане», м³/с; Q — расчетный расход воды в реке, м³/с; $K_{\text{п}} = 0,8 \dots 1,3$ — коэффициент перераспределения удельных расходов.

Расход воды в «кармане» с периодическим промывом отложившихся наносов принимают равным промывному расходу водозабора, т. е. $(1,0 \dots 1,5) Q_{\text{в}}$.

При непрерывном промыве «кармана» расход в нем принимают равным сумме расхода водозабора и расхода промывного устройства. В «кармане» с непрерывным промывом может быть устроен решетчатый полук на отметке порога водоприемника.

Длина раздельной стенки «кармана» $L_{\text{р}} = B_{\text{вод}} + S$, где S — см. формулу (16.10) и рис. 16.10.

Промыв «кармана» может быть осуществлен через промывные отверстия с затворами в конце «кармана» или через наносоперехватывающие галереи. Промыв наносов через наносоперехватывающие галереи эффективен только при закрытом затворе промывника в конце «кармана», т. е. при пропуске по реке расходов воды до $Q' = Q - Q_n$. При прохождении больших расходов по реке наносоперехватывающие галереи следует отключать.

Скорость потока при промывке должна обеспечивать транспортирование максимальных фракций влекомых наносов.

Наносорегулирующая способность «карманов» невелика, так как раздельная стенка не позволяет эффективно перераспределять удельные расходы между пролетами водосброса при прохождении паводковых расходов.

16.5.5. Разделительный решетчатый полок

Выносной разделительный решетчатый полок может быть применен как наносозащитная конструкция при фронтальном и боковом водозаборе в случаях, когда не удается достичь требуемого расщепления потока на донную (обогатленную влекомыми наносами) и верхнюю (осветленную) части потока на подходе к сооружению в некоторые периоды эксплуатации (например, при пропуске больших паводковых расходов). Применение этой конструкции позволяет несколько сократить длину подводящего русла [4, 9].

Расчетная схема решетчатого полка представлена на рис. 16.21. Удельный расход донной части потока в сечении I—I $q_{дон}^I$ представляет собой долю общего расхода реки в подводящем русле, пропорциональную высоте расположения полка:

$$q_{дон}^I = qh_{дон} / H,$$

где $h_{дон}$ — высота расположения полка, м; H — глубина потока.

Расход той же части потока в сечении II—II определяется пропускной способностью донного отверстия при данном напоре $q_{дон}^{II}$.

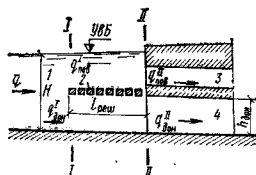


Рис. 16.21. Расчетная схема решетчатого полка
1 — подводящее русло; 2 — решетчатый полок; 3 — водопровод; 4 — донный водосброс

Разница этих расходов и составит эжекционный расход: $q_{эж} = q_{дон}^{II} - q_{дон}^I$, который может пройти через решетку при достаточной ее пропускной способности. В этом случае расход донной части потока будет увеличиваться по длине полка от $q_{дон}^I$ до $q_{дон}^{II}$. Скорость потока вдоль полка будет соответственно увеличиваться от $v_{дон}^I$ до $v_{дон}^{II}$. В то же время скорость верхней части потока уменьшается вследствие гидравлического торможения и потери части расхода на эжекцию. Таким образом, разность скоростей нижней и верхней частей потока будет возрастать по длине полка. Вместе с ростом разности скоростей от сечения к сечению увеличивается эжекционный напор. В конце полка (перед водосбросным отверстием) эжекционный напор имеет максимальное значение:

$$z_{эж}^{max} = \frac{(v_{дон}^{II})^2 - (v_{дон}^I)^2}{2g}$$

Расчетную длину решетчатого полка, м, определяют по формуле [9]:

$$l_{реш} = \frac{q_{эж}}{0,94\mu a \sqrt{z_{эж}^{max} g}}, \quad (16.37)$$

где $q_{эж}$ — удельный эжекционный расход, м³(с·м); μ — коэффициент расхода решетчатой; a — доля отверстия в общей площади полка.

16.5.6. Сплошной наносозащитный козырек в пороге водоприемника

При набегающем потоке на преграду (бычки, поднятые глухие пороги водоприемника, выносные пороги различной формы) возникает гидродинамический напор, вызывающий обра-

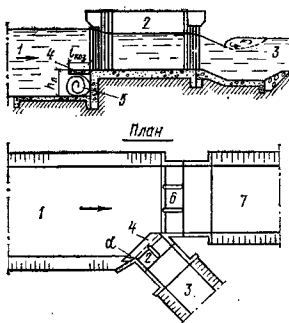


Рис. 16.22. Водоприемник гидроузла с наносозащитным козырьком
1 — подводящее русло; 2 — водоприемный регулятор; 3 — канал; 4 — наносозащитный козырек; 5 — валец порога водоприемника; 6 — водосброс; 7 — отводящее русло

зование струй, направленных ко дну. Эти струи создают доинный валец, который обуславливает взмучивание влекомого наносов и транспортирование их вдоль порога, способствуя их попаданию в водоприемник при отсутствии козырька. Расчетная схема изображена на рис. 16.22.

Минимальную расчетную длину, м, сплошного наносозащитного козырька рекомендуется определять по формуле [8]:

$$l_{\text{нов}} = 0,62h_{\text{п}} \sin \alpha, \quad (16.38)$$

где $h_{\text{п}}$ — высота порога с козырьком, м; α — угол между направлением потока и фронтом водоприемника, град.

16.6. Водохранилищный водозабор вне плотинного узла

При водохранилищном водозаборе необходимо учитывать волнение, вдольбереговое течение и перестроение берегов, поверхностное и внутриводное льдообразование, в особенности в прибойной зоне, стратификацию водных масс с разной плотностью и разной степенью загрязненности, биологические характеристики водоема (в частности, распределение и поведение рыбной молоди, ракушек и планктона), условия строительства сооружений в глубоководных бьефах и др.

Устраиваемые на водохранилищах водозаборные сооружения чрезвычайно разнообразны. В простых и благоприятных условиях прудов и малых водохранилищ, характеризующихся проточностью, прочными и устойчивыми берегами, умеренными величинами высоты волн и амплитуды колебания уровней воды, несложным ледовым режимом, водоприемники устраивают по обычным схемам речных водоприемников, но с учетом специфических особенностей водохранилища и более широким применением расчистки перед водоприемниками берегового типа и комбинированного приема воды (в береговой водоприемник при обычных уровнях и через самотечные и сифонные трубопроводы во время редко повторяющейся значительной сработки уровня).

В более сложных случаях забора воды из больших водохранилищ комплексного назначения необходимо считаться с рядом неустановившихся явлений и процессов (перестроение побережья, заиливание водохранилища, возникновение нежелательных видов флоры и фауны, колебание мутности, солености и др.), а также со сложными режимами колебания уровней воды, течений, шугольдообразования. В таких случаях водозаборные сооружения необходимо располагать на прямолинейных участках побережья, удаленных от устья рек,

и применять затопляемые, преимущественно фильтрующие, водоприемники, вынесенные на глубину $H > 5h$ при сравнительно благоприятном ледовом режиме (h — расчетная высота волны при низких уровнях осенне-зимнего периода).

Размер водоприемных отверстий следует рассчитывать на скорость входа 0,05—0,1 м/с. Для затопляемых водоприемников малой пропускной способности возможно применение оголовков бункерного типа с цилиндрическими решетками или фильтрующими кассетами и системой обратной их промывки. Для водоприемников средней пропускной способности, требующих большой площади водоприемных отверстий, целесообразно применять схемы с вихревыми камерами и возможностью эффективной обратной промывки. Конструктивная схема такого водоприемника приведена на рис. 16.19.

На водохранилищах с устойчивым ледовым покровом и ограниченными размерами ближайшей к водозаборному сооружению части водного зеркала в отдельных случаях находят применение незатопляемые водоприемники, которые могут быть островными и береговыми.

При гидравлических расчетах в первую очередь определяют параметры ветрового вдольберегового течения, которое возбуждается и поддерживается энергией косоподходящих к прибойной зоне волн. Скорость вдольберегового течения в прибойной зоне можно определить по формуле

$$v = S \sqrt[3]{\frac{gh^2}{\tau m} \sin 2\alpha_0}, \quad (16.39)$$

где S — коэффициент, зависящий от угла α_0 между берегом и фронтом волн на глубокой воде (рис. 16.23); h и τ — соответственно высота и период волны; для водохранилищ $\tau = 2,65\sqrt{h}$; m — заложение подводного откоса.

Вдольбереговое течение является одним из основных факторов, способствующих интенсивной переработке берегов и прибрежных склонов, существующей вдольбереговой миграции наносов, заносности нижеречных сооружений, захвату водоприемными устройствами масс воды с повышенным содержанием взвеси и переохлажденных в предледоставные периоды. В этих условиях необходимо изыскивать такую компоновку конструктивных элементов водозаборных сооружений, при которой исключается иступление как вдольберегового, так и градиентных и других сосредоточенных течений, зарождающихся в прибойных зонах, к месту расположения водоприемных устройств.

На расчлененных берегах потоки наносов направлены от вершин мысов к вершинам бухт. В результате здесь создаются различные

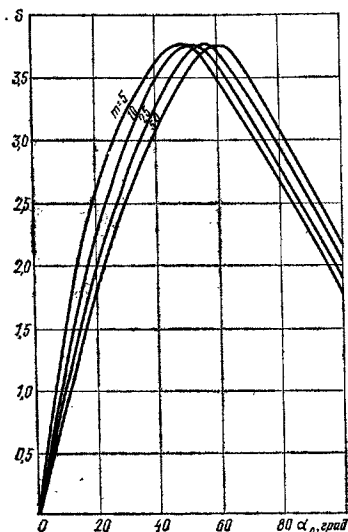


Рис. 18.23. График зависимости коэффициента S от угла подхода волны к берегу α_0

аккумулятивные формы береговых образований. Расчлененная береговая линия переформируется с тенденцией к выравниванию, т. е. к размыву мысов и аккумуляции наносов в бухтах. У приглубых берегов размыв происходит и у мысов, и в бухтах, но по мере разрушения мысов и увеличения объемов продуктов разрушения возможно образование в пределах бухт аккумулятивных форм и выдвигание береговой линии в сторону водоема. У мысов приглубых берегов и в бухтах у отмелей берегов размыв и отложение наносов происходят одновременно. У берегов отмелей на большом протяжении часто формируются бары, не примыкающие к берегу. У круглого бе-

рега бары могут примкнуть к нему у мысов и даже войти в бухты. При этом мысы обычно начинают разрушаться волнами, несмотря на отмельный характер берега. Отмелые берега выравниваются в основном благодаря аккумулятивному процессу.

На приглубых берегах с широкими открытыми бухтами контур берега может стать стабильным только после разрушения мысов и образования подводного склона и пляжа достаточной ширины для гашения энергии волн. Устойчивость побережья будет обеспечена при балансе на нем наносов, как поступающих с водосборного бассейна, так и образующихся при разрушении берега. Темп выравнивания береговой линии зависит в основном от геологического строения берега.

Недоучет переработки берегов при проектировании водозаборных сооружений влечет осложнения при их эксплуатации и необходимость их переустройства.

16.7. Водозабор в зоне вечномерзлых грунтов

Сооружения для забора воды из открытых источников рекомендуется располагать на естественно-талых или на вечномерзлых грунтах, при оттаивании которых деформации грунтов основания не будут превышать допустимых предельных величин. При проектировании водохранилищ необходимо учитывать возможность глубокого протаивания и просадок толщи вечномерзлых грунтов под их дном, а также вероятность изменения в связи с этим качества воды.

В водозаборных сооружениях необходимо предусматривать мероприятия по предохранению воды от замерзания (электрообогрев, подачу теплой воды или пара, тепловую изоляцию). На водотоках, промерзающих до дна, рекомендуется устраивать подрусловые водоприемники [3].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алтуни С. Т. Водозаборные узлы и водохранилища. М., Колос, 1964.
2. Артамонов К. Ф. Регулирующие сооружения при водозаборе. Фрунзе, АН КиргССР, 1963.
3. Водозаборные сооружения для водоснабжения из поверхностных источников/А. С. Образовский, Н. В. Ерсенов, В. Н. Ерсенов, М. А. Казанский. М., Стройиздат, 1976.
4. Далеция Н. Ф. Водозаборные сооружения на реках с обильными донными наносами. М., Колос, 1964.
5. Дянов В. Г. Водозаборные сооружения на реках (основы проектирования). Ташкент, Узбекистан, 1974.
6. Инструкция по проектированию мелкоративных

насосных станций. ВСН II-18-76. М., Минводхоз СССР, 1976.

7. Инструкция по проектированию низконапорных плотинных речных водозаборов оросительных систем. ВСН II-14-76. М., Минводхоз СССР, 1977.

8. Рекомендации по проектированию плотинных водозаборов оросительных систем. М., Минводхоз СССР, 1978.

9. Руководство по гидравлическим и русловым расчетам речных гидрозлов. М., Минводхоз СССР, 1980.

10. СНиП II-31-74. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. М., Стройиздат, 1978.

11. СНиП II-50-74. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. М., Стройиздат, 1975.

ГЛАВА 17. ОТСТОЙНИКИ

17.1. Общие требования

17.1.1. Назначение
и условия применения отстойников

Речной поток обычно перемещает то или иное количество наносов — твердых минеральных частиц грунта, представляющих собой продукт эрозионной деятельности потока воды как на поверхности водосборной площади, так и в русле. Различают наносы взвешенные, влекомые и донные. Взвешенные наносы обычно распределены по всей глубине потока, влекомые перемещаются по дну русла, а донные откладываются на дне и непосредственно участвуют в формировании русла.

Наблюдениями установлено, что в речном потоке содержится до 90—95 % взвешенных наносов, а количество влекомых не превышает 5—10 %. Так как скорость потока в реке обычно изменяется во времени, меняется и соотношение между указанными видами наносов. С уменьшением скорости потока часть взвешенных наносов осаждается и переходит во влекомые или донные. С увеличением же скорости, наоборот, влекомые наносы переходят во взвешенные, а донные становятся влекомыми.

При заборе воды из рек для нужд орошения, водоснабжения и гидроэнергетики, как правило, устраняют отстойники. Иригационные отстойники предотвращают заиливание магистральных и распределительных каналов, а энергетические отстойники предохраняют лопатки гидравлических турбин от истирания крупными фракциями взвешенных в воде наносов.

В условиях нормальной работы отстойники должны обеспечивать:

- 1) осаждение крупных фракций наносов, опасных для гидравлических турбин или приводящих к заиливанию каналов оросительных систем, а также трубопроводов;
- 2) систематическое освобождение камер отстойника от осевших в них наносов с минимальной затратой воды;
- 3) бесперебойную подачу воды в магистральный канал с допустимыми скоростями согласно графику водопотребления.

Если общая мутность потока не превышает 0,5 г/л, устройство энергетических отстойников не обязательно при условии, что количества крупных фракций взвешенных наносов, которые не должны допускаться в гидравлические турбины, меньше 0,2 г/л.

Необходимость в создании иригационных отстойников возникает, когда мутность пото-

ка источника водоснабжения больше транспортирующей способности каналов.

Предельные максимальные крупности фракций наносов, которые не могут быть допущены в гидравлические турбины и на которые рассчитывают отстойники, назначают в зависимости от напора, конструкции турбин, количества и минералогического состава наносов. При наличии защиты от истирания $d = 0,70$ мм, а при ее отсутствии $d \leq 0,25 \dots 0,40$ мм.

Крупность фракций наносов, допустимых в оросительной системе, устанавливают расчетом.

Отстойники должны обеспечить осаждение наносов размерами больше принятой допустимой максимальной крупности в пределах 80—90 %, причем нижний предел принимают при малом количестве наносов, а верхний — при большом их количестве. При устройстве иригационно-энергетического канала отстойник должен обеспечивать осаждение того количества наносов, на которое превышает транспортирующая способность потока в канале.

Для составления проекта отстойника кроме обычных исходных материалов необходимо иметь:

- 1) количество и механический состав донных и взвешенных наносов в различные времена года и при разном расходе водотока; гидрологические характеристики водотока, необходимые для определения промывного расхода;
- 2) график потребления воды из отстойника.

17.1.2. Элементы отстойников

Отстойники состоят из следующих элементов (рис. 17.1):

- 1) входного порога (верхней головы), через который вода поступает в отстойник;
- 2) камеры (одной или нескольких), в которой происходит осаждение наносов; камера имеет рабочую часть и переходные участки, сопрягающие рабочую часть с входным и выходным порогами;
- 3) устоев, сопрягающих отстойник с берегами;
- 4) раздельных стенок, делящих отстойник на отдельные камеры;
- 5) решеток распределительных для выравнивания скоростей течения воды по сечению камеры отстойника;
- 6) выходного порога (нижней головы), через который осветленная вода поступает в собирательный канал;
- 7) подводящего или распределительного

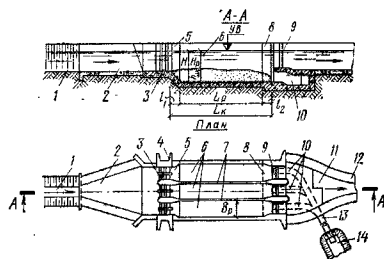


Рис. 17.1. Схема отстойника

1 — подводный канал; 2 — распределительный канал (аванкамера); 3 — входной порог; 4 — устьем, сопрягающие отстойник с берегами; 5 — верховой переходной участок; 6 — камеры; 7 — раздельные стенки; 8 — низовой переходной участок; 9 — выходной порог; 10 — промывные галереи; 11 — собирательный канал; 12 — магистральный канал; 13 — промывной коллектор; 14 — промывной или грязевой канал

(в многокамерных отстойниках) канала, служащего для подвода воды к отстойнику и распределения ее между камерами;

8) собирательного канала, соединяющего выходной порог с водным трактом (деривация, магистральный канал и пр.);

9) промывных галерей (в камерах периодического действия), удаляющих задержанные в камерах наносы;

10) сборно-промывных галерей (в камерах непрерывного действия), собирающих наносы по всей длине камеры и удаляющих их из отстойника;

11) промывного коллектора, принимающего наносы из промывных или сборно-промывных галерей и отводящего их из отстойника;

12) промывного канала, являющегося продолжением промывного коллектора и служащего для отвода удаляемых из отстойника наносов в нижний бьеф или другое пониженное место;

13) обходного канала, расположенного рядом с отстойником и служащего для подачи воды в обход отстойника. Обходной канал устраивают только при однокамерных отстойниках.

17.1.3. Классификация отстойников

По назначению водохозяйственной системы различают отстойники энергетические, ирригационные и водоснабженческие; по месту расположения — совмещенные с водоприемником (рис. 17.2, а, г, д, е, ж) и расположенные на трассе каналов (рис. 17.2, б, в, з); по числу камер — однокамерные и многокамерные; по способу

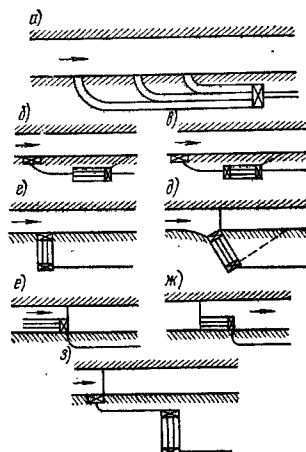


Рис. 17.2. Схемы расположений отстойников

удаления наносов — с периодическим промывом, с непрерывным гидравлическим промывом, с механической очисткой и комбинированные; по расположению регулирующих сооружений — с регулирующими сооружениями перед входом (рис. 17.2, б, в, з), на выходе (рис. 17.2, а, б, е, ж) и на входе и выходе (рис. 17.2, в-д, з); по креплению дна и откосов — в земляном русле и в закрепленном русле.

17.2. Выбор типа и местоположения отстойника

17.2.1. Условия эффективной работы отстойника

Эффективность работы отстойника зависит от равномерности распределения расхода поступающей воды между камерами и равномерности поля скоростей в камере. Последняя определяется условиями подхода потока к отстойникам [3, 5]. Равномерное распределение скоростей во всех камерах как в плане, так и по глубине обеспечивается прямолинейностью участка трассы канала перед входом в отстойник, подводом потока параллельно оси отстойника, применением распределительных каналов с обратным уклоном дна, с направляющими стенками и расцепителями потока. При совмещении отстойников с водоприемниками для обеспечения нормального подхода воды к водоприемным отверстиям в верхнем бьефе устраивают русловыпрямитель-

ные и струенаправляющие сооружения, положение и форму которых устанавливают лабораторными исследованиями на модели узла.

Наиболее экономичные в заданных условиях размеры отстойника назначают на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом следующих положений:

1) рабочую глубину отстойника в средних условиях принимают не менее 4—5 м; меньшая глубина нецелесообразна в гидравлическом отношении и может привести к неэкономичным решениям;

2) из вариантов с близкими технико-экономическими показателями выбирают вариант с большим значением средней скорости, так как в этом случае уменьшается выпадение в отстойнике мелких фракций наносов, мертвый объем используется главным образом для осаждения крупных вредных фракций наносов и облегчаются условия промыва отстойника.

Отстойники с механической очисткой в комбинации с гидравлическим промывом применяют относительно редко, а отстойники с механической очисткой — только на оросительных системах.

17.2.2. Выбор типа отстойника

При выборе типа отстойника в первую очередь руководствуются технико-экономическим сравнением всех отвечающих эксплуатационным условиям вариантов с учетом следующих положений:

1) многокамерные отстойники с периодическим промывом целесообразно применять во всех случаях, за исключением тех, когда требуется очистка воды от мелких фракций наносов (мельче 0,10—0,25 мм). Хотя они и требуют значительной площади для размещения, но наиболее просты и надежны в эксплуатации;

2) однокамерные отстойники с непрерывным промывом целесообразны при преобладании крупных, быстро оседающих фракций наносов. Однако отстойники этого типа требуют применения специальных устройств для борьбы с мусором, так как отверстия сборно-промывных галерей легко засоряются, а также требуют повышенного промывного расхода;

3) отстойники с механическими устройствами для очистки от наносов, действующими в комбинации с гидравлическим промывом, применяют в случаях недостатка воды для прямого промыва при весьма большом содержании наносов в воде, а также при необходимости освобождения воды от мелких фракций наносов.

При технико-экономическом сопоставлении

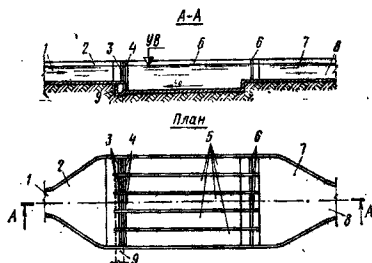


Рис. 17.3. Схема многокамерного отстойника с фронтальным подводом воды

1 — подводный канал; 2 — аванкамера; 3 — входные затворы; 4 — затворы промывных отверстий; 5 — камеры; 6 — выходные затворы; 7 — собирающий канал; 8 — отводящий канал; 9 — грязеспуск

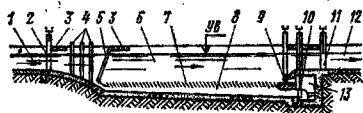


Рис. 17.4. Схема отстойника непрерывного действия

1 — подводный канал; 2 — входной затвор; 3 — служебный мост; 4 — решетка для выравнивания скоростей; 5 — решетка для улавливания мусора; 6 — камера; 7 — решетка донного сборно-промывного лотка; 8 — затвор камеры; 9 — затвор донного лотка; 10 — выходной затвор; 11 — магистральный канал; 12 — сбросная галерея

вариантов учитывают потери воды при промыве, если они снижают полезную подачу воды.

В качестве основных типов отстойников рекомендуется применять отстойники непрерывного действия. Из них наиболее рациональны отстойники с гидравлическим промывом: многокамерные с периодическим промывом (рис. 17.3) или однокамерные с непрерывным промывом (рис. 17.4).

17.2.3. Выбор местоположения отстойника

Выбор места для отстойника в системе определяется кроме общестроительных условий требованиями входа воды в отстойник, которые должны обеспечивать нормальный процесс осаждения наносов в камерах, а также условиями удобного удаления отложившихся в камерах наносов.

При выборе местоположения отстойника учитывают следующие положения:

1) смещение отстойника с водоприемником (рис. 17.5) дает в отдельных случаях преимущества экономического порядка (по сравнению с расположением на канале), но

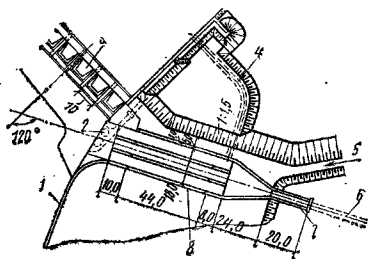


Рис. 17.5. План отстойника, совмещенного с водоприемником

1 — направляющая стенка верхнего бьефа; 2 — промывные отверстия порога водоприемника; 3 — водосброс; 4 — галерея грязеспуска; 5 — дорога; 6 — туннель; 7 — открытый лоток; 8 — трехкамерный отстойник

обладает рядом эксплуатационных недостатков. При этом усложняются условия эксплуатации из-за колебаний уровня верхнего бьефа, которые передаются непосредственно в отстойник, вследствие чего в паводки в его камеры поступает излишнее количество воды. Неравномерное распределение расхода между камерами отстойника из-за косоуго и могущего изменяться со временем подхода потока к водоприемному фронту (косоструйное течение) создает в камерах зоны пониженных скоростей и мертвые пространства. При заборе воды из верхнего бьефа непосредственно в закрытый водовод (туннель, трубопровод) отстойник обычно совмещают с водозабором, а иногда и с плотиной, если на трассе водовода нет участков с открытым каналом. В редких случаях, при малых расходах водоводов, отстойник располагают под землей на трассе туннеля;

2) перенос отстойника на канал целесообразен в случаях, когда по топографическим условиям размещение его на площадке головного узла практически невозможно или когда напор на головном узле, принятый по условиям обеспечения необходимой отметки для забора воды, недостаточен для создания нужных скоростей в промывных галереях. Отстойники, расположенные на трассе канала, работают в более легких по сравнению с отстойниками, совмещенными с водоприемником, условиях и в значительной мере лишены недостатков, присущих последним. Однако при раздельном расположении отстойника головной участок канала должен быть рассчитан на скорости, достаточные для транспортирования во взвешенном состоянии всех наносов, поступающих из верхнего бьефа;

3) в канале гидроэлектростанции устраива-

ют два отстойника: первый (для осаждения крупной взвеси) располагают в голове канала (или совмещают с водоприемником), а второй (для осаждения мелкой взвеси) — по трассе канала.

Местоположение отстойника в системе выбирают на основе технико-экономического сравнения нескольких вариантов.

17.3. Конструкции отстойников

17.3.1. Многокамерные отстойники

Эти отстойники имеют следующие конструктивные особенности:

1) число камер определяется в основном условиями промыва отстойника, т. е. соотношением расчетного промывного расхода и возможного промывного расхода, которым располагает система. Последний устанавливается путем анализа гидрографа водотока в период хода наносов. Промывной расход назначают не более 35—40 % рабочего расхода канала и не более 100 % рабочего расхода одной камеры. Число камер принимают не менее двух. Применение одной камеры периодического действия, требующее выключения отстойника из работы во время промыва, возможно только при наличии на канале ниже отстойника крупного регулирующего бассейна или при большом регулирующем объеме самого канала;

2) камерам придают прямоугольную форму в плане; недопустимо устройство камер с криволинейной продольной осью. Камеры соединяют с входным порогом верхним переходным участком, обеспечивающим плавное расширение потока. Сопряжение дна камер с высоким входным порогом осуществляют откосом, размещаемым в пределах переходного участка;

3) работа отстойника существенно зависит от конструкции аванкамеры, которая служит в основном для распределения забираемого общего расхода воды по камерам. По форме в плане аванкамеры бывают расширяющиеся, сужающиеся и постоянной ширины. По гидравлическим условиям подвода воды к камерам различают аванкамеры фронтальные и боковые. При фронтальном подводе воды к камерам, т. е. при совпадении оси подводящего канала и оси отстойника, аванкамера расширяется в плане по длине ее от сравнительно узкого канала к широкому и глубокому сечению отстойника и обеспечивает плавный подход потока без образования водоворотных зон. Однако из-за большой ширины аванкамеры в ней происходит значительное отложение

наносов, что нарушает равномерное распределение общего расхода по камерам. Боковой подвод воды к камерам позволяет значительно уменьшить размеры аванкамеры и увеличить транспортирующую способность потока в ней. Опыт эксплуатации многокамерных отстойников показал, что как при фронтальном, так и при боковом подводе воды в пределах аванкамеры происходит осаждение наносов, вызывающее нарушение режима ее работы. Причем при фронтальном подводе воды возможность занесения аванкамеры наносами больше, так как в этом случае аванкамера линейно расширяется и скорость течения по длине ее значительно уменьшается. Из линейно-расширяющихся аванкамер осевшие наносы удаляют преимущественно механическим способом. Однако имеются случаи частичного удаления наносов из таких аванкамер гидравлическим способом. Из аванкамер постоянной ширины или сужающихся осевшие наносы удаляют в основном гидравлическим способом. Для ускорения процесса промыва дно аванкамеры в большинстве случаев выполаживают с положительным уклоном;

4) промывные устройства многокамерных отстойников делают с расчетом неподтопления их со стороны нижнего бьефа при любых уровнях воды в нем в период паводка. В широких камерах устраняют стенки секционирования до отметки, несколько превышающей отметку мертвого объема. Для успешного промыва наносов необходимо соблюдение соотношения $b : h \leq 15$, где b — ширина секции; h — высота слоя воды при промыве. Дну камер придают уклон 0,02—0,005.

Конструкции элементов многокамерных отстойников обычно имеют следующие особенности:

1) распределительный канал ограничивается с боков облегченными бетонными стенками. Днище его выполняют в виде конструктивно армированной плиты, разрезанной швами на ряд элементов;

2) верхняя голова (входной порог) представляет собой, по существу, подпорное бетонное сооружение с затворами на гребне (рис. 17.6). Устон, образуемые стенками гравитационного типа, отделяются швами от пролетной части, которая в свою очередь разделяется швами на элементы. Каждый элемент состоит из плиты порога и быков, жестко заделанных в плиту. Длину верхней головы, принимают в пределах 10—15 м;

3) центральная часть отстойника (камеры) выполняется из армированного бетона (рис. 17.7) или из бетона. Боковые подпорные стены наиболее часто принимают докового или

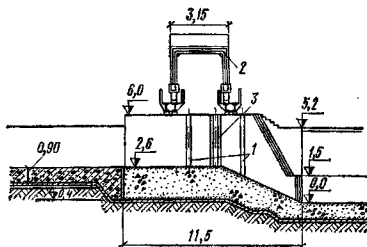


Рис. 17.6. Верхняя голова (входной порог) отстойника
1 — успокоительные решетки; 2 — порталный край грузоподъемностью 6 т; 3 — паз для затворов

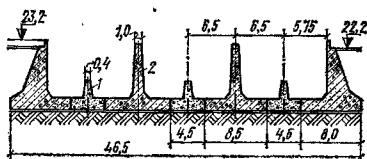


Рис. 17.7. Поперечный разрез по камерам отстойника
1 — стенка секционирования; 2 — раздельная стенка

уголкового типа. Раздельные стены, разделяющие отстойник на камеры, имеют таврообразную форму. Стенки секционирования камер делают высотой 2—2,5 м. Если центральную часть отстойника выполняют из бетона, ее делают по длине водонепроницаемыми швами на участки длиной примерно 15 м, если из железобетона — длиной 40 м. В двухкамерных отстойниках боковые стены при благоприятных геологических условиях могут быть осуществлены в виде откосов, покрытых бетонными плитами;

4) верхняя часть нижней головы (выходного порога) (рис. 17.8) представляет собой водослив практического профиля, через который осветленная вода поступает в собирательный канал. В нижней части головы размещается промывной коллектор для отвода в нижний бьеф насыщенной наносами пульпы. Водослив разделяется быками на столько отверстий, сколько секций имеется в составе центральной части. Нижняя голова, обычно имеющая длину 8—10 м, сооружается из бетона; в отдельных местах конструкция усиливается арматурой. Быки жестко заделываются в массив порога. Промывной коллектор сооружается в виде галереи из бетона или железобетона высотой не менее 1,5 м. Собирательный канал сооружается с бетонными, а при значительной высоте с железобетонными

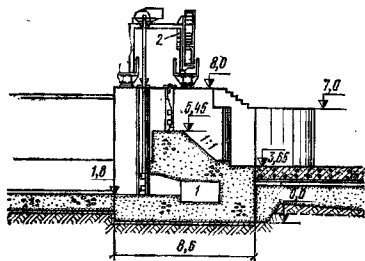


Рис. 17.8. Нижняя голова (выходной порог) отстойника

1 — промывной коллектор; 2 — порталный край грузоподъемностью 15 т

стенкам и дном в виде конструктивно армированной плиты, разрезанной швами на ряд элементов.

17.3.2. Однокамерные отстойники с непрерывным промывом

Однокамерный отстойник (см. рис. 17.4) представляет собой бассейн с откосами крутизной 1:1 или 1:1,25, защищенными мощением на цементном растворе или бетонными плитами (рис. 17.9). Верхняя и нижняя головы его представляют собой пороги с защитным покрытием. На верхней голове устанавливается система решеток, сеток и балочных заграждений малого напора (рис. 17.10). На низовой голове устанавливается балочное заграждение малой высоты. По дну бассейна прокладывается система параллельных сборно-промывных галерей. Эти галереи выходят в промывной коллектор, имеющий четыре секции. Каждая секция собирает промывную пульпу с $\frac{1}{4}$ площади дна бассейна. Промывной коллектор заканчивается блоком затворов, при открытом положении которых пульпа из

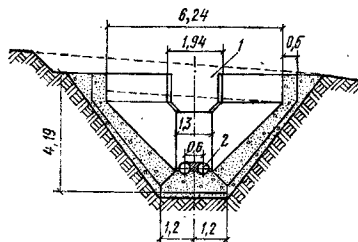


Рис. 17.9. Поперечный разрез однокамерного отстойника

1 — подводящий лоток; 2 — трубы (сборно-промывные галереи)

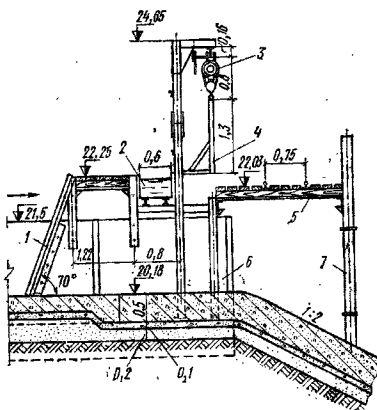


Рис. 17.10. Продольный разрез по входному порогу отстойника

1 — грубая решетка пролетом 3,7 м; 2 — металлический лоток $l=0,002$; 3 — тельфер грузоподъемностью 0,5 т; 4 — сороруживающая решетка пролетом 2,4 м; 5 — брус 18×18 см; 6 — струна направляющая стенки; 7 — стойка распределительной решетки

промывного коллектора поступает в нижний бьеф через грязевой канал.

Для пропуска змных расходов устраивают обводной канал, ограждаемый с верхней стороны балочными затворами.

17.3.3. Отстойники с механической очисткой от наносов

Отстойники этого типа представляют собой расширенный и углубленный участок канала, располагаемый непосредственно за головным регулятором недалеко от уреза воды в реке при прочном неразрываемом берегу или на достаточном расстоянии от берега, если последний размываем.

От наносных отложений отстойник очищают механизмами: землесосами при песчаных отложениях и землечерпалками при песчано-иловатых отложениях. Пролеты отверстий водоприемника (головного регулятора) назначают из условия обеспечения беспрепятственного прохода в отстойник землесосных или землечерпальных снарядов. Отстойники этого типа применяют в оросительных системах.

17.3.4. Мероприятия по созданию равномерных скоростей в камерах отстойников

Для обеспечения равномерного распределения скоростей в потоке по всей глубине

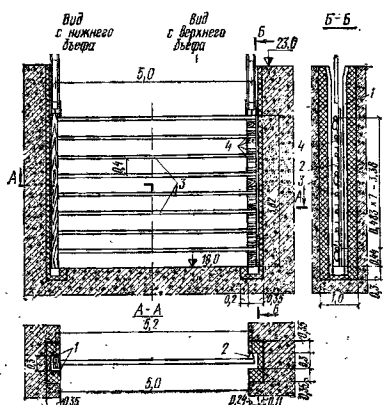


Рис. 17.11. Струераспределительная (успокоительная) решетка

1 — направляющие из швеллера № 24; 2 — обвязка решетки из швеллера № 20; 3 — трубы d 83 мм; 4 — спорные уголки $100 \times 100 \times 10$ мм

отстойника на переходном участке устанавливаются поперек потока решетки из стержней — труб диаметром 55—83 мм (рис. 17.11). Расстояние между стержнями принимают на основании экспериментальных или натуральных исследований с таким расчетом, чтобы в наибольшей степени стеснить сечение потока в зоне максимальных скоростей — в среднем 0,1—0,3 м. Действие таких решеток весьма эффективно. Как правило, решетки ставят в два-три ряда на расстоянии 1,5—2 м друг от друга. Дну переходного участка обычно придают крутизну 1:2,5—1:3.

Для ликвидации вредного влияния на работу отстойника закругления на подводящем водоводе применяют успокоительную решетку из деревянных струенаправляющих стенок толщиной 5—9 см, расставленных с зазором от 8 до 75 см. Устройство решетки дает возможность откорректировать в процессе эксплуатации полученные при гидравлических испытаниях данные по просвету между стенками (рис. 17.12).

Одним из основных факторов, влияющих на режим осаждения наносов в секциях отстойника, является конструктивное решение их входных участков. Если вода поступает в секцию неравномерно по ширине, это влечет за собой перераспределение скоростей потока и, следовательно, ухудшение процесса осаждения [1]. Улучшения условий поступления воды из аванкамеры в отстойник можно до-

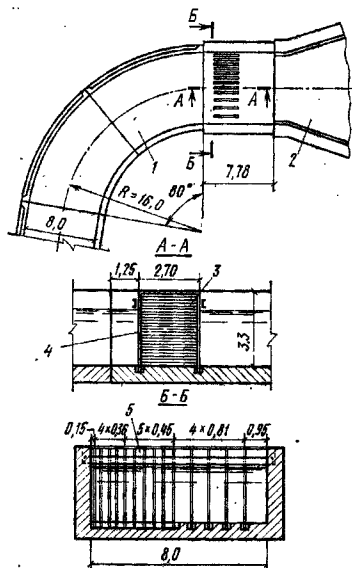


Рис. 17.12. Расположение струенаправляющих стенок в подводящем канале отстойника

1 — подводящий канал; 2 — распределительный канал; 3 — заполнение деревянными брусками; 4 — металлические стойки; 5 — съемные доски толщиной 5 см

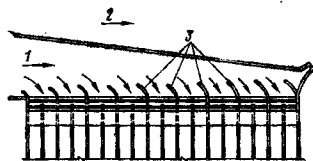


Рис. 17.13. Схема расположения удлиненных в сторону аванкамеры бычков

1 — аванкамера; 2 — река; 3 — удлиненные бычки

стигнуть криволинейным наращиванием бычков внутрь аванкамеры (рис. 17.13), а также устройством забральной стенки в аванкамере на расстоянии 4—5 м от входных отверстий секций.

17.3.5. Гидромеханическое оборудование отстойников

Для отключения камер и регулирования промывного расхода верхнюю голову многокамерных отстойников оборудуют затворами с подъемными механизмами для них. Число затворов равно числу секций, на которые

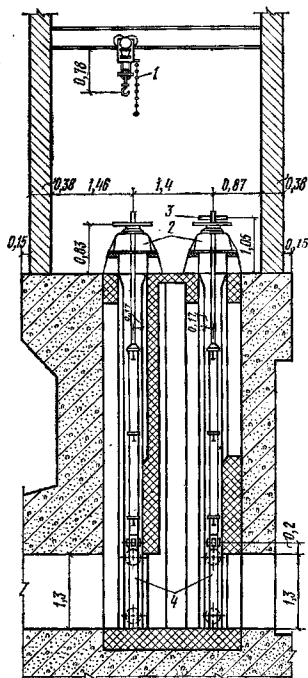


Рис. 17.14. Донный затвор с винтовым электрифицированным механизмом

1 — ручная таль грузоподъемностью 5 т; 2 — винтовой подъемный механизм с электродвигателем на вертикальном валу; 3 — резервный ручной привод; 4 — плоские донные затворы

каждая камера разделяется продольной стенкой. Наиболее целесообразным типом затвора в данных условиях при пролетах 2,5—6 м является плоский колесный затвор (см. рис. 17.6 и 17.8). В качестве подъемных механизмов применяют исходя из режима и сезонности работы отстойника передвижные порталный или мостовой краны. Плоские затворы закрепляют на требуемой высоте при помощи подхватов и подвесов. При совмещении верхней головы отстойника с водоприемником иногда применяют сегментные затворы с индивидуальными подъемными механизмами.

Специфические условия работы отстойников исключают необходимость в установке ремонтных затворов и устройстве пазов, за исключением случаев, когда отстойник совмещен с водоприемником.

На выходном пороге устанавливают затворы, аналогичные по конструкции и пролетам

затворам, устанавливаемым на верхней голове. В качестве затворов промывных галерей применяют плоские колесные затворы с надежной конструкцией уплотнений. Для нижней головы используют передвижные подъемные механизмы — порталный или мостовой кран. Такой кран может обслуживать как поверхностные затворы, так и затворы донных промывных галерей (см. рис. 17.8).

Как правило, здесь применяют механизмы с дожимом затвора, так как малые размеры затвора не обеспечивают достаточного веса ему для преодоления сопротивления трения при опускании. Наиболее подходящим затвором является винтовой механизм с электродвигателем, насаженным на одном с ним валу (рис. 17.14).

17.4. Расчеты отстойников

17.4.1. Определение основных размеров аванкамеры

В пределах аванкамеры происходит изменение гидравлической структуры потока, что оказывает существенное влияние на условия работы многокамерного отстойника.

При фронтальном подходе потока к отстойнику длину аванкамеры определяют по формуле Ю. А. Ибад-Заде [2, 3]:

$$L = 13,36 (u_{cp}/u_0)^2, \quad (17.1)$$

а полуширину ее в конечном сечении по формуле

$$B = b [1 + 1,46 (u_{cp}/u_0)^2], \quad (17.2)$$

где b — полуширина аванкамеры в начальном сечении; $u_{cp} = 0,85 u_{пов}$ — средняя по глубине скорость потока; $u_{пов}$ и u_0 — соответственно поверхностная и средняя скорости потока.

Длина аванкамеры при этом не превышает ширины отстойника и расширение потока в плане происходит под центральным углом 30—40°.

При боковом подходе воды к отстойнику ширину аванкамеры в любом сечении x по ее длине определяют по формуле Ф. Б. Баширова [1]:

$$b_x = b_n \frac{Q_x}{Q_n + A b_n \lg(Q_x/Q_n)}, \quad (17.3)$$

где $b_n = ab$ — начальная ширина аванкамеры (здесь a — опытный коэффициент, равный 0,97 при $h_0/b < 0,41$ и 1 при $0,85 > h_0/b > 0,41$; h_0 — глубина воды в подводящем канале; b — ширина подводящего канала); Q_x и Q_n — расход воды соответственно в рассматриваемом сечении и в начале аванкамеры; $A = -1,15 \Phi \sin \beta \sqrt{2gz}$ (здесь Φ — коэффициент скорости просветов усопительных решеток, установленных в начале аванкамеры; h — глубина потока в аванкамере; β — угол, зависящий от угла сопряжения Φ отстойника с подводящим каналом; z — перепад на входном водосливе камеры).

При $\psi > 90^\circ$

$$\beta = \arctg \left[\frac{b_k(n+0,5) + n_0 t}{0,5b_k \sin \psi} + \operatorname{ctg} \psi \right]; \quad (17.4)$$

при $\psi = 90^\circ$

$$\beta = \arctg \frac{0,5b_k}{b_k(n-0,5) + n_0 t}, \quad (17.5)$$

где b_k — ширина камеры отстойника; n — число камер; n_0 и t — соответственно число и толщина раздельных стенок камер отстойника.

17.4.2. Определение основных размеров отстойников

Решение данной задачи выполняют путем технико-экономического сравнения ряда вариантов, рассчитанных для нескольких предварительно заданных значений полной глубины отстойника H (см. рис. 17.1) и средней скорости течения в нем v_{cp} . При этом значениями H задаются на основе данных об осуществленных, хорошо работающих сооружениях. По условиям обеспечения промыва заданная глубина H должна удовлетворять условию:

$$H < z + q_{пр} v_{пр}. \quad (17.6)$$

где z — перепад уровней верхнего бьефа отстойника и нижнего бьефа грязеотсека; $q_{пр}$ — удельный промывной расход (на единицу ширины отстойника); $v_{пр}$ — промывная скорость.

Для случая когда дно камеры имеет уклон i_0 , формула (17.6) принимает вид:

$$H + i_0 L_p < z + q_{пр} v_{пр}. \quad (17.7)$$

где L_p — длина рабочей части отстойника; i_0 — уклон, принимаемый предварительно на основании ориентировочных соображений.

Формулы (17.6) и (17.7) служат для проверки значения H , полученного на основании приведенных ниже расчетов.

Расчетную глубину вычисляют по формуле

$$H_p = H - h_{ак}. \quad (17.8)$$

где $h_{ак}$ — высота аккумулирующего объема*, заполняемого наносами в период между промывами, ориентировочно принимаемая равной 25–30 % H .

Окончательное значение $h_{ак}$ выбирают на основании наложенных ниже расчетов.

Рабочую ширину камеры отстойника определяют по формуле

$$B_p = \frac{Q_p}{H_p v_{cp}}, \quad (17.9)$$

где Q_p — рабочий расход камеры отстойника; v_{cp} — средняя скорость в отстойнике, принимаемая в пределах 0,25–0,50 м/с при диаметре осаждаемых фракций 0,25–0,40 мм и 0,7–0,8 м/с при их диаметре до 0,70 мм.

Полная длина отстойника L_k складывается из

длины переходных участков l_1 и l_2 и длины рабочей части L_p .

Приближенно длину L_p определяют на основе вычисления длины отлета частиц расчетного диаметра по формуле [3, 5]:

$$L_p = \alpha H_p v_{cp} / \omega, \quad (17.10)$$

где α — коэффициент запаса, равный 1,2–1,5; H_p — расчетная глубина воды, м; v_{cp} — скорость течения в камере (рабочая), м/с; ω — гидравлическая крупность наносов (табл. 17.1 и 17.2).

ТАБЛИЦА 17.1. ЗНАЧЕНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКОЙ КРУПНОСТИ ω ЧАСТИЦ ДИАМЕТРОМ d ОТ 0,001 ДО 3,5 ММ

d , мм	Значения ω , см/с, при температуре воды, °С			
	5	10	15	20
Данные Б. В. Архангельского				
0,001	0,0000426	0,0000494	0,0000565	0,000064
0,003	—	—	0,00052	—
0,005	0,001063	0,0012355	0,001413	0,001602
0,010	0,004268	0,004942	0,005655	0,00644
0,020	0,017036	0,019769	0,02262	0,02564
0,050	0,10638	0,12356	0,14084	0,1602
Данные А. А. Саркисли				
0,0571	0,1325	0,1570	0,1815	0,2060
0,059	0,1455	0,1700	0,2005	0,2280
0,0615	0,1510	0,1805	0,2100	0,2385
0,065	0,1682	0,2007	0,2332	0,2657
0,0685	0,1847	0,2217	0,2587	0,2957
0,070	0,1940	0,2320	0,270	0,3080
0,075	0,2245	0,2665	0,3085	0,3505
0,080	0,2525	0,3005	0,3485	0,3955
0,085	0,282	0,336	0,380	0,444
0,090	0,315	0,375	0,435	0,495
0,0925	0,334	0,397	0,460	0,523
0,095	0,344	0,414	0,484	0,554
0,100	0,385	0,460	0,535	0,610
0,110	0,455	0,540	0,625	0,710
0,120	0,510	0,6175	0,725	0,8325
0,125	0,552	0,664	0,777	0,890
0,130	0,600	0,715	0,830	0,945
0,140	0,692	0,812	0,932	1,052
0,150	0,787	0,915	1,042	1,169
0,200	1,285	1,450	1,615	1,780
0,250	1,845	2,050	2,255	2,460
0,275	2,155	2,378	2,600	2,892
0,300	2,430	2,745	2,970	3,215
0,325	2,670	3,120	3,370	3,620
0,350	3,240	3,505	3,770	4,035
0,375	3,630	3,900	4,180	4,460
0,400	3,970	4,320	4,580	4,840
0,500	5,335	5,668	6,000	6,332
0,600	6,780	7,155	7,530	7,905
0,665	7,480	7,775	8,270	8,665
0,700	8,160	8,570	8,980	9,390
0,750	8,810	9,230	9,650	10,070
0,775	9,130	9,565	10,000	10,435
0,800	9,365	9,808	10,250	10,692
0,850	9,840	10,285	10,750	11,205
0,900	10,320	10,790	11,260	11,730
1,000	11,300	11,685	12,170	12,655
1,250	13,300	13,800	14,300	14,800
1,500	15,160	15,650	16,150	16,650
1,750	16,820	17,320	17,820	18,320
2,000	18,250	18,750	19,250	19,750
2,500	20,420	20,920	21,420	21,920
3,000	22,250	22,750	23,250	23,750
3,500	24,050	24,550	25,050	25,550

Так как в потоке существует взвешивающая скорость $u_{взв}$, снижающая скорость падения частиц, то

* Аккумулирующий объем — объем нижней части камеры, заполняемой осаждаемыми наносами на расчетную высоту.

ТАБЛИЦА 17.2. ЗНАЧЕНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКОЙ КРУПНОСТИ ω ЧАСТИЦ ДИАМЕТРОМ d ОТ 4 ДО 30 ММ (ДАННЫЕ В. Н. ГОНЧАРОВА)

d , мм	ω , см/с	d , мм	ω , см/с	d , мм	ω , см/с
4,0	26,65	9,0	40,30	20,0	60,20
5,0	30,00	10,0	42,60	22,5	63,70
6,0	32,90	12,5	47,70	25,0	67,20
7,0	35,80	16,0	52,80	27,5	70,90
8,0	38,00	17,5	56,20	30,0	73,60

$$L_p = \alpha \frac{v_{cp} H_p}{\omega - u_{взв}}, \quad (17.11)$$

где

$$u_{взв} = 0,152v_{cp}. \quad (17.12)$$

Влияние ветрового фактора на длину отлета частиц наносов А. И. Егоров учитывает введенным в формулу (17.10) множителем α_v , т. е.

$$L_{p,v} = \alpha_v \omega v_{cp} H_p / \omega, \quad (17.13)$$

где

$$\alpha_v = \rho_0 / \rho_v \quad (17.14)$$

(ρ_0 и ρ_v — процентное осаждение взвеси в отстойнике при заданном режиме работы соответственно в штормовую и ветреную погоду).

Подробное определение рабочей длины L_p проводят в такой последовательности [4, 6]:

1) на основании общих соображений выбирают минимальную крупность $d_{мин}$ фракций наносов, подлежащих осаждению в отстойнике;

2) по гидрологическим данным устанавливают расход поступающих в отстойник наносов G_0 , кг/с, крупности более $d_{мин}$ с разбивкой на фракции G_{01} , G_{02} , ..., G_{0k} ;

3) по табл. 17.1 и 17.2 определяют гидравлическую крупность ω каждой из подлежащих осаждению фракций наносов. При этом если данные по фракциям даются в виде интервалов, при определении гидравлической крупности ω принимают для каждой из фракций минимальное значение крупности;

4) назначают среднюю скорость потока и

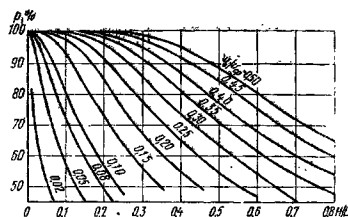


Рис. 17.15. График функции $p = f(H/L, \omega_0/v_{cp})$

для каждой из фракций подсчитывают отношение ω_0/v_{cp} ;

5) для ряда значений отношения $(H_p/L_p)_{кр}$ и для каждой подлежащей осаждению фракции определяют по графику $p = f(H/L)$ (рис. 17.15) обеспеченность осаждения путем интерполяции по кривым для ближайших значений ω_0/v_{cp} ;

6) для каждой из фракций подсчитывают количество наносов, оседающих при каждом из заданных отношений H_p/L_p , по формуле

$$G_{iкр} = \frac{P_{iкр}}{100} |G_{0i}|; \quad (17.15)$$

7) для каждого заданного отношения H_p/L_p подсчитывают суммарное количество оседающих наносов $\Sigma G_{iкр}$ и определяют общую обеспеченность по формуле

$$p_{кр} = 100 \Sigma G_{iкр} / G_0; \quad (17.16)$$

8) по результатам подсчетов по формуле (17.16) строят график зависимости общей обеспеченности p от отношения L_p/H_p , который служит для выбора приемлемого процента обеспеченности*.

Для выбранного значения p и связанного с ним отношения L_p/H_p задаются рядом значений $|H_p|$, отвечающих некоторым заданным значениям средней скорости v_{cp} и расчетной глубины H_p , и подсчитывают рабочую длину отстойника: $L_p = |L_p| |H_p| / |H_p|$ и рабочую ширину камеры B_p по формуле (17.9) [4, 6].

17.4.3. Методы гидравлического расчёта ирригационных отстойников

А. Общие замечания. Приведенные выше положения позволили установить максимальную длину энергетических отстойников, где осаждаются наносы, опасные для гидравлических турбин (истирание лопаток). В этих формулах не учитываются транспортирующая способность и мутность потока, входящего в отстойник и выходящего из него. Энергетические отстойники предназначены для осаждения наносов размером $d \geq 0,25 \dots 0,4$ мм. Ирригационные отстойники предназначены для осаждения более мелких фракций наносов. Выходящий из отстойника поток должен обладать мутностью, которую способен транспортировать поток в канале. В связи с этим длина ирригационного отстойника будет больше длины энергетических отстойников. Ее расчет проводят по различным формулам.

Б. Метод Ю. А. Ибад-Заде — Ч. Г. Нуриев

* Ординату p , соответствующую приемлемому значению процента обеспеченности, определяют по точке на кривой графика, начиная от которой кривая становится более пологой.

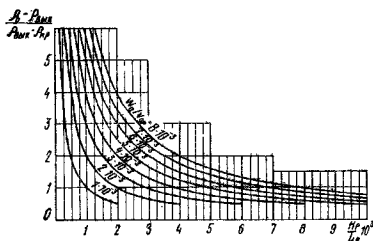


Рис. 17.16. Номограмма к расчету отстойников

ва. Длину отстойника определяют по формуле [3, 4]:

$$L_p = \frac{\rho_0 - \rho_{\text{вых}}}{\rho_{\text{вых}} - \rho_{\text{кр}}} \frac{v_{\text{ср}} H_p}{\omega_0}, \quad (17.17)$$

а мутность потока вдоль отстойника по зависимости

$$\rho_{\text{вых}} = \rho_{\text{кр}} + \frac{\rho_0 - \rho_{\text{кр}}}{\omega_0} \frac{v_{\text{ср}} H_p}{L_x}, \quad (17.18)$$

где ρ_0 и $\rho_{\text{вых}}$ — мутность потока соответственно в начале и конце отстойника; $\rho_{\text{кр}}$ — критическая мутность потока в отстойнике, принимаемая равной транспортирующей способности потока; $v_{\text{ср}}$, H_p — соответственно скорость и глубина потока в отстойнике; ω_0 — средняя гидравлическая крупность мутности в начале отстойника.

Для облегчения расчета пользуются номограммой (рис. 17.16).

При очень малой взвешивающей скорости, т. е. в условиях, близких к ламинарному режиму ($\rho_{\text{кр}} = 0$), длину отстойника определяют по формуле

$$L_p = \left(\frac{\rho_0}{\rho_{\text{вых}}} - 1 \right) \frac{v_{\text{ср}} H_p}{\omega_0}. \quad (17.19)$$

Скорость выпадения наносов в турбулентном потоке:

$$u_{\text{вып}} = \frac{\rho_{\text{п}}}{\rho_0 - \rho_{\text{кр}}} \omega_0, \quad (17.20)$$

а скорость насыщения потока наносами

$$u_{\text{нас}} = (u_{\text{взв}} - f\omega_0) \frac{\rho_{\text{п}}}{\rho_{\text{кр}} - \rho_0}, \quad (17.21)$$

где $\rho_{\text{п}}$ — избыточная мутность; $u_{\text{взв}}$ — взвешивающая скорость потока [см. формулу (17.12)]; f — коэффициент отрыва частиц наносов с ложа русла; $\rho_{\text{д}}$ — дефинит мутности.

Коэффициент отрыва частиц наносов определяют по выражению Ю. А. Ибад-Заде:

$$f = 0,8 + 0,03 v_{\text{ср}} / \omega_0. \quad (17.22)$$

Соответственно формуле (17.21), динамика насыщения потока наносами

$$L = \frac{\rho_{\text{вых}} - \rho_0}{\rho_{\text{кр}} - \rho_{\text{вых}}} \frac{v_{\text{ср}} H_p}{u_{\text{взв}} - f\omega_0}, \quad (17.23)$$

а мутность потока на расстоянии $L_{\text{вх}}$

$$\rho_{\text{вх}} = \rho_{\text{кр}} - \frac{\rho_{\text{кр}} - \rho_0}{\frac{v_{\text{ср}} H_p}{u_{\text{взв}} - f\omega_0} + L_{\text{вх}}} \times \frac{v_{\text{ср}} H_p}{u_{\text{взв}} - f\omega_0}. \quad (17.24)$$

Средняя гидравлическая крупность ω_0 определяется для моногенного распределения наносов по формуле [3]:

$$\omega_0 = a (d_{\text{в}} / d_{\text{н}})^k, \quad (17.25)$$

а для полигенного распределения наносов по формуле

$$\omega_0 = A \omega_{\text{T}} (d_{\text{в}} / d_{\text{T}})^k, \quad (17.26)$$

где a и k — параметры (табл. 17.3); $d_{\text{в}}$ и $d_{\text{н}}$ — соответственно математически ожидаемый и начальный диаметры частиц наносов (в расчетах $d_{\text{н}} = 0,0001$ см); ω_{T} и d_{T} — соответственно гидравлическая крупность и диаметр частиц при турбулентном осаждении наносов.

Таблица 17.3. ЗНАЧЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ a и k

Режим осаждения частиц	d , см	a , см/с	k
Ламинарный	0,0001—0,005	$6,40 \cdot 10^{-6}$	2,03
	0,005—0,01	$8,45 \cdot 10^{-6}$	1,93
	0,01—0,005	$5,70 \cdot 10^{-4}$	1,52
Переходный	0,025—0,07	$2,00 \cdot 10^{-3}$	1,30
	0,07—0,2	$9,40 \cdot 10^{-3}$	0,71
Турбулентный	0,2—3	0,465	0,49

$$A = \exp \left[\frac{\sigma}{\sqrt{2\pi}} (k_2 - k_1) \exp(-z^2/2) \right];$$

$$k = \frac{k_2 - k_1}{2} + (k_1 - k_2) \Phi(0, z);$$

σ — среднеквадратичное отклонение.

Значения параметров k_1 , k_2 и $\Phi(0, z)$, а также методы расчета см. [2, 3, 4].

В. Метод А. Н. Гостунского. Длину отстойника при однородном составе наносов определяют по формуле [6]:

$$L_p = \frac{q}{\omega} \ln \frac{\rho_0 - \rho_{\text{кр}}}{\rho_{\text{п}} - \rho_{\text{кр}}}, \quad (17.27)$$

где ω — текущая гидравлическая крупность; $\rho_{\text{п}}$ — мутность потока в расчетном створе, равная:

$$\rho_{\text{п}} = \rho_{\text{кр}} + (\rho_0 - \rho_{\text{кр}}) \exp(-\omega L_x / q); \quad (17.28)$$

ρ_0 — начальная мутность отстойника.

17.4.4. Определение продолжительности заиливания аккумулирующего объема отстойника

Расчет заиливания отстойника выполняют последовательно для ряда расчетных участков. Число участков берут в пределах 6—10 в

зависимости от длины камеры. Длину каждого участка L_j отсчитывают от начала камеры и задают с последовательным возрастанием вплоть до последнего участка, равного длине рабочей части камеры [1].

Подсчет ведут в такой последовательности:

1) по формуле

$$H_j = H_p + \frac{h_{ак} + i_0 L_j}{2} \quad (17.29)$$

подсчитывают среднюю за время заиливания глубину в конце данного участка и вычисляют отношение $(H/L)_j$;

2) по формуле

$$v_j = \frac{2Q}{(H_j + H_n)B}, \quad (17.30)$$

где H_n — средняя за время заиливания глубина в начальном створе, равная $H_p + 0,5h_{ак}$;

определяют среднюю скорость n , согласно табл. 17.1 или 17.2, гидравлическую крупность оседающих наносов. Затем для каждой фракции определяют отношение $w/v_{ср}$;

3) по формуле

$$i_{ср} = \frac{i_{от} + i_0}{2}, \quad (17.31)$$

где $i_{от}$ — уклон дна при заполнении наносами всего аккумулялирующего объема (обычно $i_{от} = 0$),

вычисляют средний уклон и для каждой из фракций по соответствующей кривой графика на рис. 17.15 определяют процент осаждения наносов $p_{i,j}$;

4) подсчитывают количество каждой фракции наносов, оседающих в единицу времени в пределах рассматриваемого участка, кг/с:

$$G_{i,j} = \frac{p_{i,j}}{100} G_{oi}, \quad (17.32)$$

где G_{oi} — количество данной фракции наносов, проходящих в единицу времени через начальный створ;

5) определяют объем отложений в единицу времени в пределах рассматриваемого участка, л/с:

$$W_j = \frac{\sum G_{i,j}}{\rho_{отл}}, \quad (17.33)$$

где $\sum G_{i,j}$ — суммарное количество всех фракций наносов, выпадающих в пределах данного участка в единицу времени; $\rho_{отл}$ — плотность отложений наносов, которая может быть принята равной 1,3—1,6 кг/л;

6) по формуле

$$V_j = B_p (h_{ак} + i_0 L_j / 2) L_j \quad (17.34)$$

подсчитывают аккумулялирующий объем данного расчетного участка и определяют продолжительность его заиливания по формуле

$$T_j = V_j / W_j, \quad (17.35)$$

Таким путем получают ряд значений, характеризующих продолжительность заиливания отдельных участков аккумулялирующего объема отстойника.

Продолжительность заиливания отстойника T , равную T_j для последнего расчетного участка или (с запасом) для участка, охватывающего 50—75 % рабочей длины отстойника, проверяют по условиям эксплуатации (частота и сроки промыва, наличие промывного расхода и т.п.). В случае если сроки окажутся слишком короткими, аккумулялирующий объем увеличивают, а при чрезмерной их величине — объем уменьшают по экономическим соображениям. При этом производят дополнительную проверку при новых размерах. Оптимальная частота промыва в обычных условиях находится в пределах от 1 раза в сут до 1 раза в неделю.

17.5. Расчет промыва наносов и пропуска шуги в отстойниках

17.5.1. Промыв наносов в отстойниках периодического действия

Промыв многокамерных отстойников обычного типа осуществляется пуском воды из-под затвора входного порога в предварительно опорожненную камеру (рис. 17.17).

Искомые величины при расчете промыва отстойника: промывная скорость $v_{пр}$; удельный промывной расход (на 1 м рабочей ширины отстойника) $q_{пр}$, продолжительность промыва $t_{пр}$.

Заданные величины при расчете промыва отстойника: рабочая длина отстойника L_p , рабочая ширина B_p , полная глубина H ; аккумулялирующий объем отстойника V ; высота отложений наносов в начале отстойника a_1 ; плотность отложений наносов $\rho_{отл}$, равная 1,3—1,6 т/м³; эксплуатационный промывной расход $Q_{пр,с}$; данные, характеризующие состав отложившихся наносов по крупности.

Уклон дна камер отстойника определяют по формуле

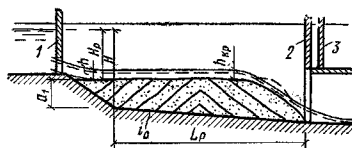


Рис. 17.17. Схема к расчету промыва наносов
1 — затвор входного порога; 2 — затвор промывных галерей; 3 — затвор выходного порога

$$i_0 = \frac{v_{\text{пр}}^2}{C^2 R}, \quad (17.36)$$

где C — коэффициент Шези; R — гидравлический радиус; i_0 относят к средней глубине при промывке $h_{\text{пр}}$.

Коэффициент шероховатости n для C в формуле (17.36) принимают равным 0,0275, а R может быть принят равным средней глубине при промывке $h_{\text{пр}}$.

Промывную скорость определяют по формуле

$$v_{\text{пр}} > \omega (h_{\text{пр}}/d)^{0,6} \sqrt{p}, \quad (17.37)$$

где ω — гидравлическая крупность подлежащих промывке частиц диаметром d , мелче которых в данной смеси содержится 75 %, определяемая по табл. 17.1 или 17.2; $h_{\text{пр}}$ — средняя глубина при промывке, принимаемая равной 10–30 % расчетной глубины отстойника; p — процентное содержание (по массе) наносов в промывном потоке, принимаемое от 2 до 8 %, что примерно соответствует затрате от 75 до 20 м³ воды на удаление 1 м³ отложившихся наносов.

Удельный промывной расход назначают из условия:

$$q_{\text{пр}} \geq q = v_{\text{пр}} h_{\text{пр}}. \quad (17.38)$$

Отношение $q_{\text{пр}}/q$ принимают в пределах 1,1–1,25, причем большее значение относится к случаю наличия сильно выраженной кривой спада, а меньшее — к режиму промывного потока, близкому к равномерному.

Продолжительность промыва отстойника определяют по формуле

$$t_{\text{пр}} = \frac{100\rho_{\text{отп}} V}{\rho Q_{\text{пр}} B_{\text{р}}}. \quad (17.39)$$

Расчеты по определению $v_{\text{пр}}$, $q_{\text{пр}}$, $t_{\text{пр}}$ проводят в такой последовательности:

1) определяют скорость промыва $v_{\text{пр}}$ по формуле (17.37), причем назначают ее не менее 2–2,5 м/с;

2) по принятому значению $h_{\text{пр}}$ и вычисленному значению $v_{\text{пр}}$ определяют удельный промывной расход по формуле (17.38);

3) вычисляют продолжительность промыва по формуле (17.39).

Если вычисленная продолжительность промыва $t_{\text{пр}}$ окажется больше 0,5 ч, следует повторить расчет, задавшись новым, большим, значением p в формуле (17.37). Фактическая продолжительность промыва вследствие его неравномерности и потерь времени на маневрирование затворами обычно больше вычисленной;

4) определяют расчетный промывной расход отстойника $Q_{\text{пр}}$ по формуле

$$Q_{\text{пр}} = q_{\text{пр}} B_{\text{р}}. \quad (17.40)$$

Промывной расход одной камеры

$$Q_{\text{пр.к}} = Q_{\text{пр}}/N, \quad (17.41)$$

где N — число камер.

Число камер N проверяют по промывному расходу $Q_{\text{пр.к}}$, имеющемуся в распоряжении эксплуатационного штата, по формуле

$$N > Q_{\text{пр}}/Q_{\text{пр.к}}. \quad (17.42)$$

Полученные данные округляют до целого числа.

Промывную скорость в напорных галереях определяют по формуле

$$v_{\text{пр.г}}^{5/4} = \omega \sqrt[6]{p} \sqrt[4]{\frac{4Q_{\text{пр.г}}}{\pi d^2}}, \quad (17.43)$$

где $Q_{\text{пр.г}}$ — промывной расход галереи, равный промывному расходу одной камеры, подсчитанному по формуле (17.41); остальные обозначения прежние.

Скорость в безнапорных галереях определяют по формуле (17.37).

Площадь сечения грязеулавливателя устанавливают по формуле

$$\Omega = Q_{\text{пр.г}}/v_{\text{пр.г}}. \quad (17.44)$$

Отметку уровня воды в начале промывных галерей определяют по формуле

$$\nabla_{\text{г}} = \nabla_{\text{УНБ}} + \zeta \frac{v_{\text{пр.г}}^2}{2g}, \quad (17.45)$$

где $\nabla_{\text{УНБ}}$ — отметка уровня воды в нижнем бьефе; ζ — коэффициент гидравлического сопротивления промывных устройств, соответствующий $\lambda=0,0275$.

Уровень воды в начале промывных галерей, определяемый по формуле (17.45), не должен превышать уровня воды, который установится в отстойнике перед входом в промывные галереи в конце процесса промыва. В противном случае следует изменить высотную компоновку отстойника или изменить трассу промывных устройств.

17.5.2. Промыв наносов в отстойниках непрерывного действия

При расчете сборно-промывной галереи отстойников с непрерывным промывом скорость считают постоянной, а расход тем самым переменным. Скорость определяют по формуле (17.43).

Изменение напора по длине галереи определяют по формуле

$$H_i = H - (1 + \Sigma \zeta) \frac{v_{\text{пр.г}}^2}{2g} - v_{\text{пр.г}}^2 \int_0^l \frac{dl}{C^2 R_x}, \quad (17.46)$$

где H — разность отметок уровня воды в верхнем бьефе и дна галереи; $\Sigma \zeta$ — сумма коэффициентов местных сопротивлений, определяемая условиями входа, наличием поворотов и других местных сопротивлений.

Расчет сборно-промывной галереи проводят в такой последовательности:

1) вычисляют скорость в галерее $v_{пр.г}$ — по формуле (17.43) при

$$\rho = \rho_0 \frac{Q + Q_{пр.г}}{Q_{пр.г}}, \quad (17.47)$$

где ρ_0 — процент (по массе) оседающих в отстойнике наносов, определяемый в соответствии с выбранной по табл. 17.1 или 17.2 предельной крупностью наносов, подлежащих оседанию;

2) определяют площадь сечения галерей по ее длине L по формуле (17.44) в предположении линейного изменения расхода:

$$Q_l = Q_0 + \frac{Q_{пр.г} - Q_0}{L} l, \quad (17.48)$$

где Q_0 — расход начального участка, принимаемый равным 20 % полного расхода галерей $Q_{пр.г}$;

3) вычисляют падение напора по длине галерей по формуле (17.46);

4) определяют площадь сечения приемных отверстий галерей по формуле

$$\omega = \frac{Q_{пр.г}}{n_0 \varphi \sin \alpha \sqrt{2g(H - H_0)}}, \quad (17.49)$$

где n_0 — число отверстий; α — угол наклона отверстий к горизонту; остальные обозначения прежние.

17.5.3. Пропуск шуги в отстойниках

При проектировании отстойников их стремятся приспособить для шуготранзита, если пропуск шуги в канал предусмотрен в проекте водоприемника.

Приемы борьбы с шугой в водоприемнике и на входных участках к водоприемнику, изложенные ранее, пригодны и для отстойников.

При однокамерных отстойниках шугу пропускают через специальные обводные каналы со скоростями, гарантирующими ее транспортирование ($v > 0,7$ м/с). При многокамерных отстойниках шугу пропускают через одну из камер (так называемую зямнюю).

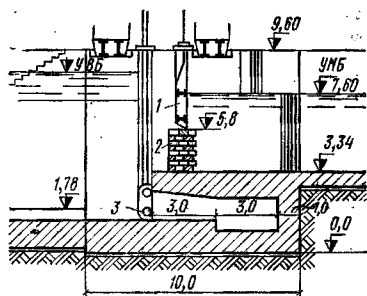


Рис. 17.18. Разборный порог

1 — затвор поверхностный; 2 — разборный порог; 3 — донный затвор

Приспосабливая отстойники для шуготранзита, распределительные решетки и аналогичные им конструкции выполняют съемными, поднимаемыми из воды на период шугоходов, а для увеличения скоростей в «зямных» камерах верхнюю часть профиля и их выходного порога выполняют разборными — на зиму (рис. 17.18).

Кроме шуготранзита предусматривают в качестве подсобного приема возможность сброса шуги и льда малыми порциями через промывные устройства отстойника.

При применении отстойника для освобождения воды от шуги используют способность шуги всплывать вверх при малых скоростях течения ($v < 0,5$ м/с) в камерах отстойника. После всплытия шуги закрывают затворы входного и выходного порогов и промывают камеру аналогично промыву от наносов. Необходимым условием применения этого мероприятия является возможность транспортирования шуги в нижнем бьефе без образования ее затора.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баширов Ф. Б. К расчету ванткамеры многокамерных отстойников. — Тр. Вак. Фил. ВНИИ ВОДГЕО, 1977, вып. 14.
2. Ибад-Заде Ю. А. Движение наносов в открытых руслах. М., Стройиздат, 1974.
3. Ибад-Заде Ю. А., Нуриев Ч. Г. Отстойники речных водозаборов. М., Стройиздат, 1979.

4. Ибад-Заде Ю. А., Нуриев Ч. Г. Расчет отстойников. М., Стройиздат, 1972.
5. Соколов Д. Я. Отстойные бассейны для ирригации и гидростанций. М., Сельхозгиз, 1945.
6. Хачатрян А. Г. Отстойники на оросительных системах. М., Сельхозгиз, 1940.

Г Л А В А 18. РЫБОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ И РЫБОЗАЩИТНЫЕ УСТРОЙСТВА

18.1. Общие замечания

Строительство подпорных гидротехнических сооружений на реках оказывает существенное

отрицательное влияние на состояние рыбного хозяйства. При этом изменяются гидрологический, гидрохимический и гидробиологический режимы водотоков; преграждаются пути миг-

рации рыб к местам размножения; затопляются нерестовые площади, на которых происходило ранее икрометание; ухудшаются условия обратного ската в море отнерестившихся рыб и молоди; ухудшаются условия размножения рыб в нижнем бьефе из-за изменения режима потока и сокращения площадей нерестилищ.

Для уменьшения ущерба, наносимого строительством речных гидроузлов рыбному хозяйству, обычно проводят ряд мероприятий по искусственному рыборазведению, мелиорации рыбных угодий, охране природной среды, а также по обеспечению пропуска рыб в миграционный период через напорные сооружения в обоих направлениях с помощью рыбопропускных сооружений и рыбозащитных устройств.

18.2. Биологические сведения

Рыбопропускные сооружения и рыбозащитные устройства проектируют и эксплуатируют на основе знания биологии рыб и основных характеристик их поведения на разных поверхностных водных источниках [4]. Рыбы обладают устойчивой наследственной повседневной реакцией в ориентации своего тела головой на течение и в стремлении к движению против течения (реореакция). Минимальная пороговая скорость, при которой возникает такая реакция, колеблется у разных рыб от десятых долей до 30 см/с.

Плавательная способность рыб характеризуется временем, в течение которого рыбы могут двигаться с доступной для них максимальной скоростью. Обычно чем больше скорость, тем меньше время движения.

При преодолении водопадов, стремнин, входных окон в камерах рыбоходов и водоприемников рыбы развивают рыбовые скорости, которые могут составлять 30—40 длин l тела рыб в секунду (l/c). В режиме крейсера (до 14 l/c) и максимальных (до 20 l/c) скоростей рыбы перемещаются в потоке, совершают миграцию и удерживаются на участках с определенными гидравлическими условиями. Некоторые данные по скорости движения рыб

длинной не более 10 см приведены в табл. 18.1, а по характерным скоростям потока при движении нерестовых рыб — в табл. 18.2.

ТАБЛИЦА 18.1. ПЛАВАТЕЛЬНАЯ СПОСОБНОСТЬ И СКОРОСТЬ ДВИЖЕНИЯ МОЛОДИ РЫБ [4]

Вид рыб	Длина рыб, мм	Длительность движения	Скорость, см/с
Русский осетр	70—80	26 мин	10—31
Кета	36—42	<33 >	22—24
Лещ	40—50	<19 >	30—46
Карась	67	1—20 с	75—45
Карп	50—60	1 мин	12,9
Сазан	17—30	10 с—14 мин	28,6
Окунь желтый	6—13	1 ч	0,5—4,5

Миграцию рыб подразделяют на нерестовую, нагульную и зимовальную. Одной из форм нагульной миграции является покотная — «скат молоди», при которой в основном происходит попадание рыбной молоди в водозаборные сооружения. Покотную миграцию в свою очередь подразделяют на «пассивную», при которой молодь перемещается к месту нагула только энергией потока, и «активную», при которой рыба затрачивает на перемещение часть своей энергии. Реореакция в период покотной миграции не исчезает.

В потоках с достаточной прозрачностью воды в светлое время суток молодь стремится держаться у берегов, где скорости течения соответствуют их плавательной способности. Горизонтальное распределение молоди по ширине реки неравномерно, изменчиво и в значительной степени определяется плавательной способностью рыб. На водохранилищах молодь концентрируется в прибрежной зоне с глубинами до 2—5 м.

Белуга, осетр, севрюга, сом совершают нерестовую миграцию против течения исключительно в придонных слоях; такие рыбы, как сельдь и лосось, движутся в толще воды, у поверхности или по мелководью. Изменение скорости течения в реке приводит к смещению миграционных трасс движения рыб.

В нижнем бьефе за плотной создается фронт распределения рыб, определяющий ту гидравлическую зону, выше которой по течению не способна пройти основная масса про-

ТАБЛИЦА 18.2. ХАРАКТЕРНЫЕ СКОРОСТИ ПОТОКА ПРИ ДВИЖЕНИИ НЕРЕСТОВЫХ РЫБ

Вид рыб	Скорости, м/с			
	пороговая	привлекающая	сносящая	рыбковая
Преходные:				
волжский осетр	0,15—0,20	0,7—0,9	1,0—1,2	—
кубанская севрюга	0,15—0,20	0,6—0,8	0,9—1,1	—
семага	0,20—0,25	0,8—1,0	1,2—1,4	1,5—1,7
балтийский лосось	0,20—0,25	0,8—1,0	1,1—1,3	1,4—1,5
Полупроходные (лещ, судак и др.)	0,15—0,20	0,5—0,7	0,9—1,1	—

изводителей рыб данного вида. Как правило, концентрация рыб больше на тех участках, где до известного предела больше расход воды. Универсальным средством привлечения рыб является течение со скоростью от 0,2 до 3,0 м/с со специфической вертикальной и горизонтальной конфигурацией.

18.3. Рыбопропускные сооружения

18.3.1. Общие положения

Рыбопропускные сооружения предназначены для пропуска проходных, полупроходных, а в некоторых случаях и жилых рыб через гидроузлы, создающие перепады уровней на водотоке.

Для рыбохозяйственного и экономического обоснования необходимости строительства рыбопропускных сооружений на проектируемом гидроузле требуется проведение специальных ихтиологических изысканий, в процессе которых устанавливаются:

1) видовой состав ценных промысловых рыб, размеры производителей и покатой молоди, видовой состав малоценных и сорных рыб, пропуск которых через гидроузел нежелателен;

2) условия размножения рыб в проектируемом водохранилище и ската их в нижний бьеф;

3) количество проходящих рыб каждого вида, время их хода и ската;

4) возможное увеличение количества ценных промысловых рыб и экономический эффект от промыслового возврата при строительстве рыбопропускных сооружений.

При проектировании рыбопропускных сооружений следует руководствоваться указа-

ниями СНиП II-55-79 [6] и других нормативных документов. Возведение рыбопропускного комплекса можно считать целесообразным, если после строительства гидроузла обеспечивается:

а) накопление производителей рыб в нижнем бьефе и проведение их в рыбопропускные сооружения;

б) выход рыб из рыбопропускных сооружений в верхний бьеф и продолжение их нерестовой миграции;

в) условия для ската молода через плотину гидроузла или механическое оборудование.

При эксплуатации рыбопропускных сооружений руководствуются требованиями СНиП III-45-76 [7].

18.3.2. Классификация и типы

Рыбопропускные сооружения подразделяют по способу перемещения в них рыб на две группы: I — сооружения, в которых рыбы сами перемещаются из нижнего бьефа в верхний благодаря их активному движению на всем протяжении рыбопропускного устройства; II — сооружения, в которых перемещение рыб из нижнего бьефа в верхний осуществляется путем шлюзования или транспортировки их в специальных контейнерах либо других устройствах. К сооружениям I группы относятся рыбоходы в виде различных лотков и каналов (табл. 18.3). К сооружениям II группы относятся рыбопропускные шлюзы, гидравлические, механические и напорные рыбоподъемники, а также плавучие установки для накопления и транспортировки рыб.

Группу и тип рыбопропускных сооружений выбирают в зависимости от напора на соору-

ТАБЛИЦА 18.3. ХАРАКТЕРИСТИКА РЫБОХОДОВ РАЗНЫХ ТИПОВ

Тип рыбохода	Напор у плотин, м, не более	Форма поперечного сечения	Уклон дна	Вид пропускаемых рыб	Специальные устройства
Обходной канал Лотковый: свободный с неполными перегородками с усиленной шероховатостью	10	Трапециевидная	1:200	Все виды	—
	3	Прямоугольная »	1:20	То же Лососевые	Неполные перегородки на дне Плани, зубцы, пороги на дне и по стенкам Прудки, соединяемые каналами с каменным креплением Перегородки с выплывными отверстиями, бассейны для отдыха рыб Промежуточные бассейны на каждом участке и на порогах для отдыха угрей
	2-3		1:13-1:7		
5-7	»	1:10-1:14			
Прудковый	10	Овальная	1:16	Лососевые и др.	
Лестничным	30	Прямоугольная	1:25-1:20	Лососевые	
Угредод	25	»	1:6	Угри (скат взрослых в подъем молоди)	

жении и данных о видовом составе и количестве рыб, подлежащих пропуску в верхний бьеф гидроузла. Так, на гидроузлах с напором до 20 м для пропуска лососей рекомендуются лестничные рыбоходы, относящиеся к сооружениям I группы. Сооружения II группы рекомендуется устраивать на крупных равнинных реках с разнообразной по видовому составу ихтиофауной. Рыбопропускные шлюзы целесообразно применять на гидроузлах с напором до 10 м, гидравлические и механические рыбоподъемники — при больших напорах. Плавучие установки для накопления и транспортировки рыб через гидроузлы применяют при любых напорах в случае, когда выбор местоположения стационарного рыбопропускного сооружения затруднен. Установки для накопления и транспортировки рыб в специальных контейнерах проектируют при необходимости перевозки рыб на далекие расстояния из одного бассейна в другой, а также когда по каким-либо причинам нельзя использовать перечисленные рыбопропускные сооружения.

Число рыбопропускных сооружений в комплексе гидроузла должно соответствовать числу основных участков возможной концентрации рыб вдоль водопропускного фронта гидроузла.

Расположение рыбопропускных сооружений в комплексе гидроузла следует принимать с учетом скоростного режима потока и направления течений в нижнем бьефе.

Рыбохозяйственный створ включает рыбозаградитель, перекрывающий все сечение водотока, и сооружения для накопления и транспортировки рыб от этого створа в верхний бьеф.

Необходимо обеспечивать гидравлическое и конструктивное сопряжение входа в рыбоаккумулятор с дном реки; длина рыбоаккумулятора должна быть достаточной для достижения привлекающим шлейфом участков концентрации рыб или трасс их движения в нижнем бьефе.

Преодолеваемые рыбами скорости течения различны для разных их видов, поэтому максимальные значения скоростей в рыбоходах принимают в определенных пределах — менее тех, которые по экспериментальным данным могут быть преодолены рыбами (табл. 18.4).

Расходы воды, необходимые для привлечения рыб в рыбоход, значительно превышают необходимые для стимулирования ее движения по тракту. В связи с этим иногда оказывается целесообразным устройство автономного блока питания, разделяющего расходы воды в тракт и в рыбоборник. Расходы для привлечения рыб в этом случае подаются не транзитом через тракт, а непосредственно к

ТАБЛИЦА 18.4. СКОРОСТИ ТЕЧЕНИЯ, ПРЕОДОЛЕВАЕМЫЕ РАЗНЫМИ ВИДАМИ РЫБ

Вид рыб	Преодолеваемые рыбами скорости течения, м/с
Лосось, форель, кумжа, жерех, щука	2,3—3,5
Усач, харюс, минюга	1,8—2,3
Сельдь, подуст, сит, красноперка	1,5—1,8
Белорыбца, осетр, севрюга, судак, голавль, язь	1,2—1,5
Сазан, лещ, окунь, линь, ерш, плотва	0,6—1,2

входу в рыбоход через насосные системы или другим способом.

18.3.3. Конструкции

Рыбопропускные сооружения I группы (рыбоходы) включают рыбоборник (входной оголовок), тракт рыбохода с приспособлениями для гашения скорости, верхнюю голову, блок питания и ихтиологическую площадку.

Свободный лотковый рыбоход представляет собой лоток прямоугольного сечения.

Лотковый рыбоход с неполными перегородками позволяет увеличить путь движения воды, а следовательно, и рыб при меньшей длине лотка. Дополнительные сопротивления создаются путем изгиба струи и образования водоворотов. Такие рыбоходы применяют для пропуска лососевых рыб, а также мелких пресноводных рыб при напоре до 8 м. Скорость течения в них 0,8—2,0 м/с, ширина лотка 1,6—3,0 м, глубина воды 0,4—1,5 м, уклон 1:7—1:13 и положе. Для уменьшения резких изгибов струй у концов перегородок рекомендуется применять направляющие щиты.

Лотковый рыбоход с усиленной шероховатостью (рис. 18.1), создаваемой планками, зубцами, порогами или другими устройствами на дне и по стенкам лотка, характеризуется небольшой скоростью течения (2—2,5 м/с). Лотки повышенной шероховатости, как пока-

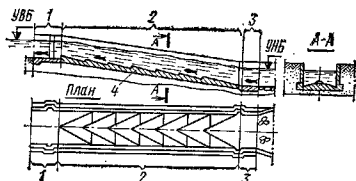


Рис. 18.1. Лотковый рыбоход

1 — верхняя голова с ремонтным заграждением; 2 — тракт рыбохода; 3 — входной оголовок с ремонтным заграждением; 4 — шероховатость лотка

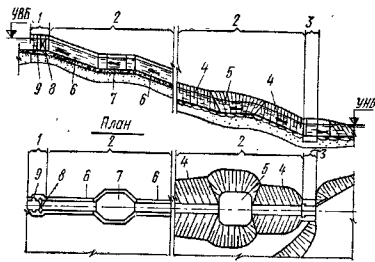


Рис. 18.2. Прудковый рыбоход

1 — верхняя голова; 2 — тракт рыбохода; 3 — входной оголовок с ремонтным заграждением; 4 — грунтовый прудок; 5 — грунтовый прудок для отдыха рыб; 6 — бетонный прудок; 7 — бетонный прудок для отдыха рыб; 8 — основной затвор; 9 — ремонтное заграждение

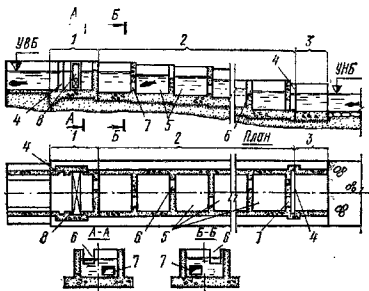


Рис. 18.3. Лестничный рыбоход

1 — верхняя голова; 2 — тракт рыбохода; 3 — входной оголовок (рыбоборник); 4 — ремонтные заграждения входного оголовка и верхней головы; 5 — бассейн рыбохода; 6 — поверхностное вливное отверстие; 7 — глубинное вливное отверстие; 8 — основной затвор

зал отечественный и зарубежный опыт, пригодны лишь для сильных пород рыб типа лососевых, что ограничивает область их применения.

Прудковый рыбоход (рис. 18.2) представляет собой ряд бассейнов — прудков, соединенных короткими каналами с повышенными по сравнению с прудками скоростью течения и уклоном. Прудковые рыбоходы устраивают в

естественном достаточно плотном грунте берега в обход плотины или по откосу земляной плотины. Каналы могут быть выполнены с креплением, а для сокращения длины рыбохода их можно заменить лотками усиленной шероховатости. Разность уровней в отдельных прудках составляет 0,5—1,5 м. Достоинством этих рыбоходов является сохранение в них в известной мере природных условий движения рыб с зонами отдыха.

Лестничный рыбоход (рис. 18.3) доступен для самых разнообразных видов рыб. Он представляет собой лоток со ступенчатым дном, разделенный поперечными перегородками на ряд бассейнов (бьефов). В перегородках устраивают вливные отверстия для прохода рыб, располагаемые в шахматном порядке. В зависимости от условий хода рыбы их делают поверхностными и доинными. Перепад между бассейнами задают от 0,15 до 0,3 м для пресноводных, полупроходных и осетровых рыб и от 0,4 до 0,8 м для более сильных рыб (лососей, форели и др.). В табл. 18.5 приведены размеры вливных отверстий и бассейнов.

Рыбоход рекомендуется устраивать участками (маршами) с подъемом 2,5—4 м, разделенными длинными бассейнами для отдыха рыб.

Угредод — специальный лоток для прохода угрей, живущих в пресной воде и мигрирующих для нереста в море. Угредод представляет собой лоток сечением 15×30 см, заполненный крупным гравием, фашинами или камнем, смазываемыми водой. По этому лотку молодые угри проходят ползком, частью вплавь. В нижний бьеф скат угрей происходит через донное отверстие плотин или через угредод, опускающийся в нижний бьеф.

Рыбопропускные сооружения II группы (рыбоборники) включают рыбоаккумулятор (низовый лоток), рабочую камеру или контейнер, верховый (выходной) лоток, блок питания и ихтиологическую площадку.

Рыбоаккумулятор служит для накопления рыб в период их ирривлечения в сооружение и выполняется в виде продольного лотка прямо-

ТАБЛИЦА 18.5. ОСНОВНЫЕ РАЗМЕРЫ БАССЕЙНОВ И ВЛИВНЫХ ОТВЕРСТИЙ (ПО Г. К. ХАРЧЕРУ)

Вид рыб	Размеры бассейнов, м			Размеры вливных отверстий, м	
	ширина	длина	глубина	ширина	высота
Осетр, севрюга	5,0	6,0—7,0	2,0	1,0—1,5	1,0
Лосось, белорыбица, усач	3,3	5,0—6,0	0,8—1,0	0,8	0,6—0,7
Сиг, лещ, голавль, карп	1,5—2,0	2,2—2,8	0,6—0,8	0,5	0,4
Мелкие пресноводные	1,5	1,5	0,6	0,3	0,2

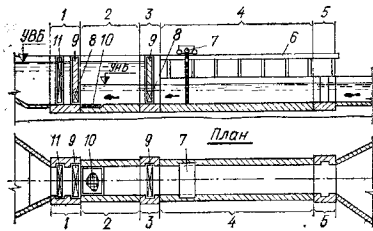


Рис. 18.4. Рыбопропускной шлюз

1 — верхняя голова; 2 — рабочая камера; 3 — нижняя голова; 4 — рыбоаккумулятор; 5 — ремонтная голова; 6 — эстакада для тележки побудительного устройства; 7 — побудительное устройство; 8 — клинкет; 9 — рабочие затворы; 10 — ихтиологическая площадка; 11 — аварийно-ремонтные ворота

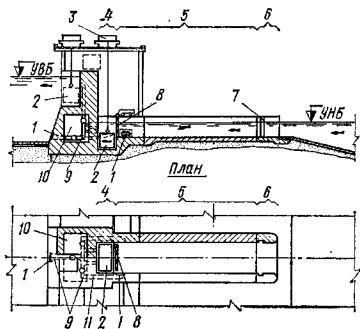


Рис. 18.6. Механический рыбоподъемник

1 — рыбозащитные решетки; 2 — контейнер для подъема рыб; 3 — кран для подъема контейнера; 4 — рабочая камера; 5 — рыбоаккумулятор; 6 — ремонтная голова; 7 — ремонтное заграждение; 8 — побудительное устройство; 9 — блок питания; 10 — помещение механизмов и затворов блока питания; 11 — обходные галереи блока питания

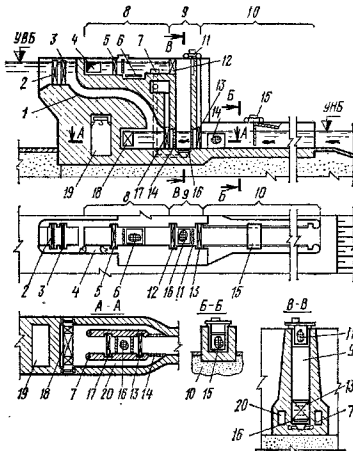


Рис. 18.5. Гидравлический рыбоподъемник

1 — водосбор блока питания; 2 — аварийно-ремонтный затвор водосбора; 3 — основной затвор водосбора; 4 — выходное отверстие; 5 — аварийно-ремонтные ворота верхнего лотка; 6 — ихтиологическая площадка; 7 — система наполнения рабочей камеры; 8 — верховой выходной лоток; 9 — рабочая камера (шахта); 10 — рыбоаккумулятор; 11 — побудительное устройство верхнего лотка; 12 — ворота верхней головы; 13 — ворота нижней головы с рыбоводными приспособлениями; 14 — рыбозащитная решетка; 15 — побудительное устройство рыбоаккумулятора; 16 — побудительное устройство для подъема рыб; 17 — затвор блока питания; 18 — блок питания; 19 — помещение управления механизмами; 20 — обходные галереи блока питания

угольного сечения. Рыбоаккумулятор должен иметь длину 80—100 м, ширину 10 м, глубину воды 3 м. На малых реках при их небольшом промышленном значении допускается уменьшать длину рыбоаккумулятора до 60 м, ширину до 8 м и глубину до 2,5 м. Рыбоаккумулятор оборудуют подвижным устройством для побуждения

рыб к движению из рыбоаккумулятора в рабочую камеру или контейнер. Скорость перемещения побудительных устройств 0,15—0,20 м/с. Вплоть до входа в рабочую камеру рыбы должны четко ощущать направленный ориентир в виде противотока, который исходит из торца рыбоаккумуляторного лотка и должен быть равномерным как по его сечению, так и по всей его длине (допустимый коэффициент неравномерности 1,2). На входе в рыбоаккумулятор предусматривают ремонтное заграждение.

Рабочая камера служит для перевода накопленных рыб из нижнего бьефа в верхний и устраивается в рыбопропускных шлюзах в виде открытой камеры типа судоводной (рис. 18.4), у гидравлических рыбоподъемников в виде вертикальной или наклонной шахты (рис. 18.5), у механических рыбоподъемников в виде контейнеров (рис. 18.6). Ширину рабочей камеры принимают равной ширине рыбоаккумулятора, а длину назначают из условия обеспечения рабочей площади не менее 40—70 м². Дно камеры должно быть не выше дна рыбоаккумулятора. Для исключения образования «мертвой зоны» под забральной стенкой шахты (на стыке рабочей камеры и рыбоаккумулятора) к рабочему затвору шарнирно прикрепляется специальная решетка, которая при его опускании автоматически выводит рыбу из под забральной балки.

Верховой лоток служит для выхода рыб из рабочей камеры в верхний бьеф гидроузла. Ширину лотка принимают равной ширине рабочей камеры, глубину не менее 3 м, считая от

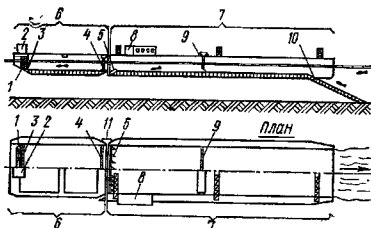


Рис. 18.7. Плавающая установка для накопления и транспортировки рыб

1 — блок питания; 2 — рубка; 3 — рыбозащитная сетка; 4 — сетчатый торцовый затвор; 5 — коллектор блока питания; 6 — плавающий контейнер; 7 — рыбоуловитель; 8 — помещение механизмов и лаборатория ихтиологов; 9 — побудительное устройство; 10 — сепараторная решетка; 11 — сцепное устройство

уровня максимальной сработки водохранилища в период работы рыбопропускного сооружения. Длину лотка и расположение выходных отверстий устанавливают из условия предотвращения ската пропущенных рыб через близко расположенные секции водосливной плотины или гидроэлектростанцию. По всей длине лотка предусматривается постоянный ток воды со скоростью не менее 0,2 м/с в направлении от выходного отверстия к рабочей камере. Живое сечение выходных отверстий принимают не менее 8—10 м². При особо длинных лотках (более 50 м) рекомендуется применять выводные побудительные устройства.

Назначение блока питания — обеспечить подачу воды в рыбоуловитель для привлечения рыб. Его конструкция может быть разнообразной: от устройства холодного водосброса до использования системы эжекторов.

Ихтиологическая площадка предусматривается как пункт подсчета пропускаемых рыб, их рыбохозяйственного отбора и мечения. Площадка может быть расположена в рыбоуловителе, в рабочей камере или верхом лотке.

Установку для перевозки рыб на большие расстояния (рис. 18.7) выполняют в виде самоходных двухбортовых судов — рыбозовов с лотками, торцы которых перекрыты сетчатыми затворами, или специальными контейнерами.

18.3.4. Гидравлические расчеты

Гидравлические расчеты рыбопропускных сооружений выполняют по отдельным элементам, пользуясь общепринятыми гидравлическими зависимостями. По отдельным рыбопропускным сооружениям в специальной литературе предлагаются различные методики расчета. В качестве примера рассмотрим гидравлический расчет лестничного рыбохода [2].

Минимальный расход Q_{\min} , м³/с, определяют по выражению

$$Q_{\min} = \omega \omega_{\text{доп}}, \quad (18.1)$$

где ω — площадь живого сечения впаивного отверстия, м² (см. табл. 18.5); $\omega_{\text{доп}}$ — допускаемая скорость в отверстиях, м/с (см. табл. 18.4).

Разность уровней воды в смежных бассейнах рыбохода z определяют по формуле затопленного истечения из большого донного отверстия:

$$z = \frac{Q_{\min}^2}{\mu^2 \omega^2 2g}, \quad (18.2)$$

где μ — коэффициент расхода донного отверстия, зависящий от характера сжатия струи.

Максимальный расход воды определяют с учетом переливающегося через перегородки слоя при постоянном значении z по формуле

$$Q_{\max} = Q_{\min} + mb \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (18.3)$$

где m — коэффициент расхода незаполненного водослива с тонкой стенкой; b — ширина рыбохода, м; H — напор на водосливе, принимаемый равным 0,12—0,20 м.

При гидравлических расчетах регулятора рыбохода необходимо соблюдать следующие условия:

а) максимальная высота перепада между бассейнами рыбохода при высшей отметке уровня верхнего бьефа, соответствующей расходу Q_{\max} , не должна превышать высоты перепада на нормальном участке лестницы, т. е. $z_{\max} < z$;

б) при минимальном уровне верхнего бьефа, т. е. при пропуске Q_{\min} , уровни воды в нормальных бассейнах лестницы должны находиться на одной отметке с гребнем перегородок.

Число перегородок регулятора определяют подбором. Для этого вычисляют площадь впаивного отверстия в перегородках по формуле

$$\omega = \frac{Q_{\max}}{\mu \sqrt{2gz_{\max}}}. \quad (18.4)$$

Высота перепада между бассейнами рыбохода при пропуске расхода Q_{\min} составит

$$z_{\min} = \frac{Q_{\min}^2}{\mu^2 \omega^2 2g}. \quad (18.5)$$

Тогда имеем: $n z_{\min} + H_{\text{расч}} = n z_{\max} + H$, откуда находим число перегородок:

$$n = \frac{H_{\text{расч}} + H}{z_{\max} - z_{\min}}. \quad (18.6)$$

При получении дробного значения n берут ближайшее целое число и выполняют повторный расчет.

18.4. Рыбозащитные устройства

18.4.1. Общие положения

Рыбозащитные устройства предусматривают при необходимости предотвращения попадания рыб в водозаборные сооружения, их травмирования и гибели. Рыбозащитные устройства являются частью водозаборного сооружения.

При проектировании рыбозащитных устройств на водозаборных сооружениях следует пользоваться указаниями СНиП II-31-74 [5], СНиП II-55-79 [6], СНиП III-45-76 [7], Указаний [8] и специальной литературой [1, 4].

При обеспечении защиты рыбной молоди прежде всего следует учитывать ее биологические особенности и размещать водозаборы по возможности в безопасных зонах водоемов.

Применяемые на практике рыбозащитные устройства подразделяют на три группы: I — механические (флякты, сетчатые полотна, жалюзи, решетки, плетни и т. д.); II — гидравлические (запаны, отбойные козырьки, циркуляционные камеры, гидравлические и воздушные струи); III — физиологические (электрические, световые и звуковые поля; завесы из пузырьков воздуха и т. д.). В отечественной и зарубежной практике наиболее широкое применение, в основном для ирригационных водозаборов, получили механические рыбозащитные устройства типа плоских сеток с рыбоотводом и без него, конусных сеток, сетчатых барабанов со струереактивной промывкой. Для промышленно-коммунальных водозаборов в качестве рыбозащитных устройств предпочтительнее применять фильтры с различным наполнителем. Для вращения как самих барабанов, так и промывных устройств используют различные гидравлические и механические приспособления. Для отвода молоди рыб от рыбозащитных устройств применяют струйные устройства, специальные рыбонасосы, кольцевые эжекторы, самотечные каналы.

18.4.2. Конструкция рыбозащитных устройств и их отдельных элементов

А. Плоские сетки. Их устанавливают в отверстиях водоприемников с допустимой скоростью течения воды через сетку до 0,25 м/с при скорости течения в транзитном потоке на участке расположения водоприемника не менее 0,4 м/с (рис. 18.8). При отсутствии транзитных сносящих скоростей устраивают рыбоотвод (рис. 18.9).

Плоские сетки без рыбоотвода состоят из следующих основных элементов: несущей конструкции, грубой решетки, сетча-

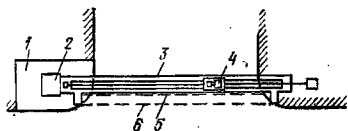


Рис. 18.8. Схема расположения элементов рыбозащитного устройства типа плоской сетки
1 — монтажная площадка; 2 — подземный механизм; 3 — несущая конструкция; 4 — очистное устройство; 5 — сетчатое полотно; 6 — грубая решетка

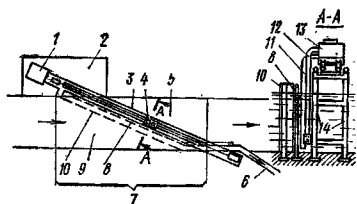


Рис. 18.9. Схема расположения элементов рыбозащитного устройства типа плоской сетки с рыбоотводом

1 — подземный механизм; 2 — монтажная площадка; 3 — несущая конструкция; 4 — очистное устройство; 5 — арьеркамера; 6 — рыбоотвод; 7 — сетчатая камера; 8 — сетчатое полотно; 9 — аванкамера; 10 — грубая решетка; 11 — флякт; 12 — всасывающий патрубок; 13 — насос; 14 — опоры пути очистного устройства

того полотна, очистного устройства и подъемно-транспортного оборудования.

Несущая конструкция служит для размещения всех основных элементов плоской сетки. Несущие конструкции бывают стационарные (эстакады) и плавучие. Монтажная площадка несущей конструкции должна возвышаться не менее чем на 1,0 м над максимальным эксплуатационным уровнем воды.

Грубая решетка служит для защиты сетчатых полотен от крупного мусора. Размер просветов между стержнями решетки назначают не более 50 мм. Решетку устанавливают в вертикальном или наклонном положении. Для очистки соприкасающихся решеток используют механизмы типа решеткоочистных машин, грейферов и т. д.

Сетчатое полотно служит для предотвращения попадания рыб, а также мелкого мусора в водозаборные сооружения. Сетчатое полотно набирают из отдельных сеточных рам или сеточных каркасов. Сетка с ячейей размером 1×1 мм предназначается для защиты молоди рыб всех размеров; 2×2 мм — для защиты молоди с длиной тела 15 мм и более; 4×4 мм для защиты молоди с длиной тела 30 мм и более. В зависимости от конструкции оголовка водозаборного сооружения сетчатое полотно располагают в плане по прямой линии, по

дуге или в виде окружности, прямоугольника либо угла. Ширину отдельных сеточных рам или элементов сеточного каркаса рекомендуются назначать не более 1 м, высоту — не более 1,5 м. Сетчатое полотно устанавливают в вертикальном или наклонном положении. При затопленных оголовках рекомендуется устанавливать сетчатое полотно на боковых стенках.

Очистное устройство служит для очистки сетчатого полотна от мусора. Очистные устройства могут быть гидравлические и механические. В составе конструкции очистного устройства предусматривают: а) оборудование для водоснабжения водоструйного приспособления; б) приспособление для передвижки водоструйных флейт или щеток при очистке поверхности сетчатого полотна; в) брандспойт для очистки сеток на воздухе, если в этом возникает необходимость; г) средства автоматизации для управления работой очистного устройства в зависимости от степени засорения сетчатого полотна; д) приспособления для транспортировки мусора, смытого с сетчатого полотна, если транспорт мусора не обеспечивается условиями водотоков или гидрологией водоемов, из которых отбирают воду. В случае применения для очистки сеток водоструйных флейт расстояние от них до очищаемой поверхности не должно превышать 25 см. При соответствующих условиях возможна очистка плоской сетки обратной промывкой.

Подъемно-транспортное оборудование служит для подъема и посадки на место сеточных рам и сеточных каркасов, их выноса за пределы несущей конструкции, а также монтажа и демонтажа очистного устройства.

Плоские сетки с рыбоотводом состоят из следующих основных элементов: сеточной камеры, рыбоотвода, несущей конструкции, грубой решетки, сетчатого полотна, очистного устройства и подъемно-транспортного оборудования.

Сеточную камеру, служащую для размещения сетки в очистном устройстве, выполняют в зависимости от конструкции водозаборного сооружения в виде открытого лотка прямоугольного или трапециевидного сечения либо в виде колодца. Скорость течения воды в камере должна быть больше скорости течения на подводящем и отводящем участках ее, но не более 0,7 м/с. Для очистки камеры от отложившихся наносов следует применять механизмы типа эжекторных насосов или другие приспособления. Для возможности полного осушения камеры с целью ее очистки или ремонта на входе в нее необходимо предусматривать затворы.

Рыбоотвод предназначен для выведения из аванкамеры рыбы и мусора самотеком или механическим способом. Как правило, устраивают один рыбоотвод в камере. При проектировании сетчатых полотен длиной более 25 м следует предусматривать устройство двух-трех рыбоотводов. Входной участок рыбоотвода располагают так, чтобы его ось была параллельна оси потока в аванкамере. Ширину входа в рыбоотвод назначают в зависимости от крупности, размеров и количества мусора, а также пропускаемого расхода воды, но не менее 15 см. Вход в рыбоотвод выполняют в виде сплошной щели, поверхностного или донного отверстия. Расход воды, поступающей в рыбоотвод, регулируется одним или несколькими затворами, устанавливаемыми на входе в рыбоотвод или на другом его участке. При проектировании рыбоотвода следует рассматривать отвод воды по нему самотеком или с помощью специальных насосов. В рыбоотводе надлежит выделять участок, оборудованный приспособлениями для установки контрольных ловушек для рыб.

Несущая конструкция служит для размещения сеточных рам или сеточных каркасов и подъемно-транспортного оборудования. Оформление ее следует увязывать с конструкцией сеточной камеры.

Грубую решетку, предназначенную для защиты сетчатых полотен от крупного мусора, устанавливают на входе в сеточную камеру.

Сетчатое полотно располагают в камере под углом к оси потока от 10 до 25°. Оптимальный угол расположения сетчатого полотна 15—16°. Нижний участок сетчатого полотна должен примыкать непосредственно к входу в рыбоотвод без промежуточных глухих перекрытий. В зависимости от конструкции водозаборного сооружения сетчатое полотно может быть расположено в плане по прямой линии, по дуге или V-образно.

Для водозаборных сооружений с расходом более 50 м³/с сетчатое полотно располагают V-образно в несколько рядов, предусматривая несколько рыбоотводов. Южгипроводхозом разработана конструкция с наклонно-движущейся сеткой, непрерывной гидравлической промывкой и отсасывающим напорным рыбоотводом (рис. 18.10).

Очистное устройство устанавливают в сеточной камере. Для очистки плоской сетки с рыбоотводом следует применять гидравлическое очистное устройство. Скорость движений водоструйных флейт вдоль сетчатого полотна рекомендуется принимать не более 0,20 м/с, предпочтительна скорость 0,05—0,10 м/с.

Основными разработчиками и исследовате-

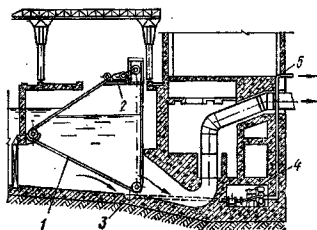


Рис. 18.10. Схема рыбозащитного устройства с наклонно-движущейся сетью, непрерывной гидравлической промывкой в отсасывающим напорным рыбоотводом

1 — сетчатое ограждение, состоящее из шарнирно соединенных секций мелкоячеистой сетки, движущейся по направляющим; 2 — механизм привода; 3 — вход в отсасывающий напорный рыбоотвод; 4 — рыбоотсос; 5 — напорный рыбоотвод

лями рыбозащитных устройств типа плоских сеток являются Южгипрводхоз, Укргипрводхоз, Кубаньгипрводхоз, Союзгипрорис, Запорожский и Ленинградский филиалы института Мосгидросталь, Ленинградский политехнический институт им. М. И. Калинина и др.

Б. Конусные сетки. Рыбозащитные устройства типа конусной сетки представляют собой вращающиеся усеченные конусы, установленные в пазовые конструкции водозаборного сооружения, а также непосредственно в samotенные линии (рис. 18.11 и 18.12). Боковая поверхность конуса обтягивается сеткой, обычно выполненной из отдельных панелей. Вращение конуса осуществляется либо от электродвигателя через редуктор, либо от гидромотора, устанавливаемого под водой на оси конуса. Для смыва прилипшего к сетке мусора с наружной стороны конуса вдоль его образующей устанавливается неподвижное промывное устройство. Вода, очищенная от крупного мусора на грубой сорорудерживающей решетке, попадает в сетчатый конус через большее основание и, профильтровавшись сквозь его боковую поверхность, поступает в подводящий канал. Попавшие в конус рыбы и мусор под влиянием тока воды, вращения конуса и работы очистного устройства перемещаются к его вершине и отводятся с помощью рыбоотводного устройства и рыбоотсоса.

Разработкой конусных сеток занимались ВНИИ ВОДГЕО, ИЭМЭЖ им. А. М. Северцова, АН СССР, Союзводпроект, ВолжНИИ-Гим, Укрводоканалпроект.

В. Сетчатые барабаны (рис. 18.13). В настоящее время разработаны следующие конструкции сетчатых барабанов с принудительной очисткой сетчатого полотна струями воды: механическое сетчатое рыбозащитное устройство,

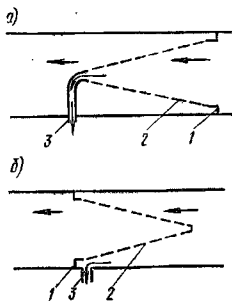


Рис. 18.11. Конусное сетчатое рыбозащитное устройство К. Ф. Химичко

а — с внешним рыбоотводом; б — с внутренним рыбоотводом; 1 — мажет для крепления сетки; 2 — сетчатое полотно; 3 — рыбоотвод

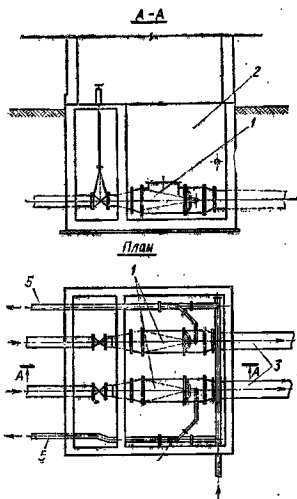
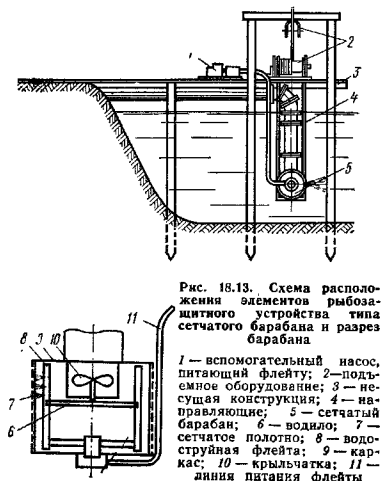


Рис. 18.12. Схема установки конусных сеток на самоочищающих водоводах

1 — водосистемные конусные сетки; 2 — камера сеток; 3 — самоочищающий водовод; 4 — водокосильцевый эжектор; 5 — рыбоотвод

струереактивный рыбозаградитель и рыбозаградитель очищающийся навесной. Все сетчатые барабаны могут быть разделены по способу очистки сетчатого полотна на две основные группы: I — промывное устройство неподвижно, а сетчатый барабан вращается вокруг своей оси; II — сетчатый барабан неподвижен, а промывное устройство вращается. Пропускная способность рыбозаградителей типа сетчатого барабана от 50 до 3000 л/с.



Наиболее широкое применение получили струерезактивные рыбозаградители конструкций Южгипроводхоза. Механическое рыбозащитное устройство разработано Гидро-рыбпроект и его Астраханским отделением, очищающийся навесной рыбозаградитель — Астрахагипроводхозом.

Г. Фильтрующие водоприемники. Они состоят из трех основных элементов: несущего каркаса или корпуса водоприемника, водоприемного фильтра и вихревой камеры, соединенной с самотечными трубами (рис. 18.14, 18.15). Корпус фильтрующих водоприемников выполняется из дерева (ряж) или бетона. Фильтры могут располагаться вертикально и горизонтально по ходу воды. Ленинградским Водоканалпроектом на основании рекомендаций ВНИИ ВОДГЕО разработаны три типовых проекта водоприемников с загрузкой из фильтрующего материала на пропускную способность соответственно от 0,2 до 1,0 м³/с, от 1,5 до 3,0 м³/с и от 3,0 до 4,5 м³/с. Типовые водоприемники предназначаются для строительства на всех реках Советского Союза, за исключением горных. Водоприемники должны применяться в составе водозаборных сооружений, относящихся по степени надежности ко II классу.

В фильтрующем водоприемнике забор воды осуществляется через фильтрующую загрузку в вихревой камеры. Наличие в водоприемнике вихревой цилиндрической камеры способствует созданию винтового течения, характерную-

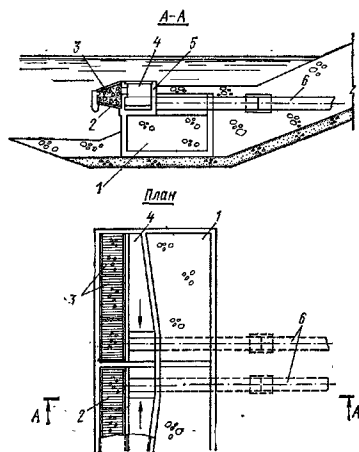
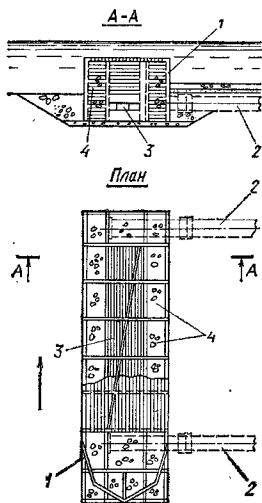


Рис. 18.15. Консольный оголовок фильтрующего типа

1 — загрузка камнем; 2 — решетка; 3 — фильтр из галечно-щебеночной смеси $d_{\text{тр}} = 8$ см; 4 — вихревая водоприемная камера; 5 — корпус оголовка; 6 — самотечные водоводы

щегося малоизменяющимся пьезометрическим давлением по длине камеры, что выравнивает работу фильтров по всему водоприемному

фронту. Такое решение обеспечивает наибольшую равномерность распределения скоростей по площади фильтра как при заборе воды, так и при обратной промывке водоприемника. Фильтрующие водоприемники можно применять и на реках с малыми скоростями течения воды (до 0,15—0,2 м/с).

Д. Кассетные устройства. Эти устройства рассчитаны на возможность установки их в наземные конструкции водоприемников взамен сороудерживающих решеток. Кассеты представляют собой металлический каркас (кожух), жесткость и форма которого обеспечиваются контурной металлической рамой из уголков и полос. Каркас заполняется фильтром из гравия, щебня, керамзитобетона (перисто), поролоната, синтетических шариков, реек и т. д. (рис. 18.16, 18.17). Пакетно-реечные кассеты представляют собой контурную металлическую раму, заполненную многослойными пакетами реек разного размера (рис. 18.18). Для очистки кассеты должны периодически выниматься и промываться на специальных площадках. Допускается промывка кассет обратным током воды от насосной станции.

Е. Запани и отбойные козырьки. Эти рыбозащитные устройства состоят из следующих основных элементов: несущей конструкции, щитов (отбойных полозьев) и подъемно-транспортного оборудования. Несущую конструкцию выполняют стационарной (на сваях или вилках опорах) либо наплавной (на бонах или других плавучих средствах). На несущей конструкции следует предусматривать мостики с поручнями для прохода вдоль всей запани и установки контрольных ловушек для рыб. Длину несущей конструкции назначают с учетом протяжения водозаборного фронта, отбираемого расхода воды и особенностей гидрологического режима водотока на участке расположения водозаборного сооружения. Щиты следует заглублять не менее чем на 1,0 м под уровень воды. При проектировании запаней и отбойных козырьков следует руководствоваться материалами строительства и эксплуатации мусороотклоняющих запаней и отбойных козырьков.

Ж. Жалюзийные решетки. Такие решетки могут выполнять роль рыбозащитных устройств при заборе воды из рек со скоростью течения, в 3—4 раза и более превышающей скорость втекания в водоприемник. Стержни решетки выполняют из полосовой стали и устанавливаются под углом 135° к течению. При таком расположении стержней решетка приобретает свойства самоочищаемости в локационной сплошности. ГПИ Ленводоканалпроект и Укрводоканалпроект разработали водо-

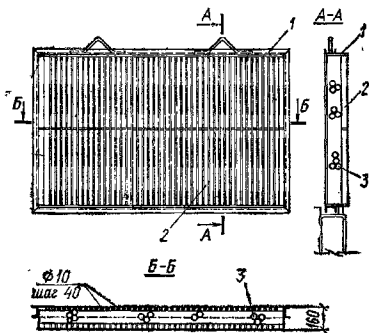


Рис. 18.16. Кассета с шариковым наполнителем
1 — металлический каркас; 2 — решетка; 3 — пластмассовые шарики \varnothing 35 мм, заполненные водой

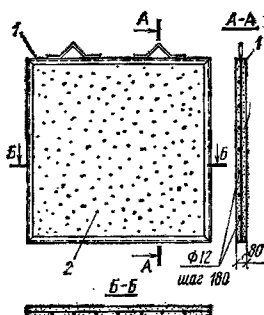


Рис. 18.17. Кассета из керамзитобетона
1 — металлический каркас; 2 — керамзитобетон (для изготовления керамзитобетона используется заполнитель крупностью 20 мм и цемент марки М 400. Соотношение цемента к керамзиту 1:4..1:5)

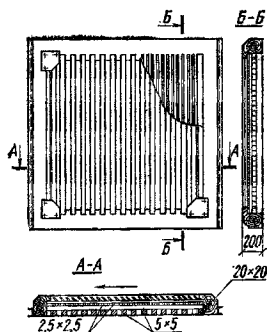


Рис. 18.18. Пакетно-реечная кассета

приемники с жалюзийными решетками в ряде типовых проектов.

3. Выбор рыбозащитных устройств. Учитывая большое разнообразие природных условий и характера гидротехнических сооружений, выбор рыбозащитных устройств представляет сложную задачу. В основу такого выбора должны быть положены данные натурных наблюдений за работой построенных в аналогичных условиях и успешно действующих защитных устройств. Однако при этом не следует без должной проверки применять для водозаборов большой производительности рыбозащитные мероприятия, разработанные ранее для водозаборов малой производительности. Опыт показывает, что в ряде случаев они могут быть малоэффективными.

Для крупных водозаборов, возводимых на водотоках и водоемах, имеющих важное рыбохозяйственное значение, выбор рыбозащитных устройств должен базироваться на данных лабораторных и натурных гидравлично-ихтиологических исследований. Важным при этом является поиск новых, более эффективных в данных условиях, конструктивных решений для рыбозащитных устройств.

18.4.3. Гидравлические расчеты

Гидравлические расчеты различных рыбозащитных устройств выполняют по отдельным элементам, руководствуясь общепринятыми гидравлическими зависимостями, но с учетом биологических особенностей молоди рыб.

Расчет входных отверстий водоприемников проводят по методу А. С. Образовского в таковой последовательности:

1) находят критическую скорость плавания молоди рыб по табл. 18.1 или по приближенной формуле

$$v_{кр} = K_1 l \approx 10l, \quad (18.7)$$

где $K_1 = 5...15 \approx 10 \text{ с}^{-1}$ — ихтиологический коэффициент, зависящий от видовой и возрастной состава молоди; l — длина тела рыбы, см;

2) находят скорости течения воды, поступающей в водоприемник: v_B — отнесенную к сжатому сечению; v_{Π} — отнесенную ко всей площади отверстия:

$$v_{\Pi} = v_B \lambda, \quad (18.8)$$

где λ — пористость фильтрующего элемента, равная для порозаставных и керамзитобетонных фильтров 0,3; для каменных фильтров 0,45; для пакетно-решечных устройств 0,5; для жалюзийных решеток 0,83;

3) определяют площадь водоприемных отверстий $\Omega_{бр}$, м², при одновременной работе всех секций водозабора (кроме резервных) по формуле

$$\Omega_{бр} = 1,25Q_p/v_{\Pi}, \quad (18.9)$$

где $\Omega_{бр}$ — площадь отверстия (брутто) одной секции водоприемника, м²; 1,25 — коэффициент, учитывающий засорение отверстия; Q_p — расчетный расход одной секции, м³/с.

4) определяют надежность работы водоприемника исходя из условий:

а) исключения захвата рыб течением в водоприемник

$$v_B < v_{кр}; \quad (18.10)$$

б) обеспечения уноса рыбы течением от водоприемного отверстия

$$v_B < v_p/K_2, \quad (18.11)$$

где $K_2 \approx 2...4$ — ихтиологический коэффициент; для фильтрующих рыбозащитных устройств можно принимать $K_2 = 2$; v_p — скорость течения в водоеме, из которого забирается вода.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Водозаборные сооружения для водоснабжения из поверхностных источников. Под ред. К. А. Михайлова, А. С. Образовского. М., Стройиздат, 1976.
2. Водков И. М., Конonenko П. Ф., Федякин И. К. Судходные, рыбо- и лесопропускные сооружения. М., Колос, 1968.
3. Мотылов А. М., Вондаренко А. Н., Корнев В. М. Материалы натурного обследования ряда водозаборов. — Тр. ин-та ВНИИ ВОДГЕО, 1961. Водозаборные и водопропускные сооружения.
4. Павлов Д. С., Пахурков А. М. Биологические основы защиты рыб от попадания в водозаборные сооружения. — М., Пищевая промышленность, 1973.
5. СНиП II-31-74. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. М., Стройиздат, 1978.
6. СНиП II-85-78. Подпорные стены, судходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. М., Стройиздат, 1980.
7. СНиП III-45-78. Сооружения гидротехнические, транспортные, энергетические и мелiorативные систем. М., Стройиздат, 1977.
8. Указания по проектированию рыбопропускных и рыбозащитных сооружений. СН 349-66. М., Стройиздат, 1967.

ВОДОХРАНИЛИЩА И МЕРОПРИЯТИЯ ПО ЗАЩИТЕ ТЕРРИТОРИЙ ОТ ЗАТОПЛЕНИЯ И ПОДТОПЛЕНИЯ

ГЛАВА 19. ВОДОХРАНИЛИЩА И ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ РАСЧЕТЫ

19.1. Исходные гидрологические данные для проектирования водохранилищ

19.1.1. Общие сведения

Параметры водохранилища и режим его работы устанавливают на основании данных о колебаниях притока воды и наносов. Источником этих данных служат материалы наблюдений над стоком реки в створе проектируемого гидроузла или в другом створе, где режим реки изучается в течение длительного времени. При ограниченности или отсутствии данных гидрологических наблюдений непосредственно на реке, на которой предполагается создание водохранилища, можно использовать гидрологические характеристики рек-аналогов. Применяют также карты изолиний гидрологических параметров и эмпирические зависимости, связывающие параметры годового и максимального стока с физико-географическими условиями и топографическими характеристиками водосборного бассейна.

Важнейшими источниками сведений о стоке и водном режиме рек СССР являются следующие издания Гидрометеозондата: 1) «Гидрологические ежегодники»; 2) «Справочники по ресурсам поверхностных вод СССР», состоящие из трех серий: а) «Гидрологическая изученность»; б) «Основные гидрологические характеристики»; в) «Ресурсы поверхностных вод СССР»; 3) «Материалы по максимальному стоку талых вод СССР» (Л., 1967); 4) «Материалы по расчетным характеристикам дождей осадков» (Л., 1969); 5) «Материалы по максимальному стоку рек СССР» (Л., 1971).

Кроме того, значительный объем гидрологической информации может быть почерпнут из материалов гидрометрических работ и расчетов изыскательских и проектных организаций.

19.1.2. Связь между расходами и уровнями воды речных потоков

Уровни выражают в абсолютных или условных отметках. В «Гидрологических ежегодниках» уровни воды даны над нулем графика гидрологического поста.

На основании данных натуральных наблюдений за режимом речных потоков устанавливаются зависимости расходов Q , площади живого сечения ω и средней скорости потока v от уровня воды в реке z , т. е. $Q=Q(z)$; $\omega=\omega(z)$; $v=v(z)$. Такие зависимости в графической форме имеют вид, приведенный на рис. 19.1.

Масштабы для Q , ω , v желательно выбрать такими, чтобы хорды кривых составляли с горизонтальной осью угол около 45 и 60°. Методы измерения уровней и расходов воды изложены в курсах гидрометрии [5, 6, 13] в в нормативных документах [17]. Таблицы измеренных расходов воды и отвечающих им уровней, площадей живого сечения и средних скоростей дублируются в «Гидрологических ежегодниках».

Почти во всех случаях точки наблюдаемых расходов располагаются с некоторым рассеиванием, что объясняется как погрешностями измерения расходов воды, так и нарушением однозначности связи $Q=Q(z)$, обусловленным подпором от сооружений, изменением уклона водной поверхности в период половодья или паводков, ледовыми явлениями, русловыми деформациями. Совместный анализ вида кривых $Q=Q(z)$, $\omega=\omega(z)$ и $v=v(z)$, построенных по опытным точкам, позволяет выявить природу факторов, нарушающих однозначность кривых расходов воды и выбрать расчетную кривую.

Чем меньше период наблюдений на гидрологических постах, тем меньшая амплитуда гидрологических элементов потока охвачена измерениями. В связи с этим в ряде случаев

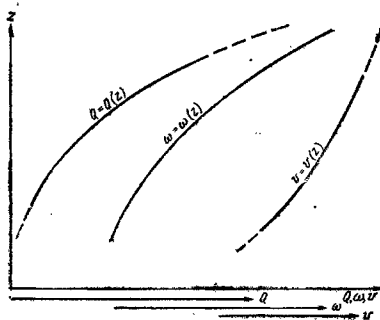


Рис. 19.1. Зависимости $Q=Q(z)$, $\omega=\omega(z)$, $v=v(z)$

возникает необходимость экстраполировать кривую $Q=Q(z)$ за пределы наименьших и наибольших измеренных расходов воды. Последний случай встречается значительно чаще. Имея экстраполированную кривую расходов, по измеренному высокому уровню определяют соответствующий ему расход воды, который не может быть измерен обычными методами гидрометрии (например, во время интенсивного ледохода). Прежде чем перейти к экстраполяции кривой расходов, следует привести неоднозначные кривые к однозначным, например по графику связи уровня с расходной характеристикой $K=Q/\sqrt{I}$. Сущность экстраполяции кривой $Q=Q(z)$ заключается в отыскании функции гидравлических элементов потока, с помощью которой линейризуется (полностью или частично) связь между уровнем (или средней глубиной) и этой функцией. В зависимости от наличия исходных данных можно применять следующие способы экстраполяции:

1) непосредственная экстраполяция кривой $Q=Q(z)$ путем продолжения ее за пределы измерений с сохранением в основном направлении кривой. Достоверность такой экстраполяции возрастает при построении в совмещенном виде нескольких кривых расходов (по длине одного водотока) и анализе относительного расположения кривых. Может быть проэкстраполирована графически кривая $v=v(z)$, и расход найден как $Q=v\omega$. Кривая $\omega=\omega(z)$ не нуждается в экстраполяции, так как ω можно вычислить при любом уровне по данным нивелировки профиля берегов;

2) экстраполяция по числу Фруда [6]:

$$Fr = \frac{\omega^3}{gh_{cp}}$$

Построив зависимость $z=z(Fr)$ и проэкстраполировав ее, находят при высоком уровне z число Fr , откуда $v = \sqrt{Frgh_{cp}/\alpha}$ и $Q=v\omega$, где h_{cp} — средняя глубина потока. Определенные коэффициента Корнолиса α дано в гл. 3. Дальнейшим развитием этого способа является использование инварианта динамического подобия Г. В. Железнякова [6]:

$$\frac{\omega^3}{gh_{cp}} \frac{B}{h_{cp}} = \frac{\omega^2 \Gamma^3}{g} = \frac{\alpha Q^2}{gBh_{cp}^3} = C_{\Gamma}, \quad (19.1)$$

где B — ширина потока; $\Gamma = \sqrt{B/h_{cp}}$ — параметр В. Г. Глушкова.

Если величина C_{Γ} сохраняет приблизительно постоянное значение для данного створа) реки или для группы рек с аналогичными русловыми процессами, то связь между Q и $h_{cp}^2 \times (gB/\alpha)^{0.5}$ должна быть линейной. Подсчитав

при заданном уровне последнюю величину, по графику находят Q ;

3) экстраполяция по связи уровня с \sqrt{I}/n , где I — уклон поверхности воды; n — коэффициент шероховатости (способ С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля). По измеренным расходам Q предварительно вычисляют экстраполируемую функцию:

$$\frac{\sqrt{I}}{n} = \frac{Q}{\omega h_{cp}^{0.5}}, \quad (19.2)$$

где μ — показатель степени при гидравлическом радиусе $R \approx h_{cp}$ в формуле (3.46а) для определения коэффициента Шези.

Зависимость \sqrt{I}/n от z строят отдельно для основного русла, правобережной и левобережной пойм. В случае их нелинейности следует проверить возможность использования связи \sqrt{I}/n с h_{cp} ;

4) экстраполяция $Q=Q(z)$ с учетом изменения глубины потока по его ширине. В этом случае используют уравнение [6]:

$$Q = \beta_* CBh_{cp}^{3/2} \sqrt{I}, \quad (19.3)$$

где β_* — коэффициент формы живого сечения (см. гл. 3); C — коэффициент Шези (его определение дано в гл. 3).

Линеаризующей функцией является $\beta_* B h_{cp}^{3/2}$.

В сложных условиях движения воды желательно применять два-три способа экстраполяции и сопоставлять получающиеся результаты.

При построении и экстраполяции кривых средних скоростей и расходов воды необходимо учитывать возможное уменьшение скоростей в основном русле под влиянием взаимодействия руслового и пойменного потоков (кинематический эффект безнапорного потока Г. В. Железнякова). Главное условие возникновения кинематического эффекта — различие в гидравлических сопротивлениях по ширине потока. Уменьшение пропускной способности русла под влиянием взаимодействия потоков может достигать существенных значений [2, 5].

Створы проектируемых гидротехнических сооружений в редких случаях совпадают с гидрометрическими. Перенос кривых расходов в створ сооружения наиболее достоверен по графикам соответственных уровней, поэтому заранее устанавливают водомерный пост в створе проектируемых сооружений и проводят в одно и то же время измерения уровней на постах.

При наличии ледяного покрова пропускная способность водотока уменьшается. При одном и том же уровне воды в реке зимой при сплошном ледяном покрове в ней проходит расход Q_* , меньший расхода воды Q при открытом русле:

$$K_3 = Q_3/Q < 1. \quad (19.4)$$

Для определения K_3 желательно привлечение материалов натурных наблюдений. При отсутствии измеренных расходов воды Q_3 [6], но при наличии данных о гидравлических элементах потока, от которых зависят эти расходы, коэффициент K_3 определяют по формуле Г. В. Железнякова:

$$K_3 = \frac{C_3}{C\beta_*} \sqrt{\frac{I_3}{I}} \sqrt{\frac{B}{2B_{п.л}}} \times \left(\frac{\omega - \omega_{п.л}}{\omega} \right)^{1,5} \quad (19.5)$$

где C_3 и C — коэффициенты Шези соответственно при наличии и отсутствии льда [определяют по формуле (3.45)]; β_* — коэффициент формы живого сечения (см. гл. 3); приближенно $\beta_* \approx 1$; I_3 — уклон водотока для зимних условий, определяемый по разности уровней воды в лужках и расстоянии между ними; I — уклон поверхности воды при отсутствии льда при том же уровне, что и в зимний период; B и ω — соответственно ширина и площадь живого сечения при отсутствии льда; $B_{п.л}$ и $\omega_{п.л}$ — соответственно ширина потока по нижней поверхности льда и площадь погруженного в воду льда.

Для определения коэффициента C_3 в формулу (3.45) подставляют коэффициент шероховатости n_r (приведенный), определяемый по формуле (14.15).

При $n \approx n_3$; $I \approx I_3$; $y = 1/6$ [показатель степени в формуле (3.45а)], $B \approx B_{п.л}$ и малом $\omega_{п.л}$ по сравнению с ω значение $K_3 \approx 0,63$.

При отсутствии гидрометрических данных можно ориентировочно принимать, что в условиях сплошного ледяного покрова значение K_3 растет в ходе зимы (вследствие выглаживания нижней поверхности ледяного покрова) от 0,25—0,40 до 0,40—0,55. Верхние пределы относятся к рекам, где замерзание происходит при небольших скоростях течения без торшения льда, распространяется с верховьев реки вниз по течению [14, 23]. На многорукавных руслах, например в дельтах, в процессе промерзания мелких рукавов уровень может расти в ходе зимы вследствие подпора и, как

следствие, значение K_3 в таких условиях постепенно уменьшается.

19.1.3. Годовой сток воды и его внутригодоевое распределение

Методы гидрологических расчетов основаны на математическом описании колебаний годового стока: безусловном распределении вероятностей (для всех значений, составляющих временной ряд) и условных распределениях, тип и параметры которых определяются водностью предшествующего периода (года).

Для описания колебаний годового стока в качестве безусловного следует принимать, как правило, гамма-распределение, а для описания колебаний максимальных расходов воды — трехпараметрическое гамма-распределение, предложенное С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем. Числовые параметры распределений — норму стока V_0 (среднее многолетнее значение) и коэффициент вариации C_v при наличии гидрометрических данных вычисляют по формулам:

$$V_0 = \frac{\sum_{i=1}^n V_i}{n}; \quad (19.6)$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{V_i}{V_0} - 1 \right)^2}{n-1}}, \quad (19.7)$$

где V_i — годовой сток с порядковым в ряду наблюдений номером i ; n — число лет гидрометрических наблюдений (число членов гидрологического ряда).

Для уменьшения случайного рассеяния выборочных оценок коэффициента вариации при значениях $C_v > 0,5$ следует определять его методом наибольшего правдоподобия. Метод этот весьма трудоемок и существенно упрощается при пользовании рекомендациями Е. Г. Блохнова, допустимыми в гидрологических приложениях. При этом для трехпараметрического гамма-распределения коэффициент

ТАБЛИЦА 19.1. СВЯЗЬ ЗНАЧЕНИЯ C_v И λ

C_v	1000 λ при отношении коэффициента асимметрии C_s к коэффициенту вариации C_v							
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0
0,1	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,1	2,1
0,2	9,0	8,9	8,7	8,6	8,5	8,3	8,2	8,0
0,3	21,2	20,5	19,8	19,3	18,8	18,0	17,3	16,7
0,4	40,2	37,7	35,7	34,0	32,6	30,5	28,9	27,7
0,5	68,6	61,7	56,5	52,6	49,7	45,4	42,7	40,7
0,6	109	93,0	82,8	76,2	69,8	62,7	58,4	55,5
0,7	156	136	115	101	92,6	82,0	75,8	71,9
0,8	243	189	153	132	115	103	94,8	89,8
0,9	342	255	198	166	147	126	115	109
1,0	466	336	251	204	177	151	137	129
1,1	616	431	311	246	211	177	160	150
1,2	792	542	378	292	247	204	184	172

Примечание. Данные для отношения $C_s/C_v > 2,5$ обычно используют для расчетов максимального стока.

вариации находят по статистике (табл. 19.1):

$$\lambda = -\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \lg \frac{V_i}{V_0}. \quad (19.8)$$

Для графической иллюстрации распределения вероятностей служат кривые обеспеченности, которые обычно строят на специальной клетчатке: равномерную вертикальную шкалу используют для нанесения модульных коэффициентов $K_i = V_i/V_0$ или абсолютных величин, неравномерную горизонтальную — для нанесения обеспеченностей стока (вероятностей превышения). Чем меньше асимметрия распределения, тем ближе очертание кривой обеспеченности к прямолинейному; чем меньше изменчивость (коэффициент вариации), тем кривая обеспеченности положе. Ординаты аналитической кривой обеспеченности определяют по таблицам [24, 27] в зависимости от числовых параметров распределения C_0 и C_0/C_0 .

При построении эмпирической кривой обеспеченности вероятность величин стока, установленных методами гидрометрии, %, вычисляют по формуле

$$p = \frac{m}{n+1} 100, \quad (19.9)$$

где p — обеспеченность, %; m — порядковый номер члена гидрологического ряда, расположенного в убывающем порядке.

При явном несоответствии аналитической и эмпирической кривых обеспеченности и числе членов ряда $n > 30 \dots 50$ (верхний предел относится к $C_0 > 0,5$), допускается переход к трехпараметрическому гамма-распределению с $C_0/C_0 < 2,5$.

При недостаточности данных гидрометрических наблюдений для расчета нормы стока V_0 имеющиеся данные в расчетном створе приводят к многолетнему периоду. Задачу решают с помощью уравнения регрессии, составленного по годовым расходам воды в расчетном створе и в створе реки-аналога [12].

19.1.4. Моделирование стоковых рядов

При исследованиях колебаний речного стока и решении ряда водохозяйственных задач часто используют искусственные стоковые ряды [4, 10, 16, 20, 22, 25]. Моделирование искусственных рядов в первом приближении можно осуществлять применительно к гипотезе об отсутствии зависимости между стоком смежных лет. В этом случае последовательные величины, взятые из таблиц равномерно распределенных случайных чисел [3] или полученные с помощью специальных датчиков, принимают за обеспеченности годового стока, пере-

ход от которых к абсолютным значениям стока выполняют непосредственно по кривым обеспеченности последнего. Следует иметь в виду, что результаты водохозяйственных расчетов по таким рядам будут содержать систематическую погрешность тем большую, чем выше автокоррелированность стока данной реки; объем водохранилища окажется при уменьшенном, а его отдача при заданном объеме — преувеличенной; при зафиксированных значениях объема и отдачи преувеличенными окажутся обеспеченность отдачи и объем холостых сбросов, а уменьшенными — глубины перебоев и длительность серий перебойных лет.

Для получения более точных результатов необходимо учитывать зависимость между стоком смежных лет. В большинстве случаев продолжительность наблюдений за стоком не превышает 50—60 лет, что создает принципиальные трудности в выявлении временных закономерностей в чередовании лет разной водности. Удовлетворительное соответствие материалам наблюдений дает простая цепь Маркова: зависимость между последовательными членами стокового ряда полностью характеризуется коэффициентом корреляции между стоком смежных лет r_1 ; для значений годового стока, разделенного n годами, коэффициент корреляции $r_n = r_1^n$.

При моделировании стоковых рядов применительно к описанию их простой цепью Маркова случайные числа принимают за обеспеченности условного распределения. Тип условного распределения зависит от используемой модификации описания простой цепи Маркова, а числовые параметры — от коэффициента автокорреляции стокового ряда и величины предшествующего члена. В качестве условного распределения рекомендуется применять простую цепь Маркова с линейной корреляцией между обеспеченностями смежных членов. В монографии Д. Я. Ратковича [20] приведены готовые 1000-летние моделированные ряды обеспеченностей для коэффициентов автокорреляции r_0 от 0,1 до 0,5. Каждый из этих рядов дает v реализаций рядов обеспеченности стока по 1000/ v лет в каждом. Для перехода от обеспеченностей к величинам стока служат кривая обеспеченности стока в данном створе.

Коэффициент автокорреляции r_0 рекомендуется нормировать в зависимости от модуля годового стока M , который может рассматриваться как обобщенная характеристика факторов, определяющих внутриводные связи в рядах годового стока. Пользование индивидуальными оценками коэффициента автокорреляции, полученными непосредственно по наблюдаемому стоковому ряду (за исключением случаев

особо длительных наблюдений), недопустимо ввиду большого случайного рассеяния.

При использовании математической модели стока с нормализацией числовым параметром модели является коэффициент корреляции между стоком смежных лет $r = r(r_0, C_v) < r_0$, где C_v — коэффициент вариации годового стока (табл. 19.2).

ТАБЛИЦА 19.2. РЕКОМЕНДУЕМОЕ НОРМИРОВАНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ КОРРЕЛЯЦИИ МЕЖДУ ОБЕСПЕЧЕННОСТЯМИ СТОКА СМЕЖНЫХ ЛЕТ r_0 И ОТВЕЧАЮЩИХ ИМ КОЭФФИЦИЕНТОВ КОРРЕЛЯЦИИ МЕЖДУ ВЕЛИЧИНАМИ СТОКА r

$M_r, z/(c \cdot \text{км}^2)$	r_0	Значения r при C_v						
		0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2
> 20	0,1	0,10	0,09	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07
$10-20$	0,2	0,19	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14
$4-10$	0,3	0,29	0,28	0,27	0,26	0,25	0,24	0,22
$1-4$	0,4	0,38	0,38	0,37	0,35	0,34	0,32	0,30
< 1	0,5	0,48	0,47	0,46	0,44	0,43	0,41	0,38

В ряде случаев возникает необходимость в моделировании стоковых рядов с интервалом дискретности менее года: либо по месячным интервалам, либо (для периода половодья) по декадным. Обычно в таких случаях применяют метод фрагментов. При этом по каждому году наблюдаемого ряда вычисляют внутригодовое распределение стока по принятым интервалам времени в процентах от годового объема [25]. Затем эти гидрографы объединяют в зависимости от водности года в три-четыре группы и для каждой из них определяют средние ординаты принятых интервалов и дисперсии этих ординат. Если по всем группам получаются близкие результаты, можно принять, что внутригодовое распределение стока не зависит от водности года; если же проявится какая-либо закономерность в изменении формы гидрографа в зависимости от водности, для каждой из групп лет следует принимать свое внутригодовое распределение стока.

В первом из этих случаев либо используют постоянное, усредненное по всем годам внутригодовое распределение стока, либо все полученные годовые гидрографы предполагают равновероятными и для последовательных лет моделируемого стокового ряда принимают наблюдаемые внутригодовые распределения тех лет, номера которых определяются по таблицам равномерно распределенных случайных чисел. При изменении внутригодового распределения стока с нарастанием водности используют в каждом отдельном случае набор тех гидрографов, которые входят в группу, отвечающую водности данного года.

При проектировании систем и каскадов водохранилищ может возникать необходимость в моделировании взаимокоррелированных стоковых рядов. Эту задачу можно свести к моделированию изолированных рядов [16].

При расчетах водохранилищ с большими потерями на испарение и естественных водоемов (озер, внутренних морей) возникает необходимость в использовании соответствующих искусственных рядов испарения и осадков для их разности (видимого испарения). Коэффициенты вариации годового слоя испарения и годового слоя осадков, как правило, невелики — не превышают 0,15—0,20 и обычно меньше изменчивости притока. В связи с этим рекомендуется:

а) при большой изменчивости годового притока к водохранилищу ($C_v > 0,8$) слой испарения, осадков, видимого испарения принимать постоянным, равным норме;

б) при умеренной и малой изменчивости притока моделировать ряды осадков и испарения или видимого испарения.

При моделировании рядов годового слоя осадков и годового слоя испарения можно принимать в качестве безусловного распределения вероятностей (как и при моделировании рядов годового стока) гамма-распределение и те же типы условных распределений. Коэффициент автокорреляции для рядов годового слоя осадков $r_{\text{оск}} = 0,1$, а для рядов годового слоя испарения $r_{\text{исп}} = 0,3 \dots 0,4$. Для рядов годового слоя видимого испарения в качестве безусловного и условных распределений вероятностей можно принимать нормальные с коэффициентом корреляции, равным 0,3.

19.15. Максимальный сток

К основным задачам расчетов максимального стока относятся определение расчетных максимальных расходов воды, а также построение расчетных гидрографов половодий и паводков.

А. Максимальные расходы воды. Эти расходы определяют пропускную способность водосборных отверстий гидротехнических сооружений. Их учитывают также при проектировании мостов, труб железных и автомобильных дорог [18] и т. д. Расчетную обеспеченность (вероятность превышения) максимальных расходов воды, в соответствии с СН 435-72 [27], принимают в зависимости от класса сооружений (класс гидротехнических сооружений регламентирован СНиП 11-50-74 в зависимости от параметров плотины, мощности гидроэлектростанции или площади орошения, обеспечиваемой водой из водохранилища):

Класс сооружений	I	II	III	IV
Расчетная обеспеченность p , %	0,01	0,1	0,5	1

При многопиковых дождевых паводках обеспеченность оценивают по отношению к числу лет, а не к числу пиков, т. е. учитывают один максимальный расход в каждом году расчетного периода.

Водосбросные отверстия гидротехнических сооружений, разрушение которых угрожает сохранности нижерасположенных мостов, следует рассчитывать на пропуск расхода воды, не меньшего расчетного для моста.

При назначении расчетного максимального расхода воды для гидроузла, являющегося ступенью каскада, необходимо учитывать регулирующее влияние вышерасположенных водохранилищ.

Если выше проектируемого гидроузла расположен гидроузел более высокого класса, способный пропустить транзитом (при НПУ) расходы воды, превышающие максимум обеспеченностью, соответствующей классу нижнего (проектируемого) гидроузла, то в качестве расчетного сбросного расхода верхнего гидроузла принимают расход воды, равный полной пропускной способности всех его водосбросных сооружений при НПУ. Для получения расчетного притока к нижнему гидроузлу указанный сбросной расход верхнего гидроузла суммируют с максимальными расходами половодья (паводка) с частного водосбора между гидроузлами, соответствующими расчетной вероятности превышения для проектируемого гидроузла.

В период строительства гидроузла его пропускная способность должна быть достаточна для сброса максимальных расходов воды, расчетная обеспеченность которых уменьшается по этапам строительства: от 10—20% при перекрытии русла до нормативных значений, отвечающих классу сооружения, при завершении строительных работ.

Для количественного описания повторяемости максимальных расходов воды используют трехпараметрическое распределение С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля. При определении среднего значения и коэффициента вариации следует учитывать значения максимальных расходов воды, определенных по ее уровням за период, не освещенный измерениями расходов. При наличии ряда наблюдаемых расходов Q_i за n лет и одного расхода Q_N , надежно вычисленного как наибольший за $N > n$ лет, его значение следует учитывать при определении параметров распределения. При этом среднее значение определяют по формуле

$$Q_0 = \frac{1}{N} \left[Q_N + \frac{N-1}{n_*} \sum_{i=1}^{n_*} Q_i \right], \quad (19.10)$$

а коэффициент вариации (метод моментов) по формуле

$$C_v = \sqrt{\frac{1}{N-1} \left[\left(\frac{Q_N}{Q_0} - 1 \right)^2 + \frac{N-1}{n_*} \sum_{i=1}^{n_*} \left(\frac{Q_i}{Q_0} - 1 \right)^2 \right]}, \quad (19.11)$$

где $n_* = n$, если расход Q_N находится вне ряда систематических наблюдений, и $n_* = n-1$, если расход Q_N входит в состав ряда наблюдений, но известно, что он не превышен за N лет.

При коэффициенте вариации максимальных расходов $C_v > 0,5 \dots 0,6$ полученное по формуле (19.11) значение C_v подлежит уточнению методом наибольшего правдоподобия. С этой целью вычисляют

$$\lambda = -\frac{1}{N} \left(\lg \frac{Q_N}{Q_0} + \frac{N-1}{n_*-1} \sum_{i=1}^{n_*} \lg \frac{Q_i}{Q_0} \right), \quad (19.12)$$

а по значению λ для принятого соотношения C_s/C_v по табл. 19.1 определяют значение C_v .

Соотношение C_s/C_v рекомендуется принимать средним по группе гидрологически сходных рек. На ранних стадиях проектирования соотношение C_s/C_v максимальных расходов воды допускается принимать в соответствии с генезисом высокого стока:

Для снеговых максимумов равнинных рек	2—2,5
Для смешанных и дождевых максимумов равнинных рек	3—4
Для максимумов горных рек	4
Для ливневых осадков в зонах муссонного климата	4—5

Большие значения асимметрии принимают для малых водосборов засушливых или ливневых районов. При явном несоответствии теоретической кривой обеспеченности с точками по данным наблюдений допускается корректировка принятого значения C_s/C_v .

Для рек, на которых максимальные расходы наблюдаются в различные сезоны и имеют разное происхождение, кривую обеспеченности, %, строят по их приведенным значениям:

$$p = (p_1 + p_2 - p_1 p_2) 100, \quad (19.13)$$

где p_1 и p_2 — обеспеченности данного расхода воды (в долях единицы), снятые с частных кривых обеспеченности, построенных отдельно для максимумов разного происхождения (например, снегового и дождевого).

Для сооружений I класса к расчетному максимальному расходу воды Q_p прибавляют гарантийную поправку ΔQ в размере не бо-

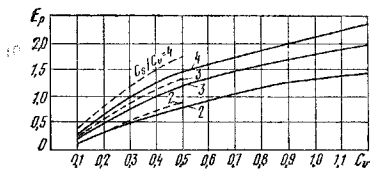


Рис. 19.2. Уточненные значения E_p при определении параметров распределения максимальных расходов воды методом наибольшего правдоподобия (сплошные линии) и методом моментов (пунктирные линии)

лее 20 % его значения (сооружения, разрушение которых угрожает катастрофическим наводнением, при расчете максимумов приравнивают к сооружениям I класса):

$$\Delta Q = \frac{a E_p}{V N} Q_p, \quad (19.14)$$

где $a=1,0$ для рек в гидрологически изученных районах и $a=1,5$ для слабоизученных территорий; E_p — величина, характеризующая изменчивость максимального стока и зависящая от асимметрии его распределения; в первом приближении $E_p=0,1+1,65C_p$; уточненные значения E_p для ограниченного интервала числовых параметров распределения вероятностей приведены на рис. 19.2; N — число лет наблюдений с учетом приведения к многолетнему ряду.

При отсутствии непосредственных наблюдений применяют эмпирические формулы [24, 27] или данные по рекам-аналогам. Пользоваться эмпирическими формулами для неизученных районов следует с осторожностью; изоляции числовых параметров этих формул создают впечатление плавного изменения характеристик, в то время как максимальным расходам воды даже в створах близко расположенных объектов часто свойственна существенная индивидуальность.

Б. Расчетные гидрографы паводков и паводков. При расчете трансформации паводка или паводка водохранилищем и определении сбросных расходов воды в качестве исходного (расчетного) принимают гидрограф, основные элементы которого (максимальный расход, объем стока основной волны и всего паводка или паводка) отвечают заданной вероятности превышения.

Форму расчетного гидрографа принимают по модели одного из наблюдавшихся наибольших паводков или паводков с некоторой схематизацией. Степень достоверности расчетного гидрографа будет тем больше, чем ближе наблюдавшийся максимальный расход Q_m и объем стока V_m модели к максимальному расходу Q_p и объему стока V_p проектируемого гидрографа заданной вероятности превышения.

Рассматривают несколько моделей расчетного гидрографа, чтобы выбрать наиболее неблагоприятный в отношении пропуска павод-

ной (паводковой) волны через створ сооружения.

Для перехода от гидрографа модели к расчетному гидрографу заданной вероятности превышения рекомендуется пользоваться переходными коэффициентами:

$$K_1 = \frac{Q_p}{Q_m}; \quad K_2 = \frac{V_p - Q_p n 86 400}{V_m - Q_m n 86 400}; \quad (19.15)$$

$$K_3 = \frac{V_{\text{пол.р}} - V_p}{V_{\text{пол.м}} - V_m},$$

где Q — максимальная ордината гидрографа, m^3/s ; V — объем основной волны, m^3 ; $V_{\text{пол}}$ — общий объем весеннего половодья или паводка, m^3 ; « n » — индекс, означающий, что данная характеристика относится к расчетному гидрографу заданной вероятности превышения; « m » — индекс, означающий, что данная характеристика относится к гидрографу модели; n — число суток с расходом воды, равным или близким к максимальному пиковому расходу (обычно n принимают равным 1—3 сут).

Коэффициент K_1 используют для максимального пикового расхода воды (за 1—3 сут), коэффициент K_2 — для основной волны (10—20-суточной) без n дней с максимальным или близким к максимальному расходом воды, коэффициент K_3 — для остального периода половодья, т. е. для подъема и спада половодья.

В ряде случаев вследствие значительной разницы в значениях коэффициентов K_1 , K_2 и K_3 в целях наблюдения в расчетном гидрографе заданной вероятности превышения величин Q_p , V_p и $V_{\text{пол.р}}$ приходится схематизировать принятую модель, отступая от формы исходной модели на конечных участках гидрографа, что обуславливает определенную субъективность результатов расчета. Большая степень обоснованности присуща методике проектирования расчетного половодья, предложенной С. Н. Крицким и Г. А. Лесковым [9] и усовершенствованной Н. С. Кашиновым. Идея этого метода, более трудоемкого, чем изложенный выше, заключается в том, что сток половодья или паводка за каждый его интервал (пятидневка, декада, месяц) должен соответствовать заданной расчетной вероятности превышения.

При расчете трансформации паводков и паводков каскадом водохранилищ расчетные гидрографы притока к верхнему гидроузлу и боковой приточности между гидроузлами должны быть календарно увязаны между собой. В связи с этим построение гидрографов следует выполнять по моделям высоких паводков конкретных лет — общих для всех ступеней каскада. Гидрографы этих реальных лет приводят к заданной вероятности превышения в соответствии с характеристиками стока в створе рассматриваемой ступени. При этом сохраняют баланс объемов стока расчетных гидрографов по длине реки за календарные отрезки времени.

19.1.6. Сток наносов

Сток наносов представляет собой их перемещение в процессе поверхностного стока воды. Наносы могут перемещаться во взвешенном состоянии в толще потока и влечением частиц по дну. Основную долю стока наносов составляют, как правило, взвешенные частицы. Подразделение перемещаемых наносов на влекомые и взвешенные в значительной мере условно: каждая частица может попеременно находиться во влекомом или взвешенном состоянии; можно говорить лишь о среднем соотношении между стоком влекомых и стоком взвешенных наносов.

Количество наносов, переносимое через живое сечение потока в единицу времени, называется расходом наносов G . Массовое содержание взвешенных наносов в единице объема смеси воды с наносами называется **мутностью** воды ρ .

При наличии гидрометрических данных (не менее 20 лет в ряду) норму стока наносов G_{50} вычисляют как среднее его значение из всего ряда наблюдений. При более коротких рядах для их удлинения используют связь между стоком воды и стоком наносов [12, 26]. При малом периоде наблюдений G_{50} определяют приближенно по формуле

$$G_{50} \approx \frac{Q_0}{Q_{cp}} G_{cp}, \quad (19.16)$$

где Q_0 — норма расхода воды; Q_{cp} и G_{cp} — соответственно средние значения расхода воды и расхода наносов за ограниченный период наблюдений.

При отсутствии гидрометрических данных можно пользоваться картами средней мутности рек СССР [27]. На этих картах приведены средние мутности для рек равнинной территории европейской части СССР, рек Сибири, Кавказа, Средней Азии и Крыма. Более детальные карты мутности опубликованы в справочниках «Ресурсы поверхностных вод СССР».

Концентрация взвешенных наносов в потоке (мутность) обычно составляет десятки граммов на 1 м^3 воды, а в половодье — сотни граммов; на реках с большими уклонами при малой крупности наносов мутность может достигать десятков килограммов на 1 м^3 воды.

Мутность увеличивается с ростом скорости течения, но по К. И. Россинскому и И. А. Кузь-

мину связь между мутностью и скоростью течения на реках неоднозначна: в периоды (или в местах) размыва она отличается от значений, отвечающих условиям отложения наносов. Причиной этого явления оказываются неоднородность состава донных отложений и его изменение в процессе русловых деформаций. Размыв сопровождается выносом мелких частиц и, как следствие, увеличением крупности частиц, покрывающих дно; в местах отложения наносов, наоборот, больше мелких частиц. Соответственно уменьшается или увеличивается содержание на дне частиц, которые могут взвешиваться при данной скорости течения.

В периоды подъема уровня в реке питание ее наносами происходит преимущественно вследствие поступления их с бассейна (внешнее питание); на спаде половодья и в межень река насыщается наносами вследствие размыва ложа (внутреннее питание). «Мелкие» и «крупные» фракции наносов ведут себя в потоке по-разному. Мелкие фракции поступают в реку с поверхностным стоком. Поток дна всегда недонасыщен, так как в составе донных отложений эти частицы практически отсутствуют. При движении они могут осадиться только в застойных зонах, в основном же присутствуют во взвешенном состоянии, не участвуя в формировании русла; это — **неруслоформирующие** (транзитные) фракции наносов. Крупные частицы, как правило, непосредственно реагируют на изменение скорости течения; содержание их в потоке определяется как поступлением извне, так и гидравлическим режимом; это — **руслоформирующие** фракции наносов. Имея гранулометрический состав донных отложений и взвешенных наносов, легко определить, какие фракции являются руслоформирующими. Например, по данным табл. 19.3; к руслоформирующим фракциям взвешенных наносов в рассматриваемом случае следует отнести частицы крупнее $0,05 \text{ мм}$.

Транспортирующая способность потока — количество руслоформирующих фракций наносов, которое он может переносить во взвешенном состоянии, — растет с увеличением скорости течения и уменьшением глубины потока. Согласно изложенному, при одном и том же гидравлическом режиме потока при размыве мутность меньше, чем при отложении наносов,

ТАБЛИЦА 19.3. ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКИЙ СОСТАВ ДОННЫХ ОТЛОЖЕНИЙ И ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ р. ВОЛГИ (СРЕДНЕЕ ТЕЧЕНИЕ)

Наносы	Содержание, % по массе, частиц диаметром, мм						
	>2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,05	0,05-0,01	<0,01
Донные	6,3	2,8	9,5	37,8	39,5	1,9	2,2
Взвешенные	—	—	—	6,1	44,2	13,6	38,1

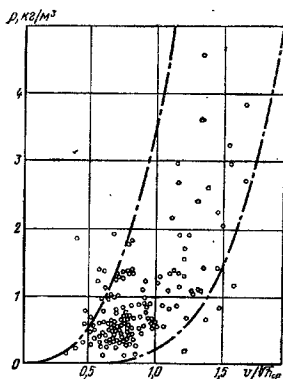


Рис. 19.3. Зависимость содержания устьевых наносов на р. Амударье от отношения $v/\sqrt{h_{\text{ср}}}$ (v — средняя скорость течения, м/с; $h_{\text{ср}}$ — средняя глубина, м)

причем эта зависимость индивидуальна для каждой реки и может изменяться по ее длине в соответствии с изменениями гранулометрического состава донных отложений и поступающих в реку наносов. Такая зависимость для р. Амударья приведена на рис. 19.3. Рассматриваемая зависимость отличается значительным разбросом точек; верхняя огибающая характеризует предельную мутность ρ'' — транспортирующую способность в условиях отложения наносов — и является линией заляющих скоростей; нижняя огибающая характеризует транспортирующую способность в условиях размыва (минимальная мутность ρ' , возможная для данных гидравлических условий) — это линия неразмывающих скоростей.

На основе обобщения материалов по большому числу рек мира К. И. Россинский [30] получил приближенные выражения для верхней и нижней огибающих. В частности, в условиях выпадения наносов (верхняя огибающая)

$$\rho'' = \alpha'' \left(\frac{v}{\sqrt{h_{\text{ср}}}} \right)^3. \quad (19.17)$$

В условиях начала размыва русла можно принимать

$$\rho' = \alpha' \left(\frac{v}{\sqrt{h_{\text{ср}}}} \right)^{3,5}. \quad (19.17a)$$

При наличии материалов наблюдений за режимом наносов коэффициенты α'' и α' определяют подбором. При отсутствии таких материалов можно воспользоваться (для частиц диаметром больше 0,01 мм) данными из работ [28, 30] и обобщенными зависимостями К. И. Россинского:

$$\rho'' = 24 \left(\frac{v}{\sqrt{h_{\text{ср}}}} \right)^3 \quad (19.18)$$

и

$$\rho' = 0,5 \left(\frac{v}{\sqrt{h_{\text{ср}}}} \right)^{3,5}, \quad (19.18a)$$

где ρ'' и ρ' получают в г/м³; v подставляют в м/с; $h_{\text{ср}}$ — в м; w — средняя гидравлическая крупность расчетных фракций, м/с:

$$w = \frac{\sum(\rho_i w_i)}{\sum \rho_i}.$$

Здесь ρ_i — доля содержания данной фракции наносов; w_i — отвечающая ей гидравлическая крупность частиц наносов, определяемая по их геометрическим размерам и температуре воды.

Частицы диаметром меньше 0,01 мм можно считать неперемещающимися вдоль водохранилища при скорости течения менее 0,1 м/с.

Если на данной реке граница между устьевыми и неустевыми наносами приходится на диаметр частиц $d_0 > 0,01$ мм, то для фракции диаметром от d_0 до $d = 0,01$ мм транспортирующую способность всегда определяют по зависимостям (19.18) и (19.18a).

Сток влекомых наносов определяется в соответствии с рекомендациями работ [7, 26, 30].

19.2. Водохозяйственные балансы

19.2.1. Общие сведения

Водохозяйственные балансы представляют собой сопоставление водных ресурсов с потребностями в воде — современными или прогнозируемыми на перспективу. Они служат основой планирования мероприятий по использованию и охране водных ресурсов. Составляют их по бассейнам рек. При необходимости характеризовать административный район, включающий несколько бассейнов, составляют соответствующее число балансов. Укрупнение их возможно лишь при межбассейновых соединениях (передачах вод). Балансы составляют нарастающим итогом для ряда последовательных характерных створов (мест впадения притоков, крупных водозаборов, границ административно-экономических районов и др.).

Колебания стока внутри года и сезонная неравномерность водопотребления и водопользования обуславливают необходимость составления балансов по интервалам времени, в пределах которых этими изменениями можно пренебречь. Как правило, можно ограничиваться месячными интервалами времени (для полноводья иногда выделяют декады).

Обычно гарантии водоподачи (расчетная обеспеченность) не достигает 100 % и задает-

ся в процентах по числу бесперебойных лет в зависимости от значимости потребителя.

Водохозяйственные балансы содержат приходную часть (располагаемые водные ресурсы) и расходную, которая характеризует потребности в воде.

19.2.2. Располагаемые водные ресурсы

В приходную часть балансов включают ресурсы речного стока (с учетом трансформации его режима водохранилищами) и ту долю эксплуатационных ресурсов подземных вод, которая не связана с поверхностными, либо изъятие которой в рассматриваемый срок не отразится на речном стоке; кроме того, в приходную часть балансов включают возвратные и шахтные (если они имеются) воды, поступающие в реку в пределах рассматриваемого участка ее.

Следует иметь в виду, что использование подземных вод питьевого качества для нужд, не связанных с питьевым и бытовым водоснабжением, как правило, не допускается. В условиях недостатка поверхностных вод при значительных запасах подземных вод питьевого качества последние в отдельных случаях можно использовать и для других целей.

Для сохранения в расчетах реальных соотношений водности в различных частях бассейна рекомендуется составлять балансы для конкретных лет с объемом годового и сезонного (за лимитирующий период) стока в замыкающем бассейне створе и в устьях крупных притоков, близким к объему стока расчетной обеспеченности. При таком подходе, позволяющем автоматически учесть распределение стока между реками и участками рек бассейна, может оказаться необходимым предварительно рассмотреть 5—8 характерных по водности лет с различными внутригодовым и внутрибассейновым распределением стока и выбрать наиболее неблагоприятные (с наибольшими дефицитами воды).

При составлении водохозяйственных балансов территории, включающей несколько рек (балансов бассейнов морей или крупных административных районов, например республик) комплектуют многолетние ряды средних годовых расходов воды рек рассматриваемой территории в устьевых или граничных створах и получают многолетний ряд годовых величин суммарного стока рассматриваемых рек. Из этого ряда в качестве расчетных для водохозяйственного баланса выбирают конкретные годы с годовым стоком, близким к стоку расчетной обеспеченности.

19.2.3. Водопотребители и водопользователи

Все виды пользования природными водами с некоторой условностью можно разделить на две категории:

а) водопотребление — использование воды с отводом ее из водного источника (водоснабжение населения, промышленности и сельского хозяйства, орошение и обводнение, прудовое рыбоводство);

б) водопользование — использование воды в пределах водного источника (гидроэнергетика, водный транспорт, рыбное хозяйство, санитарные попуски, обводнение пойменных угодий и дельт).

Различают полное водопотребление (количество отводимой из источника воды), безвозвратное водопотребление (потери ее на испарение, а также утилизация в процессе производства) и возвратные воды, поступающие в источник по канализационным и дренажным устройствам, а также путем фильтрации. При водопользовании также возможны безвозвратные потери воды — на дополнительное испарение (если технология ее использования требует увеличения площади водного зеркала или длительности стояния высоких вод).

Водопотребление регламентируется специальными нормами: на одного человека в сутки, на голову скота, на единицу продукции, на 1 га орошаемых земель и т. п.

В расходную часть водохозяйственного баланса должны включаться также потери воды из существующих и намечаемых для создания к рассматриваемому сроку водохранилищ на дополнительное испарение с их поверхности и на фильтрацию; некоторое влияние на внутригодовое распределение водных ресурсов водохранилищ оказывает образование на них ледяного покрова. Методика оценки всех этих составляющих водохозяйственного баланса рассмотрена в п. 19.3.

В целях поддержания надлежащих санитарных условий водность рек должна сохраняться не ниже некоторых пределов, обеспечивающих: а) разбавление поступающих в реку загрязнений до нормируемых концентраций; б) работу существующих водозаборных сооружений (или должно предусматриваться их переустройство); в) предотвращение промерзания реки зимой; г) сохранение в период открытого русла скоростей течения не ниже 0,2—0,3 м/с. Необходимо подчеркнуть, что широко распространенное в практике проектирования назначение санитарных расходов воды на уровне бытовых межквартальных значений (обеспеченностью 95 или 90 %) нуждается в обосновании в каждом конкретном случае.

Суммирование обобщенных графиков водопотребления и водопользования дает расходную часть баланса; первый из этих графиков представляет собой сумму заявленных всеми потребителями водозаборов; второй — огибающую совмещенных графиков заявок на воду всех водопользователей.

19.2.4. Использование итогов водохозяйственного баланса

Если для некоторого расчетного уровня развития водохозяйственный баланс сводится без дефицита для всех расчетных интервалов времени по всем рассматриваемым створам, дополнительных водохозяйственных мероприятий на данном уровне не требуется. Возникновение дефицита воды в отдельные расчетные интервалы времени при отсутствии его в балансе маловодного года свидетельствует о необходимости сезонного регулирования стока; отсутствие дефицита лишь в балансе среднего по водности года показывает на необходимость многолетнего регулирования стока или привлечения дополнительных источников; дефицит в балансе среднего по водности года может быть устранен только путем привлечения вод извне.

Для ликвидации выявленных дефицитов стока намечают водохозяйственные мероприятия, достаточность которых проверяют повторным водобалансовым расчетом.

В ряде случаев по топографическим условиям или из-за недопустимости затопления территорий возможности увеличения располагаемых водных ресурсов путем регулирования стока исчерпываются уже при неглубоком сезонном регулировании его (например, Средняя и Нижняя Волга). Заявки на воду, особенно для отдаленной перспективы, не следует считать подлежащими удовлетворению во всех случаях, при затруднениях в их удовлетворении наряду с вариантами водообеспечения может рассматриваться вариант ограничения роста водопотребления.

19.3. Водохозяйственные расчеты

19.3.1. Основные понятия и характеристики

Регулирование речного стока водохранилищами осуществляют с целью перераспределения естественного притока в соответствии с интересами народного хозяйства: выравнивания стока в многолетнем разрезе — повышения стока маловодных лет путем сработки запаса воды в водохранилище, накопленного в многоводные годы (многолетнее регулирование стока); трансформирования внутригодового распределения стока применительно к требовани-

ям водопотребителей и водопользователей (сезонное регулирование стока); уменьшения максимальных расходов воды половодий и паводков малой вероятности превышения (регулирование высокого стока).

Расчеты регулирования стока с целью повышения водоотдачи источника выполняют для установления зависимости гарантированной водоотдачи водохранилища от его параметров и выработки наиболее эффективных правил использования водных ресурсов.

Целью расчета может быть определение либо полезного объема водохранилища при заданной водоотдаче и ее обеспеченности, либо отдачи и (или) ее обеспеченности при заданном регулирующем объеме.

Морфометрические характеристики водохранилища — зависимости площади, объема и средней глубины от уровня — определяют по топографическим картам масштаба 1 : 10 000; 1 : 25 000; 1 : 50 000 и 1 : 100 000. Площадь будущего водного зеркала устанавливают путем планиметрирования карт по горизонталям и полугоризонталам; линия, соединяющая точки с координатами: отметка уровня — площадь, является основой для построения связей объема водохранилища и его средней глубины с уровнем воды. Зависимость объема водохранилища от уровня строят путем суммирования объемов воды, заключенных в горизонтальных слоях высотой 1; 5 или 10 м от дна до предельной из рассматриваемых подпорных отметок. Объемы слоев вычисляют по формуле

$$\Delta W = \frac{F_i + F_{i+1}}{2} \Delta z$$

Или

$$\Delta W = \frac{F_i + F_{i+1} + \sqrt{F_i F_{i+1}}}{3} \Delta z, \quad (19.19)$$

где F_i и F_{i+1} — площади зеркала, соответствующие отметкам z_i и z_{i+1} ; $\Delta z = z_{i+1} - z_i$.

Полный объем водохранилища определяют

по формуле $W = \sum_{z_0}^{z_H} \Delta W$, где z_0 — отметка дна реки в створе плотин; z_H — предельная отметка.

Средняя глубина водохранилища есть отношение объема водохранилища W к площади его зеркала F при заданной отметке уровня z . Этот показатель используют для оценки прогреваемости водоема.

В проектной практике и при эксплуатации гидроузлов оперируют несколькими характерными уровнями и соответствующими им объемами водохранилища (рис. 19.4).

Уровень мертвого объема (ВМО) — уро-

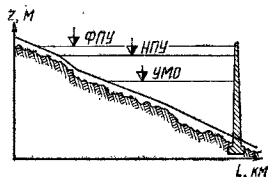


Рис. 19.4. Характерные уровни воды в водохранилище

вень, соответствующий неиспользуемой для регулирования стока части объема водохранилища, называемой мертвым объемом (МО). Этот объем обычно предназначен для аккумуляции наносов, отлагающихся в водохранилище за период его эксплуатации. Иногда мертвый объем определяется минимальным уровнем, обеспечивающим работу турбин гидроэлектростанции либо самотечную подачу воды в ирригационный канал.

Нормальный подпорный уровень (НПУ) — уровень, до которого может регулярно наполняться водохранилище и на длительное состояние которого рассчитаны подпорные сооружения и береговое хозяйство. При отметке НПУ в водохранилище размещается его полный объем, складывающийся из мертвого и полезного объемов. Полезный объем (призма регулирования) систематически используется для перераспределения притока в водохранилище в соответствии с требованиями участников водохозяйственного комплекса к режиму водоподдачи.

Форсированный подпорный уровень (ФПУ) — максимальный расчетный уровень водохранилища, соответствующий условиям пропуска максимального расхода воды заданной вероятности превышения (см. п. 19.1). Объем водохранилища, расположенный между ФПУ и НПУ (призма форсировки), используется для срежки расчетных максимальных расходов воды до значений, отвечающих полной пропускной способности водосборных сооружений гидроузла при ФПУ.

Отдачей водохранилища обычно называют годовое количество воды, которое может быть гарантировано потребителю при заданных параметрах регулирования стока — регулирующем объеме и обеспеченности отдачи (число лет в процентах, когда расчетная потребность в воде удовлетворяется в полном объеме). Отдачу измеряют в абсолютных величинах A (годовой объем или средний многолетний расход воды) или в относительных величинах — доля среднего многолетнего стока или расхода воды. Отдача брутто $A_{бр}$ включает подачу воды на хозяйственные нужды (отдача нетто) и потери

воды из водохранилища. Отдачу $A_{бр}$ в долях среднего многолетнего стока реки V_0 называют коэффициентом регулирования стока $\alpha = A_{бр}/V_0$. В водохозяйственной практике используют также понятие относительного объема водохранилища — полезного объема (или его части) в долях среднего многолетнего стока $\beta = W_{п}/V_0$. В расчетах по обобщенным параметрам стока обычно различают сезонную и многолетнюю составляющие полезного объема ($W_{сез}$ и $W_{мв}$) и соответственно относительные величины $\beta_{сез}$ и $\beta_{мв}$.

В зависимости от соотношения размеров гарантированной отдачи и естественного стока реки регулирование стока может быть сезонным или многолетним.

Сезонное регулирование позволяет с заданной надежностью (обеспеченностью) иредоставить потребителям годовой объем воды, не превышающий объема годового стока реки, обеспеченность которого равна обеспеченности гарантированной отдачи.

Многолетнее регулирование позволяет гарантировать отдачу потребителям объема воды A , превышающего сток маловодного года, обеспеченность которого равна заданной обеспеченности отдачи; объем гарантированной отдачи может приближаться к среднему многолетнему годовому стоку реки V_0 .

При сезонном регулировании стока водохранилище наполняется до НПУ в период высокой водности во все годы, сток которых имеет обеспеченность не более заданной обеспеченности отдачи, а к началу следующего половодья обычно срабатывается до УМО. При многолетнем регулировании стока в водохранилище создаются переходящие от года к году запасы воды; водохранилище наполняется до НПУ и срабатывается до УМО не ежегодно:

19.3.2. Потери воды из водохранилищ

А. Потери воды на испарение. Эти потери являются результатом изменения водного баланса территории, затопляемой при создании водохранилища: испарение с водной поверхности обычно превышает испарение с суши, а осадки, выпадающие на водохранилище, будут полностью превращаться в сток. Однако когда площадь водохранилища составляет весьма незначительную часть площади водосборного бассейна, изменением стока можно пренебречь и определять дополнительные потери воды как разность испарения с водной поверхности и с поверхности суши. Высоту слоев испарения с водной поверхности и с поверхности суши рассчитывают в соответствии с нормативными рекомендациями [21, 29, 31]. При отсутствии

помесячных характеристик метеорологических элементов высоту среднего многолетнего слоя испарения с водной поверхности E_w и с суши E_c можно определять по картам. Дополнительные потери на испарение $E_d = E_w - E_c$ относятся к периоду открытого русла и в первом приближении их можно распределять пропорционально средним месячным температурам воздуха и дефициту влажности. Для большей части территории СССР можно считать, что в июне — сентябре испаряется ежемесячно по 20 % годового слоя, в мае и октябре — по 10 %.

В водохозяйственных расчетах дополнительные потери воды на испарение с поверхности водохранилища определяют как произведение высоты месячного слоя дополнительного испарения на площадь водохранилища, соответствующую среднему за этот месяц уровню воды. На реках с широкой поймой расчетную испаряющую поверхность водохранилища следует уменьшать на площадь водной поверхности, наблюдавшейся в половодные месяцы в естественных условиях.

На предварительных стадиях проектирования или при многовариантном рассмотрении параметров водохранилищ допускается оценивать годовой объем потерь воды на испарение путем умножения высоты годового слоя дополнительного испарения на характерную площадь водного зеркала. При сезонном регулировании стока высоту слоя испарения среднегодового года можно умножать на площадь зеркала при отметке, близкой к НПУ. При многолетнем регулировании высоту среднегодового слоя дополнительного испарения умножают на площадь водохранилища, соответствующую сработке 40 % полезного объема.

При отсутствии гидрометеорологических данных за те конкретные маловодные годы или периоды из нескольких лет, по которым выполняют водохозяйственные расчеты, среднюю за n лет критического маловодного периода высоту слоя дополнительных потерь воды на испарение определяют с учетом уменьшения коэффициента вариации $C_{\text{вп}}$ высоты слоя дополнительного испарения за n лет при увеличении длительности рассматриваемого периода [см. далее формулу (19.29)].

Б. Потери воды на фильтрацию. Потери воды на фильтрацию через дно и борта водохранилища, тело плотины и неплотности затворов водопропускных сооружений гидроузла и неработающих турбин устанавливают на основании специальных расчетов и исследований или на предварительных стадиях проектирования принимают по проектам гидроузлов-аналогов. Потери воды на фильтрацию следует учи-

тывать при определении расхода воды в нижнем бьефе гидроузла.

В. Потери воды на льдообразование. Потери воды на льдообразование, точнее на оседание льда на берега при зимней сработке водохранилища, можно рассчитывать по формуле

$$\Delta V_{\text{л}} = \rho_{\text{от}} h_{\text{л}} (F_{\text{Н}} - F_{\text{К}}), \quad (19.20)$$

где $\rho_{\text{от}}$ — относительная плотность льда ($\sim 0,92$); $h_{\text{л}}$ — средняя толщина льда за период зимней сработки или за рассматриваемый месяц; $F_{\text{Н}}$ и $F_{\text{К}}$ — площадь водохранилища соответственно в начале и в конце периода сработки (или месяца).

Вода, потерянная зимой при оседании льда, возвращается в водохранилище весной при его таянии за одну-две декады половодья [23].

19.3.3. Расчеты

по календарным гидрологическим рядам

Величина и обеспеченность гарантированной отдачи водохранилища при заданном (однозначно или вариантно) регулирующем объеме могут быть установлены на основании водохозяйственных расчетов, выполненных по календарным стоковым рядам или характерным по водности годам. При этом могут использоваться данные многолетних гидрологических наблюдений или искусственные стоковые ряды (см. п. 19.1).

Расчеты по календарным рядам можно выполнять табличным балансовым или графическим способом (с помощью интегральных кривых стока). Расчет по интегральным кривым позволяет определить необходимый регулирующий объем изолированного водохранилища при жестко заданной отдаче. Табличный балансовый способ применим практически без ограничений: он применим и при отдаче, переменной как внутри года, так и в многолетнем разрезе, и в сложных водохозяйственных системах с большим числом водохранилищ и участников водохозяйственного комплекса, включая гидроэлектростанции, когда в процессе водохозяйственных расчетов следует учитывать изменение во времени уровня воды в бьефах подпорного сооружения.

Расчет табличным балансовым способом обычно выполняют по декадам (за половодье или паводковый сезон) и месячным интервалам времени имеющегося многолетнего ряда или его части, включающей критический маловодный период и имеющий статистические параметры (среднее и коэффициент изменчивости), близкие к параметрам стока за весь многолетний период (табл. 19.4).

При сезонном регулировании стока допустимо вести расчет по характерным по водности годам; при этом следует рассматривать

ТАБЛИЦА 19.4. ПРИМЕРНАЯ ФОРМА ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТИ РАСЧЕТА ВОДОХРАНИЛИЩА

Расчетный интервал (месяц, декада)	При-ток, м ³ /с	Потери воды, м ³ /с				Полезный приток, м ³ /с (2)-(6)	Подача воды потребителям, м ³ /с			Расход воды в нижнем бьефе, м ³ /с	
		на испарение	на фильтрацию	на льдооб-разование	всего (3)+ (4)+(5)		на верхнего бьефа	в нижний бьеф	всего (8)+(9)	суммарный	в том числе холостой сброс
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

Продолжение табл. 19.4

Расчетный интервал (месяц, декада)	При-ток, м ³ /с	Сработка и наполнение водохранилища			Уровень водохранилища (у плотины), м		Площадь водохранилища, км ²	
		расход, м ³ /с	частный объем	объем водохранилища на конец интервала	на конец интервала	средний за интервал	на конец интервала	средняя за интервал
1	2	13	14	15	16	17	18	19

* Сверх необходимого для водообеспечения низовых потребителей или для работы турбин гидроэлектростанции.

несколько лет с годовым и месячным стоком, близким к стоку расчетной обеспеченности, чтобы выбрать в качестве расчетного год (или модель) с наиболее неблагоприятным внутригодовым распределением стока.

Табличный расчет многолетнего регулирования стока по ряду должен начинаться и заканчиваться при одинаковом (или близком) уровне и, следовательно, наполнении водохранилища. Для этого предварительно определяют объем воды в водохранилище в конце последнего года расчетного ряда. Такой предварительный расчет проводят начиная с последнего в ряду интервала времени, когда водохранилище наполнено до НПУ, что наблюдается в конце половодья весьма многоводного года или в половине последнего года периода из нескольких среднегодоводных лет.

После установления начального уровня водохранилища расчет регулирования проводят по ходу времени, от интервала к интервалу; отдачу воды принимают в соответствии с наполнением водохранилища в начале интервала и зоной диспетчерского графика (см. далее), определяющей размер водоотдачи на рассматриваемую дату. Отдачу, назначенную в начале интервала, можно корректировать при переходе в конце интервала в другую диспетчерскую зону.

Потери воды из водохранилища принимают соответственно его наполнению в среднем за интервал (или, что менее точно, на начало интервала). В период холостых сбросов потери воды можно не учитывать.

В конце каждого года расчетного ряда следует проводить увязку стока, определять суммарные за год объемы притока, водоотдачи, потерь, сбросов, изменения объема водохранилища.

При расчетах многолетнего регулирования стока в условиях нарастающей или колеблющейся по годам отдачи в ряде случаев становится эффективным применение моделированных рядов стока и других элементов водного баланса (метод Монте-Карло или статистических испытаний). Применение ансамблей моделированных рядов стока позволяет исследовать режим водохранилища для множества возможных реализаций стока (обычно при одном и том же календарном графике отдачи воды). Обобщение результатов расчета по всем реализациям (замоделированным рядам) позволяет оценить условия работы водохранилища в средних гидрометеорологических условиях предстоящего периода, а также вероятные отклонения от средних показателей.

Длительность замоделированных рядов обычно ограничивают несколькими десятиле-

тиями; исследование режима водохозяйственного объекта с большей заблаговременностью утрачивает смысл, поскольку невозможно предвидеть требования к нему, которые сложатся в более отдаленной перспективе.

В хронологический график водопотребления кроме функционально связанной со временем составляющей могут входить также стохастические величины, зависящие от метеорологических условий (испарение с поверхности водохранилища, ирригационное водопотребление и т. п.); при необходимости учета возможных отклонений этих величин от средних значений нужно установить распределение их вероятностей и для каждой реализации стока принимать индивидуальную реализацию стохастической составляющей водопотребления (с учетом корреляции между ней и стоком данного года, если эта корреляция имеется). Для испарения в качестве безусловного может приниматься гамма-распределение.

Число реализаций режима при использовании моделированных рядов в каждом случае назначают индивидуально в зависимости от решаемой задачи и желательной точности результатов. Обычно оказывается достаточным 50—100 реализаций режима; в отдельных случаях их число может достигать несколько тысяч. Критерием достаточности объема выполненных исследований служит устойчивость полученных результатов по повторным сериям расчетов, выполненных по совокупностям несовпадающих между собой реализаций.

19.3.4. Диспетчерские графики

В реальных условиях эксплуатации ни одно водохранилище не работает с постоянной «жестко заданной» отдачей. В крайне маловодных условиях (за пределами расчетной обеспеченности) неизбежно уменьшение отдачи и соответствующее ограничение водопотребления. В многоводных условиях встает задача рационального использования избытков стока. В связи со сказанным водохозяйственные расчеты следует выполнять с учетом правил использования водных ресурсов. Соблюдение этих правил в расчетах по выбору параметров водохранилища и гидроузла обеспечивает также сопоставимость результатов и объективность оценки отдачи.

Порядок использования водных ресурсов водохранилища обычно определяется специальными правилами в виде диспетчерских графиков [9, 19]. Основные задачи диспетчерских графиков: поддержание гарантированной отдачи и смягчение перебоев водоотдачи в крайне маловодных условиях, сокращение холостых сбросов в многоводных условиях.

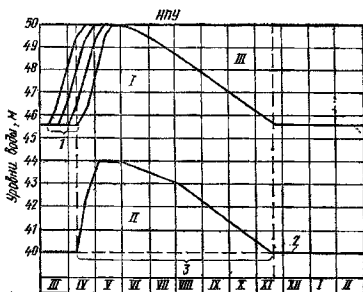


Рис. 19.5. Диспетчерский график работы водохранилища

1 — начало половодья; 2 — уровень наибольшей сработки; 3 — период навигации; I — зона гарантированной отдачи; II — зона ограничения отдачи; III — зона избытков стока

Диспетчерский график строят на основании анализа возможных режимов работы водохранилища в различных гидрологических условиях, откладывая по оси ординат объем (уровень) воды в водохранилище и по оси абсцисс месяцы (декады) года. График включает три основные зоны: зону гарантированной отдачи, зону ограничения отдачи и зону избытков стока (рис. 19.5).

Верхней границей зоны гарантированной отдачи является противоперебойная линия; эта линия включает ветвь сработки, лимитирующую сработку водохранилища в меженный период, и ветвь наполнения, обеспечивающую аккумуляцию запаса воды, необходимого для поддержания гарантированной отдачи. Противоперебойную линию строят против хода времени (ходом назад) применительно к наблюдавшимся в условиях низкой водности — годам, когда обеспеченность стока за межень и за половодье близка к обеспеченности гарантированной отдачи.

Ветвь сработки строят для всех отобранных вариантов низкой межени, начиная с конца последнего интервала перед повышением водности, т. е. с конца каждого из рассматриваемых меженных периодов. Уровни водохранилища рассчитывают на конец каждого интервала времени при заборе из водохранилища гарантированной отдачи с учетом потерь воды. При сезонном регулировании стока водохранилище считают полностью опорожненным к концу межени. При более глубоком регулировании объем водохранилища к концу межени W_m принимают равным разности его полного объема при НПУ и объема стока половодья V_d (обеспеченность которого равна обеспеченности отдачи p) за вычетом отдачи в период половодья A_d :

$$W_M = W_{НПУ} - (V_{П} - A_{П}) = W_{НПУ} - V_{д}, \quad (19.21)$$

здесь $V_{д} = V_{П} - A_{П}$ — диспетчерский объем.

В качестве ветви сработки принимают верхнюю огибающую всех полученных вариантов кривых сработки.

Ветвь наполнения строят также обратно ходу времени, начиная с момента спада половодья, когда приток воды в водохранилище падает до величины гарантированной отдачи. В начале расчета водохранилище принимают наполненным до НПУ и для периода наполнения вычитают расход воды, равный гарантированной отдаче за период половодья. В качестве диспетчерской ветви наполнения противоперебойной линии принимают верхнюю огибающую полученных кривых наполнения. Если можно рассмотреть половодья ранние и поздние, строят несколько ветвей наполнения противоперебойной линии.

Нижняя граница зоны гарантированной отдачи совпадает с линией ограничения и строится аналогично противоперебойной линии (ветвь сработки), причем в качестве начального уровня принимают УМО. Ниже линии ограничения располагается зона ограничения отдачи; линией ограничения может быть несколько. При снижении уровня водохранилища ниже линии ограничения водоотдачу «урезают» до 90, 80 или 70 % гарантированной отдачи. Такое заблаговременное уменьшение водоотдачи по мере исчерпания запаса воды в водохранилище позволяет избежать резкого сокращения отдачи (от гарантированной величины до естественного минимального расхода воды) при полной сработке полезного объема.

Границы зоны ограничения отдачи определяют таким же приемом, как и границы зоны гарантированной отдачи. В этой зоне линии ограничения строят применительно к отдаче, уменьшенной на 10, 20 или 30 % по сравнению с гарантированной. Расчет ведут ходом назад с УМО, начиная с момента, когда приток равен расходу урезанной отдачи.

Зона избытков стока* размещается между противоперебойной и противосбросовой линиями. Последнюю строят применительно к условиям повышенной водности при обеспечении стока половодья в межени, равной $(100-p)$ %, где p — обеспеченность гарантированной отдачи. Противосбросовую линию строят на основании расчета против хода времени при максимально возможной отдаче во-

дохранилища (полная загрузка магистральной гидроканала или тракта переброски, работа гидроэлектростанции полной мощностью и т. п.).

Зону избытков стока можно разделять на подзоны, соответствующие различным избыткам запаса воды в водохранилище сверх необходимого для обеспечения гарантированной отдачи. Эти подзоны разделяют линиями повышенной отдачи, равной 120, 140 или 150 % гарантированной. Построение таких линий аналогично построению противоперебойной линии.

19.3.5. Расчеты по обобщенным параметрам стока

Многообразие возможных сочетаний лет различной водности, которое не отражается расчетом по фактическому гидрологическому ряду (даже большой длительности), может быть учтено обобщенными вероятностными методами расчета многолетнего регулирования стока при использовании в качестве исходных характеристик его статистических параметров. Обобщенные методы расчета зависимости гарантированной отдачи водохранилища от его регулирующего объема разработаны С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем. Следует заметить, что эти методы пока позволяют получать приближенное решение только для сравнительно простых случаев — одиночного водохранилища, работающего на постоянную отдачу.

Наиболее простые и распространенные расчетные приемы предполагают условное деление полезного объема на две составляющие: сезонную и многолетнюю.

Сезонная составляющая объема водохранилища многолетнего регулирования стока предназначена для внутригодового перераспределения стока расчетного года в соответствии с графиком водопотребления. На предварительных стадиях проектирования расчет сезонной составляющей объема $V_{сез}$ выполняют в относительных величинах (долях среднего годового стока) по формуле

$$V_{сез} = \alpha t - m + m \frac{1 - K_{PM}}{K_{PT}} (1 - \alpha), \quad (19.22)$$

где α — коэффициент регулирования стока; t — длительность межени в долях года; m — доля стока межени в годовом стоке среднего года; K_{PM} — модульный коэффициент межениго стока обеспеченностью, равной обеспеченности отдачи; K_{PT} — модульный коэффициент годового стока обеспеченностью, равной обеспеченности отдачи.

Если вариация годового и межениго стока характеризуется близкими коэффициентами $C_{гг}$ и $C_{гм}$, то $K_{PM} \approx K_{PT}$ и формула (19.22) приобретает вид:

$$V_{сез} = \alpha (t - m). \quad (19.23)$$

* Если имеется потребитель нерегулярно подаваемой воды, например гидроэлектростанция, использующая повышенную водность сезона для выработки дополнительной электроэнергии (сверх гарантированной).

Если отдача внутри года неравномерна, например в межений период на 20 % больше, чем в среднем за год, то в произведении αt вводят соответствующую поправку K (в данном случае $K=1,2$):

$$\beta_{\text{сез}} = \alpha (Kt - m). \quad (19.24)$$

При детальном проектировании величину сезонной составляющей объема водохранилища определяют по гидрографам расчетных лет с годовым стоком, равным или близким отдаче брутто, и графику водопотребления, описываемому месячными значениями.

Многолетняя составляющая полезного объема служит для выравнивания за многолетний период годовых объемов стока, чтобы сумма естественного притока с объемом сработки была при заданной обеспеченности не меньше отдачи брутто $A_{\text{бр}}$. Для определения многолетней составляющей объема $\beta_{\text{млн}}$ широко используют номограммы, связывающие ее величину с коэффициентом регулирования стока α и коэффициентом вариации годового стока C_v при заданной обеспеченности отдачи p . Результаты определения многолетней составляющей объема водохранилища зависят от принимаемой математической модели колебаний стока. В прежние годы получали распространение номограммы Я. Ф. Плешкова, отвечающие отсутствию корреляции между стоком смежных лет. В дальнейшем вместо них стали применять номограммы, в которых учитывалась приближенными методами автокорреляция в стоковых рядах (И. В. Гугля и др.).

Координаты номограмм, вычисленные применительно к рекомендованной выше стохастической модели стока, приведены в монографии Д. Я. Ратковича [20]. Номограммы И. В. Гугля приближаются к этим номограммам для рек с модулями стока 1—4 л/(с × км²).

Расчет зависимости гарантированной отдачи водохранилища от его объема проиллюстрируем примером.

Пример 19.1. Требуется установить параметры водохранилища, гарантированной отдачи которого при обеспеченности 90 % составляет 90 млн. м³ в том числе 76,5 млн. м³ в период межени. Средний годовой сток реки равен 126 млн. м³, коэффициент вариации годового и межений стока $C_v=0,5$; модуль годового стока $M=6$ л/(с × км²) (соответственно коэффициент автокорреляции по табл. 19.2 $r_0=0,3$); за период половодья продолжительностью 3 мес проходит 75 % годового стока. Высота годового слоя дополнительного испарения составляет 400 мм. Потери воды на фильтрацию пренебрежимо малы. Площадь и объем водохранилища связываем с уровнем следующим образом:

Уровень, м	43	50	55	60	65	70
Площадь, км ²	0,3	0,7	1,3	2,5	4,0	5,5
Объем, млн. м ³	7,5	32,5	32,5	178	340	578

Мертвый объем водохранилища $W_{\text{МО}}$ определен в 10 млн. м³.

Решение. Сезонную составляющую полезного объема водохранилища при неравномерной внутри года отдаче определяют по формуле (19.24). Коэффициент внутригодовой неравномерности водопотребления равен отношению средней месячной отдачи за 9 мес межени к средней многолетней: $K=76,5/9:90/12=1,13$. Продолжительность межени в долях года $t=9/12=0,75$. Доля межений стока в годовом $m=0,25$. Тогда

$$\beta_{\text{сез}} = \alpha (1,13 \cdot 0,75 - 0,25) = 0,6\alpha.$$

Потребность в воде (90 млн. м³) несколько больше 70 % среднего многолетнего объема стока (126 млн. м³), поэтому следует рассмотреть область регулирования стока с коэффициентом α от 0,5 до 0,9. Расчет удобно вести в табличной форме (табл. 19.5).

ТАБЛ. 19.5. ПРИМЕР ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОТДАЧИ НЕТТО ВОДОХРАНИЛИЩА МНОГОЛЕТНЕГО РЕГУЛИРОВАНИЯ СТОКА

Расчетный элемент	Значения расчетных элементов при коэффициенте регулирования стока α			
	0,6	0,7	0,8	0,9
Отдача брутто $A_{\text{бр}}$, млн. м ³	75,6	88,2	100,8	113,4
$\beta_{\text{сез}}=0,6\alpha$	0,36	0,42	0,48	0,54
$\beta_{\text{млн}}$ (в соответствии с данными работы [20])	0,26	0,52	0,95	1,90
$\beta_{\text{полев}} = \beta_{\text{сез}} + \beta_{\text{млн}}$	0,62	0,94	1,43	2,44
$W_{\text{полев}} = 126\beta_{\text{полев}}$, млн. м ³	78,1	118	180	307
$W_{\text{НПУ}} = W_{\text{полев}} + W_{\text{МО}}$, млн. м ³	88,1	128	190	317
НПУ, м	55,3	57,6	60,6	64,4
$0,6 W_{\text{полев}}$, млн. м ³	46,9	70,8	108	184
$W_{\text{ср}} = 0,6 W_{\text{полев}} + W_{\text{МО}}$, млн. м ³	56,9	80,8	118	194
$z_{\text{ср}} = z_{\text{ср}} (W_{\text{ср}})$, м	52,8	54,8	57,0	60,7
Средняя площадь $F_{\text{ср}} = F_{\text{ср}} (z_{\text{ср}})$, км ²	7,6	12,5	17,7	27,3
Потери на испарение $V_{\text{ис}} = 0,4 F_{\text{ср}}$	3,0	5,0	7,1	10,9
Отдача нетто $A_{\text{нт}} = A_{\text{бр}} - V_{\text{ис}}$, млн. м ³	72,6	83,2	93,6	102,5

Результаты расчета следует представить графически в виде зависимости $A_{\text{нт}} = A_{\text{нт}}(\text{НПУ})$. Из этой зависимости видно, что расчетная потребность в воде 90 млн. м³ может быть удовлетворена при регулировании стока водохранилищем с отметкой НПУ, равной 59,5 м.

В тех случаях, когда регламентируется степень ограничения отдачи в маловодные годы, выходящие по стоку за пределы расчетной обеспеченности, расчеты выполняют для приведенной обеспеченности отдачи $p_{\text{пр}}$. Эта обеспеченность, учитывающая величины нормальной и урезанной отдачи, а также размеры «урезки», может быть определена по приближенной формуле С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля:

$$p_{\text{пр}} = p_{\text{н}} + \frac{A_{\text{п}}}{A_{\text{н}}} (p_{\text{н}} - p_{\text{п}}), \quad (19.25)$$

где $p_{\text{н}}$ — обеспеченность нормальной отдачи $A_{\text{н}}$;

$p_{\text{п}}$ — обеспеченность пониженной отдачи $A_{\text{п}}$.

Так, при обеспеченности нормальной отдачи $p_{\text{н}} = 75\%$ и допустимости урезки ее в

диапазоне 75—95 % на 20 %, т.е. при $A_n = 0,8A_n$, обеспеченность приведенной отдачи составит

$$P_{пр} = 75 + 0,8(95 - 75) = 91\%.$$

19.3.6. Регулирование стока паводков и паводков

Регулирование высокого стока водохранилищами преследует две цели: 1) уменьшение фронта (а значит и стоимости) водосбросных сооружений гидроузла при сохранении его безопасности; 2) сокращение максимальных расходов воды для снижения ущерба от затопления в нижнем бьефе гидроузла.

Сооружения в зависимости от класса следует рассчитывать, согласно СН 435-72, на пропуск максимальных расходов воды паводков и паводков, вероятность превышения которых указана в п. 19.1.

Исходными данными для расчета трансформации паводка (паводка) водохранилищем являются:

- гидрограф притока расчетной вероятности превышения;
- зависимость пропускной способности сооружений гидроузла от уровней воды в его бьефах;
- зависимость объема водохранилища от уровня воды;
- правила пропуска высоких вод через гидроузел.

В зависимости от продолжительности паводка (паводка) и формы его волны расчет выполняют по декадным, пятидневным, суточным или часовым интервалам времени. Расчет начинают с момента, когда приток воды превышает пропускную способность водосбросных сооружений гидроузла при начальном (предпаводном) уровне водохранилища, и заканчивают либо при достижении максимального уровня верхнего бьефа и максимального сбросного расхода воды, либо после возвращения уровня к исходной отметке (обычно НПУ).

Для обеспечения обязательного наполнения водохранилища и для предотвращения частого сброса в нижний бьеф гидроузла очень высоких расходов воды полное раскрытие всех водосбросных отверстий обычно рекомендуется лишь после наполнения водохранилища до отметки НПУ. В отдельных случаях при надежном прогнозе очень высокого притока (близкого к расчетному) допускается использование полной пропускной способности сооружений гидроузла до достижения отметки НПУ: пропуск паводка по так называемой «срезочной» схеме.

При наличии на реке выше проектируемого гидроузла водохранилища, трансформирующего сток паводков и паводков, приток к проектируемому водохранилищу следует определять суммированием сбросных расходов верхнего гидроузла и боковой приточности на участке между гидроузлами с учетом времени добегания.

Расчет пропуска высокого стока через гидроузел, как правило, выполняют табличным балансовым способом от интервала к интервалу по формуле

$$W_i = W_{i-1} + Q_i \Delta t_i - q_i \Delta t_i, \quad (19.26)$$

где W_i — объем воды в водохранилище в конце интервала Δt_i ; W_{i-1} — объем воды в водохранилище в конце предшествующего интервала Δt_{i-1} ; Q_i — средний расход притока за интервал Δt_i ; q_i — средний сбросной расход воды за интервал Δt_i .

Если пропускная способность водосбросных сооружений мало изменяется при изменении уровня верхнего бьефа (дождевые отверстия), расчет можно сразу выполнять за весь период паводка T , когда приточные расходы Q превышают пропускную способность гидроузла q . При этом объем аккумуляции $\Delta W_T = \sum_0^T Q_i \Delta t_i - qT$, просуммированный с начальным объемом водохранилища W_0 , даст наибольшее наполнение водохранилища W_{max} , что позволит определить максимальный уровень верхнего бьефа Z_{max} .

В случаях когда пропускная способность водосбросных сооружений сильно изменяется при изменении уровня верхнего бьефа (поверхностный водослив), расчет следует выполнять по малым интервалам времени (сутки, часы). При этом наибольшую трудность представляет определение (подбором) среднего за расчетный интервал Δt_i сбросного расхода воды q_i , равного полусумме сбросных расходов воды в конце $(i-1)$ -го и i -го интервалов времени. На предварительных стадиях проектирования при рассмотрении множества вариантов размещения гидроузлов и их параметров допускается применение формулы Д. И. Кочерина:

$$q_{max} = Q_{max}(1 - W_{ф}/V_{пав}), \quad (19.27)$$

где q_{max} — максимальный сбросной расход; Q_{max} — максимальный расход притока; $W_{ф}$ — объем притыки форсировки; $V_{пав}$ — объем паводка (паводка).

При детальном проектировании рекомендуется графоаналитический прием М. В. Потапова и Я. Д. Гильденблата, позволяющий без подбора получить достаточно точное решение в честь уменьшения пропускной способности водосбросных сооружений, например водосливной плотины, при изменении уровня верх-

него бьефа гидроузла. Для графоаналитического расчета используют зависимости: $W = W(z_{об})$; $q = q(z_{об})$ и строят вспомогательный график

$$q = q(W + 0,5q\Delta t).$$

Расчет проводят табличным способом от интервала к интервалу по формуле

$$W_i + 0,5q_i \Delta t_i = Q_i \Delta t_i + (W_{i-1} + 0,5q_{i-1} \Delta t_i) - q_{i-1} \Delta t_i, \quad (19.28)$$

где W_i и q_i — соответственно объем воды в водохранилище и пропускная способность гидроузла на конце i -го интервала времени; Q_i — средний расход притока за расчетный интервал Δt_i .

Максимальный сбросной расход q_{max} соответствует наибольшему в расчете значению вспомогательной величины $(W + 0,5q\Delta t)$.

По значению q_{max} определяют максимальный уровень водохранилища z_{max} .

19.3.7. Начальное наполнение водохранилищ

Сроки начального наполнения водохранилища зависят от соотношения его объема, объема речного стока и потребностей народного хозяйства в воде в этот период. Длительность начального наполнения в зависимости от объема водохранилища и ожидаемых гидрологических условий может измеряться днями, месяцами или годами.

Расчеты начального наполнения водохранилища выполняют для установления необходимой интенсивности наращивания подпорных сооружений в многоводных условиях, а также для определения показателей объекта в период наполнения и сроков его ввода в нормальную эксплуатацию (применительно к условиям средней и пониженной водности).

Приток в водохранилище в период его начального наполнения либо принимают таким же, как в характерные по водности годы и периоды в прошлом, либо моделируют применительно к серии лет различной обеспеченности. При этом коэффициент вариации суммарного стока периода из n лет $C_{vн}$ определяют из формулы

$$\frac{C_{vн}}{C_v} = \frac{1}{\sqrt{n}} \times \sqrt{1 + \frac{2}{n} \frac{r}{1-r} \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right)}, \quad (19.29)$$

где $C_{vн}$ — коэффициент вариации годового стока; r — коэффициент корреляции между стоком смежных лет, принимаемый по табл. 19.2.

Отвечающие этой формуле значения $C_{vн}/C_v$ при различных значениях n и r приведены в табл. 19.6.

ТАБЛИЦА 19.6. ЗНАЧЕНИЯ $C_{vн}/C_v$

Число лет n	Значения $C_{vн}/C_v$ при r					
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
2	0,707	0,742	0,774	0,806	0,836	0,866
3	0,577	0,617	0,656	0,697	0,730	0,761
4	0,500	0,538	0,580	0,623	0,670	0,718
5	0,447	0,484	0,524	0,568	0,615	0,667
6	0,408	0,444	0,482	0,524	0,572	0,625
8	0,354	0,386	0,422	0,462	0,508	0,560
10	0,316	0,346	0,379	0,416	0,459	0,509
15	0,258	0,283	0,311	0,344	0,381	0,426
20	0,224	0,246	0,271	0,300	0,334	0,376

Объемы годового стока V_i за годы предстоящего периода заданной обеспеченности ($p=90, 75, \text{ или } 5, 10 \%$) определяют по выражению:

$$V_i = V_{p,n} n - V_{p,n-1} (n-1), \quad (19.30)$$

где $V_{p,n}$ и $V_{p,n-1}$ — средний многолетний сток обеспеченности p за период соответственно из n и $n-1$ лет.

Пример 19.2. Определить годовые объемы притока воды 90 %-ной обеспеченности в водохранилище при среднем многолетнем стоке реки 126 млн. м³, коэффициенте вариации $C_v=0,5$ и коэффициенте автокорреляции $r=0,3$.

Решение. Расчет дан в табличной форме (табл. 19.7).

ТАБЛИЦА 19.7. ПРИМЕР ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГОДОВЫХ ОБЪЕМОВ ПРИТОКА ВОДЫ

Год наполнения	C_v притока за период	Средний многолетний приток обеспеченностью 90 % за период		Суммарный приток за период, млн. м ³	Приток в данном году наполнения, млн. м ³
		млн. м ³	млн. м ³		
1-й	0,500	0,436	55	55	55
2-й	0,403	0,530	67	134	79
3-й	0,348	0,588	74	222	88
4-й	0,312	0,627	79	316	94
5-й	0,284	0,658	83	416	99
6-й	0,262	0,682	86	516	101

Внутригодовое распределение стока можно принимать постоянным — типовым для мало-водных, средних и многоводных лет в зависимости от принимаемой водности предстоящего периода.

Наполнение водохранилища ведется за счет избытков притока над водопотреблением, потерями воды из водохранилища и пусками в нижний бьеф гидроузла.

В начале наполнения водохранилища пуски из него допустимо ограничить величиной минимального естественного расхода воды или потребностью в воде, покрывавшейся с заданной надежностью до постройки гидроузла. По мере увеличения запаса воды в водохранилище забор воды из него может увеличиваться, приближаясь к величине проектной отдаче.

19.4. Занление водохранилища и вызываемые им деформации русла в нижних бьефах гидростов

В процессе занления водохранилища кривая подпора повышается и распространяется вверх по течению; в пределах подпорного бьефа образуется уклон, обеспечивающий скорости течения, достаточные для перемещения наносов.

На равнинных реках сток влекомых наносов обычно составляет несколько процентов от стока взвешенных, и лишь для небольших водохранилищ горных рек влекомые наносы представляют реальную угрозу занесения.

По развитию процесса занления можно выделить три зоны водохранилища:

- 1) верхнюю, где режим потока изменяется мало и отложения наносов невелики;
- 2) среднюю, где гидравлические условия сильно изменены подпором и где выпадает основная масса песчаных наносов;
- 3) нижнюю, озерную, куда попадают только илесто-глинистые фракции, формирующие отложения, подобные озерным.

В процессе занления границы указанных зон смещаются вниз по течению. В то же время повышенные кривой подпора сопровождается отложением наносов вверх по течению на участках реки, первоначально находившихся вне подпора.

При малых уклонах реки положение места выклинивания подпора меняется в широких пределах и наносы одновременно осаждаются на большой длине, не создавая концентрированных отложений. При больших уклонах реки ниже места выклинивания кривой подпора отложения образуют своего рода бар, постепенно распространяющийся в основном вниз по течению. В этих случаях руслоформирующим материалом в бытовых условиях часто является не песок, перемещаемый во взвешенном состоянии, а влекомая по дну галька. На мелких водохранилищах (прудах) наблюдается отложение илстых наносов сразу по всей площади. Процесс занления водохранилища, таким образом, отличается специфическими особенностями и требует глубокого анализа в каждом конкретном случае.

В результате занления водохранилища уменьшается его эффективность как регулятора стока (вследствие уменьшения полезного объема) и происходит дополнительное затопление земель в процессе повышения кривой подпора. В связи с этим при проектировании следует определить ход этих процессов во времени.

Сначала осуществляют ориентировочную

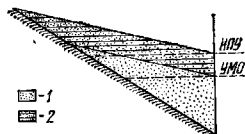


Рис. 19.6. Схема занления водохранилища
1 — объем первого периода занления; 2 — объем второго периода занления

оценку срока занления T , годы, без учета частичного выноса наносов в нижний бьеф:

$$T = \frac{W}{G/\rho_{отл}}, \quad (19.31)$$

где W — объем водохранилища, млн. м³; G — средний многолетний сток наносов, млн. т/год; $\rho_{отл}$ — плотность отложений, принимаемая равной 0,4—0,6 т/м³ для илстых, 1,0—1,2 т/м³ для песчано-илстых, 1,5 т/м³ для песчаных наносов.

Если ориентировочный срок занления оказывается большим (более 300—500 лет), расчет на этом заканчивают и влияние занления водохранилища на его регулируюшую способность и положение кривой подпора во внимание не принимают. При меньших сроках занления ход его во времени подлежит расчету.

I этап уточнений. Процесс занления водохранилища условно разделяют на два периода (рис. 19.6):

- 1) в подпорном бьефе формируется тело занления с продольным уклоном, обеспечивающим транзит руслоформирующих фракций наносов, и отметкой у плотины на уровне наибольшей сработки водохранилища;
- 2) тело занления имеет у плотины отметку, равную отметке НПУ.

В конце каждого из этих периодов в теле занления формируется русло, отвечающее среднеполоводному расходу воды Q_0 , шириной B и глубиной h_{cp} со следующими соотношениями между параметрами потока:

$$Q_0 = vBh_{cp}; \quad \frac{\sqrt{B}}{h_{cp}} = \Gamma; \quad v = C\sqrt{h_{cp} I};$$

$$C = \frac{1}{n} h_{cp}^y, \quad (19.32)$$

где $\Gamma=4.5$ — коэффициент морфологической зависимости, м^{-0,5}; I — продольный уклон водотока в теле занления; n — коэффициент шероховатости; y — показатель степени (см. табл. 3.3).

При этих условиях должно обеспечиваться транспортирование поступающих сверху наносов со среднеполоводной мутностью ρ_0 (бытовое значение), зависимость которой от скорости течения должна отвечать формуле (19.17) — верхней огибающей зависимости мутности от скорости течения (предел, предшествующий выпадению наносов). Совместное

решение уравнений (19.17) и (19.32) дает уклон русла, которое должно сформироваться в теле заилнения:

$$I = n^2 \left(\frac{R_0}{\alpha^n} \right)^{\frac{2}{3}} - \frac{1}{5} \left(\frac{1}{6} + y \right) \times \left(\frac{G^2}{Q_0} \right)^{\frac{3}{5}} \left(\frac{1}{6} + y \right), \quad (19.33)$$

где все величины имеют линейную размерность (м).

Соответствующий объем призма заилнения $W_{отл}$ подсчитывают по топографическим характеристикам водохранилища, а период ее образования — по формуле (19.31) при подстановке в нее $W = W_{отл}$ и $G = G_{отл}$ (здесь $G_{отл}$ — сток наносов, задерживаемых в водохранилище, принимаемый как среднее в начале рассматриваемого периода). В начале первого расчетного периода осветление воды в водохранилище можно полагать полным; в конце первого — начале второго периода принимают, что аккумуляция наносов происходит лишь при стоянии уровня воды на высоких отметках, близких к отметке НПУ; в конце второго периода считают, что отложение наносов в водохранилище прекращается. Окончательное положение кривой подпора определяют в соответствии с уклоном нового русла, формирующегося в теле заилнения [формула (19.33)].

II этап уточнений. Если по данным такого расчета оказывается, что заметное сокращение полезного объема водохранилища происходит за несколько десятилетий, возникает необходимость в подробном расчете хода заилнения. Эффективным аппаратом исследования процессов заилнения является метод баланса наносов, особенно в случаях относительно небольшой сработки водохранилищ в процессе эксплуатации. Принципиальная схема расчета по Д. Я. Ратковичу и Н. В. Рословой такова:

а) по материалам натурных наблюдений устанавливают очертаения верхней и нижней отгибающих зависимости мутности руслоформирующих фракций от величины $v/\sqrt{h_{ср}}$ при отсутствии таких материалов можно пользоваться обобщенными зависимостями (19.18) и (19.18а). Если нижний предел руслоформирующих фракций $d_0 > 0,01$ мм, то по этим же зависимостям можно определить искомые связи для фракций от d_0 до 0,01 мм и с их помощью получить суммарные связи между содержанием в потоке всех наносов крупнее 0,01 мм и его гидравлическими элементами;

б) делят подпорный бьеф на расчетные участки длиной, примерно равной удвоенной

ширине зеркала воды при стоянии уровня на отметке НПУ;

в) осуществляют схематизацию расчетного стокowego ряда: каждый год делят на несколько расчетных интервалов времени (межень — один интервал и половодье — два-три интервала); для каждого интервала по материалам натурных наблюдений определяют нивелирующую мутность руслоформирующих фракций наносов ρ_0 ;

г) выполняют расчет кривой подпора для первого расчетного интервала времени Δt_1 , сут, с расходом Q_1 при известном уровне воды у плотины z_1 и вычисляют скорости течения на границах расчетных участков;

д) выполняют расчет деформаций русла (определение высоты размыва или отложений) в м на первом расчетном участке (от места выклинивания подпора) для первого расчетного интервала времени:

$$\Delta h = \eta \frac{|\rho_{вх} - \rho_{вых}| Q_1 \Delta t_1}{b_1 l_1 \rho_{отл}}, \quad (19.34)$$

где $\eta = 0,086$ — коэффициент, учитывающий соотношения единиц величин, входящих в данную формулу; $\rho_{вх}$ и $\rho_{вых}$ — мутность руслоформирующих фракций соответственно на входе на расчетный участок и выходе с него, г/м³; $\rho_{отл}$ принимают в соответствии с п. «в»; для первого участка всегда $\rho_{вх} = \rho_0$; $\rho_{вых}$ устанавливают с использованием зависимости п. «а»; предварительно определяют два значения мутности: отвечающее верхней отгибающей ρ' и отвечающее нижней отгибающей ρ'' ; если оказываются, что $\rho' < \rho_{вх} < \rho''$, то деформации на участке отсутствуют и $\rho_{вых} = \rho_{вх}$; если $\rho_{вх} > \rho''$, то $\rho_{вых} = \rho''$ и на участке будет происходить отложение наносов высотой Δh ; если $\rho_{вх} < \rho'$, то $\rho_{вых} = \rho'$ и на участке будет наблюдаться размыв высотой Δh ; b_1 и l_1 — соответственно средняя ширина и длина первого расчетного участка, м; $\rho_{отл}$ — плотность отложений, т/м³;

е) аналогичным способом выполняют расчет деформаций русла на втором (нижележащем) участке за время Δt_1 , принимая мутность на входе равной мутности воды, выходящей с первого участка, и т. д. для всех расчетных участков;

ж) выполняют расчет кривой подпора для второго расчетного интервала времени Δt_2 , сут, с расходом воды Q_2 при заданном уровне у плотины z_2 с учетом происшедших деформаций русла и вычисляют скорости течения на границах расчетных участков;

з) начиная от створа, где скорость течения снижается до 0,1 м/с, следует принимать во внимание отложение частиц диаметром менее 0,01 м; в первом приближении для рек с не очень большими уклонами можно принимать, что в пределах зоны водохранилища со скоростями течения менее 0,1 м/с происходит равномерное выпадение всех этих частиц наносов;

и) выполняют расчет деформаций русла для интервала времени Δt_2 и т. д.

Балансовый метод расчета заиления водохранилища для всех расчетных сроков характеризует изменения как полезного объема, так и положения кривой подпора с учетом влияния на ее очертание приемы заиления.

Сброс осветленной воды в нижний бьеф водохранилища сопровождается общими размывами русла в результате насыщения потока наносами. Эти размывы постепенно распространяются вниз по течению; происходит снижение кривой свободной поверхности в нижнем бьефе подпорного сооружения. Именно это явление представляет основной практический интерес: увеличивается напор, что уменьшает устойчивость сооружения, но несколько увеличивает выработку энергии на гидроэлектростанции; возникает угроза отгона прыжка из-за уменьшения глубины на рсберме; могут возникать затруднения в работе водозаборных сооружений; снижается глубина на королях шлюзов.

По мере заиления водохранилища трайзит наносов в нижний бьеф постепенно восстанавливается и ложбина обших размывов начинает зарастать. При этом если из водохранилища забирается значительная часть стока воды, транспортирующая способность в нижнем бьефе оказывается недостаточной для транзита сбрасываемых через напорный фронт наносов и в нижнем бьефе начинается повышение дна русла с соответствующими повышениями уровня воды. Процесс этот идет особенно интенсивно при отстое забираемой из водохранилища воды и промывке отстойников в нижний бьеф.

Расчеты объема деформаций русла в нижнем бьефе выполняют методом баланса наносов аналогично расчету заиления водохранилищ. Но при этом учитывают возможность ограничения размывов по геологическим причинам (обнажение неразмываемых пород, образование естественной самоотстойки).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абольянц С. X. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах. Л., Гидрометеоиздат, 1981.
2. Барышников Н. В. Речные поймы. Л., Гидрометеоиздат, 1978.
3. Большев Л. Н., Смирнов Е. В. Таблицы математической статистики. М., Наука, 1965.
4. Гидрологические основы гидроэнергетики/А. Ш. Резниковский, А. Ю. Александровский, В. Б. Агурин и др. М., Энергия, 1975.
5. Железняков Г. В. Гидрология и гидрометрия. М., Высш. школа, 1981.
6. Железняков Г. В. Гидрометрия. М., Колос, 1972.
7. Караушев А. В. Теория и методы расчета речных наносов. Л., Гидрометеоиздат, 1977.
8. Картавишвили Н. А. Стохастическая гидрология. Л., Гидрометеоиздат, 1981.
9. Крицкий С. Н., Менкель М. Ф. Гидрологические основы управления водохозяйственными системами. М., Наука, 1982.
10. Крицкий С. Н., Менкель М. Ф. Гидрологические основы управления речным стоком. М., Наука, 1981.
11. Лапшевков В. С. Прогнозирование русловых деформаций в бьефах речных гидротузлов. Л., Гидрометеоиздат, 1979.
12. Лучшева А. А. Практическая гидрология. Л., Гидрометеоиздат, 1976.
13. Лучшева А. А. Практическая гидрометрия. Л., Гидрометеоиздат, 1972.
14. Марусенко Я. И. Влияние ледовых образований на гидравлические соотношения потоков рек и каналов. Львов, Вища школа, 1981.
15. Методические указания по расчетам внутригодового распределения стока при строительном проектировании. Л., Гидрометеоиздат, 1970.
16. Музылев С. В., Привалский В. Е., Ратков

- вич Д. Я. Стохастические модели в инженерной гидрологии. М., Наука, 1982.
17. Наставление гидрометеорологическим станциям и постам. Вып. 6, ч. 1. Л., Гидрометеоиздат, 1978.
18. Перевозчиков В. Ф. Расчеты максимального стока при проектировании дорожных сооружений. М., Транспорт, 1975.
19. Плевников Я. Ф. Регулирование речного стока. Л., Гидрометеоиздат, 1972.
20. Раткович Д. Я. Многолетние колебания речного стока. Л., Гидрометеоиздат, 1976.
21. Рекомендации по расчету испарения с поверхности суши. Л., Гидрометеоиздат, 1976.
22. Рождественский А. В. Оценка точности кривых распределения гидрологических характеристик. Л., Гидрометеоиздат, 1971.
23. Росинский К. И. Термический режим водохранилищ. М., Наука, 1975.
24. Руководство по определению расчетных гидрологических характеристик. Л., Гидрометеоиздат, 1973.
25. Свианидзе Г. Г. Математическое моделирование гидрологических рядов. Л., Гидрометеоиздат, 1977.
26. Сток наносов, его изучение и географическое распределение/Под ред. А. В. Караушева. Л., Гидрометеоиздат, 1977.
27. Указания по определению расчетных гидрологических характеристик. СН 435-72. Л., Гидрометеоиздат, 1972.
28. Указания по расчету заиления водохранилищ при строительном проектировании. Л., Гидрометеоиздат, 1973.
29. Указания по расчету испарения с поверхности водоемов. Л., Гидрометеоиздат, 1969.
30. Указания по расчету стока наносов. ВСН 01-73. Л., Гидрометеоиздат, 1974.
31. Указания по термическому расчету водохранилищ. Л., Энергия, 1969.

ГЛАВА 20. ИНЖЕНЕРНАЯ ЗАЩИТА ТЕРРИТОРИИ ОТ ЗАТОПЛЕНИЯ И ПОДТОПЛЕНИЯ

20.1. Общие замечания

Создание водохранилищ на реках, особенно равнинных, вызывает обычно значительное затопление и подтопление территорий, в том

числе и весьма ценных для народного хозяйства, которыми являются территории крупных населенных пунктов, промышленных предприятий, железных и автомобильных дорог, плодородных сельскохозяйственных земель и т. п.

Это обуславливает необходимость в каждом случае проектирования таких водохранилищ решать сложный комплекс вопросов, связанных с инженерной защитой территорий от затопления и подтопления, переносом отдельных объектов на новые места [1, 2, 6].

Затраты на инженерную защиту прибрежных территорий бывают весьма значительными, поэтому выбору схемы защиты и конструкций защитных сооружений должно уделяться большое внимание.

Далее дается краткое изложение основных вопросов проектирования мероприятий по инженерной защите территорий от затопления и подтопления. При этом под затопляемыми территориями будут пониматься прибрежные участки водохранилищ, постоянно или временно покрытые слоем воды, а под подтапливаемыми — прибрежные участки с таким повышением уровня грунтовых вод в результате подпора от водохранилища, при котором становится невозможным или затруднительным их хозяйственное использование.

20.2. Защита территорий от затопления

20.2.1. Основные схемы обвалования

Защита территорий от затопления осуществляется путем устройства дамб обвалования, ограждающих эту территорию со стороны водохранилища на всем протяжении пониженных отметок ее естественной поверхности. Общую схему обвалования территорий выбирают на основании технико-экономических проработок возможных вариантов с учетом естественных условий местности и важности рассматриваемого объекта в хозяйственном и культурном отношении.

В практике строительства защитных сооружений в зонах крупных водохранилищ получили применение в основном две характерные схемы обвалования: 1) схема общего обвалования; 2) схема обвалования по участкам [6].

Схема общего обвалования характеризуется устройством одной дамбы обвалования, ограждающей всю защищаемую территорию от водохранилища. Такая дамба может быть непрерывной и прерывистой, если по ее трассе имеются отдельные повышения рельефа. Схему общего обвалования применяют в основном при отсутствии на защищаемой территории водотоков (рис. 20.1, а), а также если сток водотоков невелик и имеется техническая возможность и целесообразность его принудительной переброски в водохранилище либо с помощью насосной станции (рис. 20.1, б),

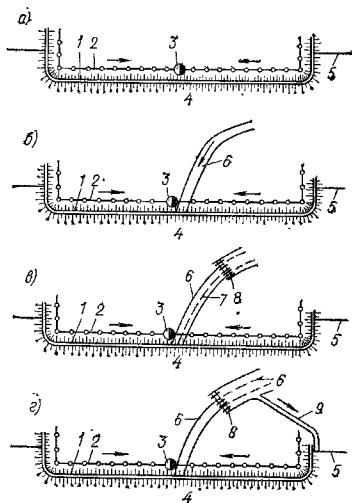


Рис. 20.1. Схемы общего обвалования защищаемой территории

а — при отсутствии на ней водотоков; б — при перекачке стока водотока насосной станцией в водохранилище; в — при переброске стока водотока самотеком по напорному трубопроводу; г — то же, по открытому каналу; 1 — дамба обвалования; 2 — дренаж; 3 — насосная станция; 4 — водохранилище; 5 — урез воды; 6 — водоток; 7 — напорный трубопровод; 8 — плотина; 9 — отводящий канал

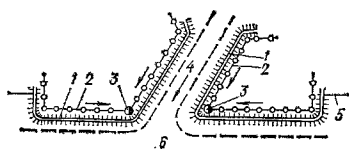


Рис. 20.2. Схема обвалования защищаемой территории по участкам

1 — дамба обвалования; 2 — дренаж; 3 — насосная станция; 4 — река; 5 — урез воды; 6 — водохранилище

либо по напорному трубопроводу, укладываемому вдоль водотока (рис. 20.1, в), либо по отводящему каналу, идущему в обход защищаемой территории (рис. 20.1, г).

Схема обвалования по участкам (рис. 20.2) характерна для территорий, пересекаемых большими реками, перекачка которых экономически нецелесообразна. Существенным недостатком этой схемы является большая протяженность дамб обвалования и необходимость строительства на каждом участке защиты независимых дренажных систем и насосных станций.

20.2.2. Типы и конструкции дамб обвалования

По условиям работы и назначению различают незатопляемые и затопляемые дамбы обвалования.

Незатопляемые дамбы применяют для постоянной защиты от затопления территорий, прилегающих к водохранилищам. Недопустимы перелив воды через их гребень при любых высоких уровнях половодий и аварии таких дамб, так как они могут приводить к человеческим жертвам и значительным потерям материальных ценностей.

Затопляемые дамбы предназначают в основном для временной защиты от затопления сельскохозяйственных земель в периоды выращивания на них сельскохозяйственных культур при поддержании в водохранилище НПУ. В периоды же половодий такие дамбы затопляются вместе с защищаемыми ими территориями, обеспечивая тем самым поддержание на них естественных условий затопления, имевшихся до создания водохранилища. Затопляемые дамбы устраивают обычно в хвостовой части водохранилищ, где возможно значительное повышение уровня воды в половодье. Применение затопляемых дамб в этих условиях нередко позволяет существенно уменьшать объемы работ по обвалованию, а следовательно, и стоимость защитных сооружений. При небольших превышениях уровней половодий над НПУ водохранилища применение затопляемых дамб целесообразно.

В конструктивном отношении незатопляемые и затопляемые дамбы различаются незначительно, в основном наличием у последних крепления также на низовом откосе и гребне. На выбор их конструкции оказывают существенное влияние инженерно-геологические условия в основании, высота дамб, напор на них, метод их возведения, а также условия работы. К дамбам, предназначенным для постоянной работы под напором, следует предъявлять большие требования, чем к дамбам, обеспечивающим защиту территорий лишь от временного затопления.

В поперечном сечении защитные дамбы обычно имеют трапециевидную форму, мало отличающуюся от профиля земляных плотин. Очертания верхового и низового откосов этих дамб определяются конструктивными соображениями и их устойчивостью, диктуемыми требованиями СНиП II-53-73 [11].

Наиболее типичные профили незатопляемых дамб из однородного грунта показаны на рис. 20.3. Первый из этих профилей, имеющий правильную трапециевидную форму (рис. 20.3, а), рекомендуется при относитель-

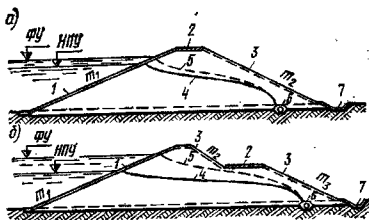


Рис. 20.3. Схематические профили незатопляемых дамб обвалования

а — нормально-обжитый; б — распластанный; 1 — защитное покрытие; 2 — одежда дороги; 3 — одерновка или посев травы; 4 — кривая депрессии при НПУ; 5 — кривая депрессии в половодье; 6 — трубчатый дренаж; 7 — ковет

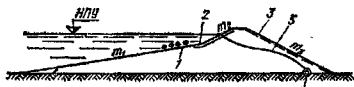


Рис. 20.4. Незатопляемая дамба с легким креплением верхового откоса

1 — посадка кустарника; 2 — гравийное покрытие или сплошная одерновка; 3 — одерновка в клетку; 4 — трубчатый дренаж; 5 — кривая депрессии

но постоянному напору в небольших повышениях уровня воды в водохранилище в период половодья (1,0—1,5 м). Второй, распластанный трапециевидный профиль дамбы с широкой бермой на низовом откосе (рис. 20.3, б), более целесообразен при значительных подъемах уровня воды в водохранилище над НПУ в период половодья (2,0 м и более). Дамбы распластанного профиля в указанных условиях позволяют уменьшать объем насыпи или при том же ее объеме уширять тело дамбы в нижней рабочей части и тем удалять береговую дрена на большее расстояние от водохранилища, а следовательно, и уменьшать приток в нее фильтрационной воды из водохранилища. В дамба этого профиля уширенную берму располагают на отметке, превышающей НПУ водохранилища не менее чем на 0,5 м.

Незатопляемым дамбам иногда придают распластанный профиль путем уложения их верхового откоса (рис. 20.4). Такое уложение допускается лишь в намынных дамбах с целью облегчения или исключения крепления их верхового откоса. Целесообразность отказа от крепления путем увеличения пологости откоса (до 1:20, 1:50) в каждом случае требует надлежащего технико-экономического обоснования.

Ширину гребня незатопляемых дамб принимают в зависимости от категории прокла-

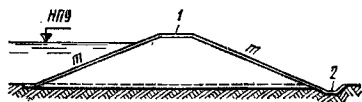


Рис. 20.5. Схематический профиль затопляемой дамбы обвалования

1 — защитное покрытие откосов и гребня; 2 — кювет

дываемой дороги, но не менее 3—4 м, что необходимо для служебного проезда по ним в процессе эксплуатации и для выполнения ремонтных работ. Гребень таких дамб должен иметь надежное защитное покрытие и соответствующие устройства для организованного сбора и отвода поверхностных вод. Ширина гребня дамб распластанного профиля при расположении проезжей дороги на широкой берме низового откоса (см. рис. 20.3, б) может быть уменьшена до 2—2,5 м.

Отметку гребня незатопляемых дамб выбирают как и для земляных плотин в соответствии с нормативными документами в зависимости от колебания уровня воды в водохранилище, высоты волны, ветрового нагона и класса дамбы.

Поперечный профиль затопляемых дамб обычно имеет правильную трапециевидную форму с одинаковым заложением обоих откосов (рис. 20.5). Отличительной особенностью этих дамб является малое превышение их гребня над НПУ водохранилища и наличие на поверхности не только верхового, но и низового откосов и гребня сплошного покрытия, защищающего тело сооружения от размыва при переливе. Крепление гребня и низового откоса производят с учетом заполнения водой затопляемой территории (т.е. в зависимости от скорости перелива воды через гребень дамбы на затопляемую территорию).

В качестве защитных одежд для дамб применяют обычно каменное, железобетонное или асфальтовое покрытие, по конструкции практически ничем не отличающиеся от аналогичных одежд, применяемых для земляных плотин (см. гл. 8).

Для понижения депрессионной поверхности фильтрационного потока в теле защитных дамб и исключения возможности высачивания воды на откос выполняют дренажные устройства того или иного типа (рис. 20.6). В дамбах на непроницаемом основании они анало-

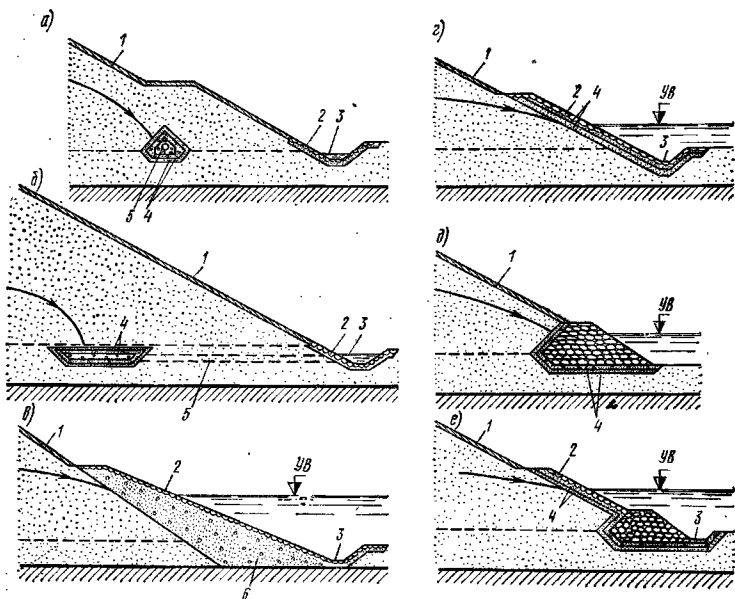


Рис. 20.6. Основные типы дренажа дамбы обвалования

а — трубчатый; б — тюфячный; в — наклонный в виде пригрузки; г — наклонный слойный; д — с каменной призмой; е — комбинированный; 1 — одерновка; 2 — мощение; 3 — кювет; 4 — обратный фильтр; 5 — дренажная труба; 6 — пригрузка из крупного песка

гичны дренажным устройствам земляных плотин (см. гл. 4). В условиях пронизаемого основания для дренирования тела дамб устраивают также дренаж на защищаемой территории вблизи подошвы низового откоса сооружения.

По способу возведения дамбы делят на два основных типа: 1) укатанные — возводимые путем послойной отсыпки грунта с уплотнением слоев механизмами; 2) намывные — когда разработку, транспортировку и укладку грунта в сооружение осуществляют с помощью воды, т. е. методами гидромеханизации. Способ возведения дамб выбирают на основании технико-экономических расчетов с учетом их протяженности, наличия местных материалов, строительного оборудования, сроков выполнения работ и т. п.

Для дамб может быть использован практически любой грунт — от торфяника до жирных глин (за исключением пылеватых мельчайших песков) как из выемок дренажных канав, устраиваемых обычно вдоль дамб, так и из карьеров, намечаемых по их трассе в зоне затопляемой береговой полосы. Для намывных дамб применяют преимущественно песчаный грунт.

Качество основания для дамб высотой до 5—8 м не имеет существенного значения, за исключением случаев залегания под сооружением мощных торфяников и разжиженных глинистых отложений, возможность строительства на которых в каждом случае подлежит специальному рассмотрению. Для дамб высотой более 10 м требуется такое же изучение основания, как и для земляных плотин (см. гл. 2).

Расчеты фильтрации в дамбах обвалования и устойчивости их откосов проводят методами, применяемыми для расчета земляных плотин (см. гл. 4).

20.2.3. Искусственное повышение поверхности территорий

Защита территорий от затопления и подтопления в ряде случаев может осуществляться путем искусственного повышения их поверхности, достигаемого намывом или насыпкой грунта. Этот метод защиты требует обычно большого объема земляных работ и поэтому применяется в основном на ограниченных по площади территориях при сравнительно небольшом слое подсыпки.

Искусственное повышение поверхности территории проводят главным образом на незастроенных землях, примыкающих к промышленным предприятиям, городам и крупным

поселкам, в целях получения необходимых площадей для их расширения. Этот метод применим также для ликвидации мелководий при общесанитарном оздоровлении района расположения водохранилища.

При выполнении работ по искусственному повышению поверхности территорий следует принимать меры, обеспечивающие необходимое заглубление уровня грунтовых вод на намытых территориях в процессе их нормальной эксплуатации. В необходимых случаях для этой цели создают разветвленную дренажную сеть.

20.3. Отвод поверхностных вод с защищаемой территории

20.3.1. Схемы и конструкции водоотводных устройств

На территориях, защищаемых от затопления, поверхностный сток формируется обычно как атмосферными осадками, выпадающими непосредственно на этих территориях, так и водами, поступающими на них извне по сложившейся сети естественных водотоков.

Задачей организации поверхностного стока на таких территориях является: а) исключение возможности поступления на них поверхностных вод со стороны водораздела; б) создание водосточной сети на самой территории, обеспечивающей сбор и подвод поверхностных вод к насосным станциям для их перекачки в водохранилище.

Для исключения возможности поступления вод поверхностного стока на защищаемую территорию со стороны водораздела устраивают нагорные канавы, а в необходимых случаях и водоемы, перехватывающие сток отдельных водотоков (рис. 20.7).

Нагорные канавы располагают обычно вдоль границы защищаемой территории. Размеры таких канав определяются пропускаемым расходом, а их очертание — топографическими условиями и характером грунта на трассе.

Форма поперечного сечения нагорных канав может быть трапециевидной (рис. 20.8, а) и прямоугольной (рис. 20.8, б). Трапециевидная форма поперечного сечения канав наиболее целесообразна в рыхлых грунтах, требующих определенной пологости откосов для обеспечения их устойчивости. Нагорные канавы этой формы в зависимости от характера грунта, в котором их прокладывают, и скорости течения воды в них устраивают либо без облицовки, либо с облицовкой в виде каменного или сборного железобетонного покрытия. Нагорные канавы прямоугольной формы уст-

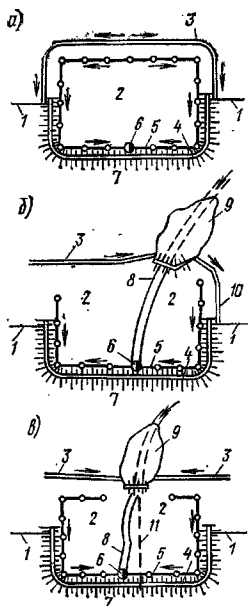


Рис. 20.7. Схемы перехвата и отвода поверхностных вод с территории, защищаемой от затопления

а — при перекачке всего стока насосной станцией; б — при устройстве регулирующей емкости и сброса водотока самотеком по открытому каналу; в — то же, по напорному трубопроводу; 1 — урез воды; 2 — защищаемая территория; 3 — напорная канава; 4 — дамба обвалования; 5 — дренаж; 6 — насосная станция; 7 — водохранилище; 8 — водоток; 9 — регулирующая емкость; 10 — отводной канал; 11 — напорный трубопровод

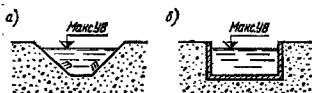


Рис. 20.8. Формы поперечного сечения нагорных канав

раняют обычно в слабых грунтах в виде лотка из бетона или железобетона как в монолитном, так и в сборном исполнении. К преимуществам таких канав относятся меньшая чувствительность к просадкам грунта, большая доступность для ремонта, меньшая площадь, требующаяся для их размещения.

В нагорных канавах трапециевидной формы, устраиваемых без крепления, ширину по дну принимают не менее 0,5 м, а заложение откосов — в зависимости от типа грунта и глубины канав. Уклон дна необлицованных нагорных канав задают в пределах 0,0005—

0,002 в зависимости от рельефа местности и допускаемых неразмывающих скоростей течения воды. Расчетные значения допускаемых скоростей течения для грунтов, в которых проходит канава, следует определять опытным путем. Для ориентировочных расчетов можно принимать для песчаного грунта скорость 0,5 м/с, для суглинка 1 м/с и для глины 1,5 м/с.

На тех участках трассы нагорных канав, где скорости превышают предельно допустимые для данных грунтов, применяют крепления. При устройстве таких креплений в виде каменной мостовой скорости течения могут достигать 2,5 м/с, а в виде бетонного или железобетонного покрытия — 6 м/с.

Размеры нагорных канав определяют с некоторым запасом, выражающимся как в превышении их бровки над максимальным уровнем воды на 0,25 м, так и в дополнительной площади поперечного сечения, полагая условно, что нижняя часть канав на глубину примерно 0,1 м будет занята выпавшими из воды наносами.

На низовых участках нагорных канав в местах сброса воды в водохранилище или нижний бьеф устраивают сопрягающие сооружения в виде многоступенчатых перепадов, консольных сбросов либо быстротоков, выполняемых обычно из бетона или железобетона. Сопрягающие сооружения нагорных канав должны обеспечивать сохранность берегового склона в месте выпуска воды в водохранилище при любом уровне в нем.

В тех случаях, когда по характеру рельефа местности или объему притока поверхностных вод нельзя обеспечить их отвод одним нагорным канавами, прибегают к устройству регулирующих емкостей. Такие емкости располагают, как правило, вне пределов защищаемой территории в отдельных понижениях рельефа или на малых реках с уровнем воды в них, обеспечивающим возможность самотечного отвода воды в водохранилище. Сброс воды из этих емкостей осуществляется обычно с помощью открытых сбросных канав, идущих в обход защищаемой территории (см. рис. 20.7, б), и реже с помощью напорных трубопроводов, прокладываемых по защищаемой территории (см. рис. 20.7, в). Наличие регулирующих емкостей позволяет существенно снижать размеры водосбросных устройств благодаря удлинению времени сброса накапливаемых в них вод.

Сбор и отвод талых и дождевых вод на самой защищаемой территории осуществляют водосточной сетью открытого и закрытого типа. Вода по этой сети отводится самотеком в

пониженные места территории или же в специально устраиваемые водосборники у насосных станций, откуда перекачивается в водохранилище.

Открытую водосточную сеть выполняют в виде ряда неглубоких канав — собирателей поверхностных вод и более глубоких магистральных каналов, осуществляющих отвод этих вод к местам перекачки. Поперечному сечению канав-собирателей и магистральных каналов придают трапециевидную форму с шириной по дну не менее 0,25 м. Заложение откосов этих водотоков задают с учетом данных гл. 14. В необходимых случаях дно и откосы каналов покрывают защитной одеждой, тип которой определяется скоростью потока. Открытая водосточная сеть создает ряд неудобств при эксплуатации защищенных территорий и отнимает часть полезной площади, поэтому ее применяют в основном в небольших населенных пунктах и на сельскохозяйственных землях.

Закрытую водосточную сеть выполняют в виде ряда коллекторов, обеспечивающих и сбор, и самотечный отвод поверхностных вод к насосным станциям. Коллекторы располагают обычно в пониженных местах защищаемой территории, куда стекает поверхностная вода, и оборудуют необходимым числом дождеприемников, водовыпусков и смотровых колодезев. Для устройства коллекторов наиболее часто используют железобетонные трубы круглого очертания небольшого и среднего диаметра (200—1000 мм) и прямоугольные — для пропуск больших расходов воды. При устройстве коллекторов небольшого диаметра (300—600 мм) в условиях агрессивной среды целесообразнее использовать асбестоцементные трубы, характеризующиеся малой массой, высокой прочностью, кислотоустойчивостью и низким коэффициентом шероховатости. Закрытую водосточную сеть, как более совершенную, обычно применяют в городах и на промышленных площадках. Важным достоинством ее является обеспечение хозяйственного использования всей площади защищаемой территории.

20.3.2. Определение расчетных расходов воды

Основными расчетными характеристиками поверхностного стока для защищаемых территорий являются: средний годовой сток за многолетний период или так называемый «модуль стока», выражаемый в $л/(с \cdot км^2)$, его внутригодовое распределение и максимальный сток. Значения этих характеристик определяют либо на основе анализа данных непосредствен-

ных гидрометрических наблюдений, или же, при отсутствии таких данных, косвенными методами по расчетным формулам и картам изолиний, приведенным в различных нормативных документах и других литературных источниках по гидрологии. Необходимый набор таких карт, составленных для территории СССР на основе данных наблюдений на реках, наиболее полно представлен в указаниях [12].

Для бассейнов с малой водосборной площадью, к которым относится подавляющая часть защищаемых территорий, указанные характеристики поверхностного стока определяют в основном косвенными методами.

20.3.3. Гидравлический расчет водоотводных устройств

Создаваемая на защищаемой территории система водоотводных устройств в виде нагорных канав на ее внешней границе и внутренней открытой и закрытой водосточной сети подлежит гидравлическому расчету на пропуск максимальных расходов, определяемых отдельно для каждого водотока.

Задачей гидравлического расчета открытых водотоков (русел, канав и лотков) является подбор уклона в определение размеров их поперечного сечения, а также пропускной способности исходя из допускаемых скоростей течения.

Среднюю скорость течения воды в открытом водотоке, а также в закрытом, работающем в условиях безнапорного потока, определяют по формуле (3.42).

Вычисленная по формуле (3.42) средняя скорость не должна превышать допускаемой для данного вида грунта или типа одежды.

Гидравлический расчет водоводов, работающих в напорных условиях при скорости движения воды $v \geq 1,2$ м/с, проводят по формулам [13]:

для чугунных и стальных труб

$$i = 0,001735q^2/d_p^{5,3}; \quad (20.1)$$

для асбестоцементных труб

$$i = 0,00091 \frac{q^3}{d_p^{5,19}} \left(1 + \frac{3,51}{v}\right)^{0,19}; \quad (20.2)$$

для железобетонных труб

$$i = 0,00159q^{1,85}/d_p^{4,89}, \quad (20.3)$$

где i — гидравлический уклон; q — расход воды, м³/с; d_p — расчетный внутренний диаметр трубы, м; v — скорость движения воды, м/с.

20.4. Защита территорий от подтопления

20.4.1. Схемы защитных дренажей

На территориях, защищаемых от подтопления, в зависимости от топографических и геологических условий, характера застройки и условий движения подземных вод со стороны водораздела и водохранилища применяют следующие основные схемы защитных дренажей: однолинейную, двухлинейную, многолинейную, кольцевую и комбинированную.

Однолинейная схема дренажа представляет собой одиночную дрену, расположенную вдоль одной из границ защищаемой территории. В зависимости от места расположения этой дрены ее называют береговой или головной дренажем. Береговая дрена располагается у нижней границы защищаемой территории вблизи линии водохранилища (рис. 20.9, а, б, г) и предназначается для захвата как грунтовых вод, поступающих со стороны водораздела, так и вод, фильтрующихся из водохранилища. Головная дрена располагается у верхней гра-

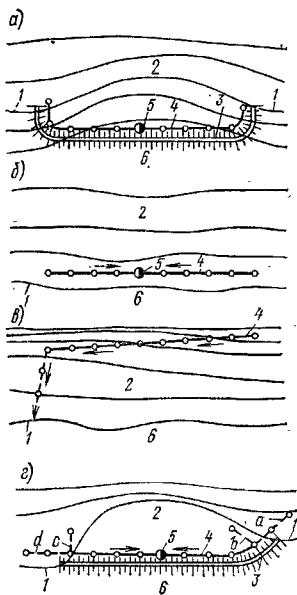


Рис. 20.9. Однолинейные схемы защитного дренажа
а, б, г — береговая дрена; а — головная дрена; 1 — урез воды; 2 — защищаемая территория; 3 — защитная дамба; 4 — дренаж; 5 — насосная станция; 6 — водохранилище

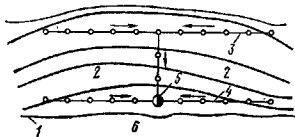


Рис. 20.10. Двухлинейная схема защитного дренажа
1 — урез воды; 2 — защищаемая территория; 3 — головная дрена; 4 — береговая дрена; 5 — насосная станция; 6 — водохранилище

ницы защищаемой территории (рис. 20.9, г) и имеет своей задачей полный или частичный перехват грунтовых вод, поступающих со стороны водораздела. В отдельных случаях в эту дрену могут поступать также фильтрационные воды из водохранилища. Вопрос о том, какая из указанных дрена необходима в рассматриваемых условиях, решается на основании фильтрационных расчетов.

При устройстве однолинейной схемы дренажа обычно предусматривают мероприятия, исключающие отрицательное влияние обходного потока на эффективность работы дренажа. Это достигается либо продлением конечных участков дрены (отрезки а и д на рис. 20.9, г), либо устройством отсечных дрена (отрезки б и с на рис. 20.9, г). Плановое положение и протяженность конечных участков дрены устанавливают расчетом.

Двухлинейная схема дренажа (рис. 20.10) включает две линейные дрены, одна из которых располагается вблизи водохранилища, а вторая — вдоль высокого берега. По характеру работы первая из них выполняет роль береговой дрены, а вторая — роль головной дрены. Необходимость устройства двух линейных дрена возникает обычно при большой ширине защищаемой территории и значительном подпоре грунтовых вод береговой зоны, когда одна линейная дрена не может обеспечить требуемого снижения депрессионной поверхности. Плановое расположение обеих линейных дрена выбирают на основании сравнения возможных вариантов. При наличии дамб обвалования следует учитывать также дренающее влияние придамбового дренажа. В ряде случаев бывает целесообразным располагать береговую дрена таким образом, чтобы она одновременно выполняла роль придамбового дренажа.

Многолинейную схему дренажа (рис. 20.11) применяют в основном при большой мощности фильтрующей толщи в условиях наличия инфильтрационного питания, когда невозможно осуществить защиту территории от подтопления с помощью двух линейных дрена. В многолинейной схеме дренажа, которую на-

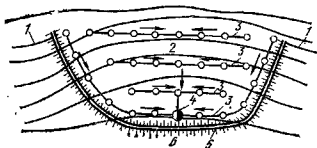


Рис. 20.11. Многолинейная схема защитного дренажа
1 — урез воды; 2 — защищаемая территория; 3 — дрена; 4 — насосная станция; 5 — дамба обвалования; 6 — водохранилище

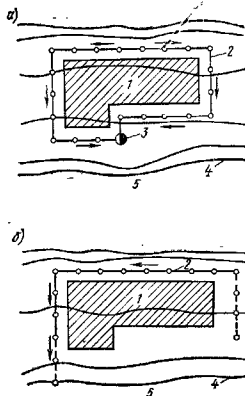


Рис. 20.12. Кольцевые схемы дренажа

а — кольцевая дрена; б — полукольцевая дрена; 1 — защищаемая площадка; 2 — дрена; 3 — насосная станция; 4 — урез воды; 5 — водохранилище

зывают также «систематическим дренажем», дрены располагают примерно равномерно по всей дренируемой территории с учетом, разумеется, рельефа, геологического строения и условий застройки площадки. На городских застроенных территориях такой дренаж располагают в основном в проездах, используя для этих целей в качестве дрен также существующие канализационные системы.

Кольцевую схему дренажа применяют для защиты от подтопления отдельных небольших участков территории, занятых промышленными или гражданскими зданиями. В зависимости от гидрогеологических условий площадки и требуемого понижения уровня подземных вод дренаж выполняют либо в виде полного кольца (рис. 20.12, а), либо в виде полукольца, имеющего П- или Г-образную форму (рис. 20.12, б). Сброс дренажных вод в водохранилище осуществляется самотеком при малом понижении уровня и с помощью насосной станции при большом его понижении.

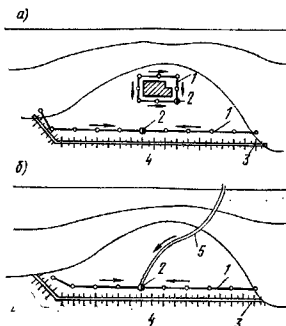


Рис. 20.13. Комбинированная схема защитного дренажа

1 — дрена; 2 — насосная станция; 3 — дамба обвалования; 4 — водохранилище; 5 — естественная дрена

Комбинированная схема дренажа включает наряду с однолинейным или двухлинейным дренажем, обеспечивающим общее понижение депрессионной поверхности на защищаемой территории, также и локальные дренажные системы, создающие более значительное (местное) понижение уровня грунтовых вод. Наиболее часто используют для этих целей кольцевой дренаж (рис. 20.13, а) и во всех случаях естественные понижения рельефа местности водотоками (рис. 20.13, б). Применение комбинированного дренажа наиболее часто обусловливается наличием на защищаемой территории зданий с заглубленными подвальными помещениями.

20.4.2. Типы и конструкции дренажей и условия их применения

При защите территорий от подтопления грунтовыми водами в зависимости от геологических и гидрогеологических условий применяют три основных типа дренажа: горизонтальный, вертикальный и комбинированный.

А. Горизонтальный дренаж. Дренаж этого типа состоит из двух основных элементов: горизонтальной трубы, укладываемой по дну траншеи, и фильтрующей обсыпки по всему или части ее периметра, предотвращающей вынос грунта в трубу фильтратом (рис. 20.14). Горизонтальный дренаж получил наибольшее распространение при защите территорий от подтопления. Его применяют для понижения депрессионной поверхности фильтратного потока при следующих геологических условиях:

а) однородном строении фильтрующей толщи неограниченной или ограниченной мощностью (рис. 20.15, а, б);

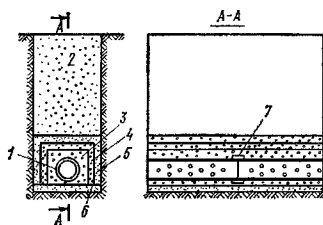


Рис. 20.14. Конструкция горизонтального дренажа
1 — бетонная труба с круглыми отверстиями; 2 — обратная засыпка местным грунтом; 3 — крупный гравий; 4 — гравий средней крупности; 5 — песок крупной фракции; 6 — подготовка из щебня; 7 — цементное кольцо

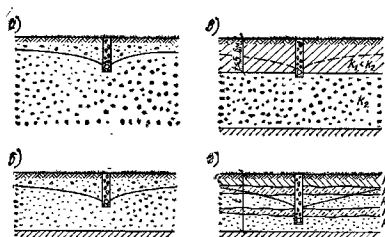


Рис. 20.15. Схемы геологических условий, допускающих применение горизонтального дренажа

б) залегание фильтрующей толщи под слоем грунта малой водопроницаемости, если мощность последнего не превышает предельно допустимой по технико-экономическим соображениям глубины заложения дренажа, равной 5—6 м (рис. 20.15, а);

в) неоднородность строения фильтрующей толщи, если ее мощность может быть полностью прорезана дренажной траншеей (рис. 20.15, г).

По условиям работы различают совершенный и несовершенный горизонтальный дренаж. Первый отличается тем, что полностью прорезает фильтрующую толщу и располагается на водоупоре. Второй прорезает лишь верхнюю зону водоносной толщи.

Для трубчатого горизонтального дренажа используют трубы из армированного бетона, асбестоцементные, керамические, гончарные, из пористого бетона.

Бетонные трубы могут иметь различную форму поперечного сечения и размеры: круглые — диаметр 200—300 мм (рис. 20.16, а); круглые с плоским основанием — диаметр 350—1000 мм (рис. 20.16, б); оvoidальные с плоским основанием — высоту 1,0—1,8 м (рис. 20.16, в); прямоугольные — высоту 1,2—1,8 м (рис. 20.16, г). В условиях неагрессивной и

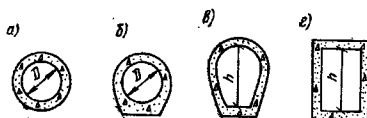


Рис. 20.16. Основные формы поперечного сечения дренажных труб из бетона

а — круглая; б — круглая с плоским основанием; в — оvoidальная с плоским основанием; г — прямоугольная

слабоагрессивной среды бетонные трубы можно применять при любой глубине заложения дрен, учитывая возможность армирования их на заданную нагрузку. При пропуске по таким трубам слабоагрессивных для бетона вод внутреннюю и внешнюю их поверхность защищают антикоррозионными покрытиями.

Асбестоцементные и керамические трубы изготовляют диаметром 200—600 мм, гончарные трубы — 200—300 мм. Важным достоинством этих труб является их высокая коррозионная устойчивость. Однако по прочностным свойствам асбестоцементные и керамические трубы допустимы лишь при глубине заложения дрен 5—6 м, а гончарные — при глубине заложения не более 3—4 м.

Трубы из пористого бетона имеют такую же форму поперечного сечения, как и бетонные трубы круглого очертания (см. рис. 20.16, а, б). Отличительной их особенностью является большая толщина стенок и высокая водопроницаемость бетона, выполняющего одновременно роль дренажной рыхлой обсыпки.

Диаметр труб горизонтального дренажа принимают в зависимости от фильтрационного расхода, условий работы и ответственности дренажа. Трубы полупроходного и проходного сечений высотой 1,2—1,8 м применяют только в особо ответственных случаях — главным образом при защите городских и промышленных территорий.

Дренажные трубы укладывают на специально подготовленное основание в виде покрытия из бетонных или железобетонных плит, слоя щебня или глинобетона. Звенья дренажных труб в целях исключения возможности выноса через них грунта соединяют раструбами, муфтами либо впритык с тщательной заделкой стыков.

В стенках бетонных и асбестоцементных труб для приема воды устраивают круглые или щелевые отверстия. В трубах больших сечений водоприемные отверстия устраивают только в нижней части. В керамических трубах роль водоприемных отверстий выполняют их раструбы, незаделанные в верхней части.

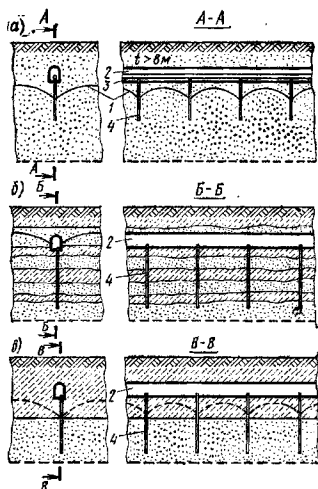


Рис. 20.17. Схемы геологических условий, допускающих применение вертикального дренажа
1 — кривая депрессия; 2 — галерея; 3 — труба сифона; 4 — скважина

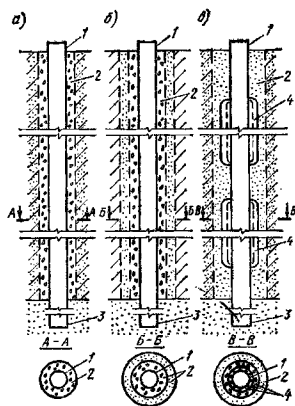


Рис. 20.18. Основные схемы фильтров дренажных скважин

а — в виде однослойной обсыпки, засыпаемой в скважину; б — в виде двухслойной обсыпки, засыпаемой в скважину; в — в виде трехслойной обсыпки, два слоя которой монтируются на каркасе; 1 — дырчатая труба; 2 — фильтровая обсыпка, засыпаемая в скважину; 3 — отстойник; 4 — фильтровая обсыпка, монтируемая на каркасе

Для наблюдения за работой горизонтального дренажа по его трассе устраивают смотровые колодцы из бетонных колец круглого и реже прямоугольного сечения — при укладке труб большого диаметра.

Б. Вертикальный дренаж. Дренаж этого типа выполняют в виде ряда скважин, оборудованных водоприемными фильтрами, водозаборными и водоотводными устройствами. Примененные вертикального дренажа для защиты территорий от подтопления целесообразно при следующих геологических условиях [3, 4]:

а) однородных грунтах большой мощности и необходимости значительного понижения депрессионной поверхности (рис. 20.17, а);

б) неоднородном слоистом строении дренируемой толщи большой мощности (рис. 20.17, б);

в) залегании дренируемой толщи под мощным слоем слабопроницаемых грунтов (рис. 20.17, в).

В зависимости от мощности и характера дренируемой водоносной толщи система вертикального дренажа может выполняться в виде ряда скважин как совершенного типа, т. е. прорезающих всю водоносную толщу до водопупора, так и несовершенного типа — прорезающих часть этой толщи.

Надежность и долговременность работы вертикального дренажа существенно зависит от качества фильтра, которым оборудованы скважины. Учитывая срок работы и ответственность дренажных систем, устраиваемых для защиты территорий от подтопления, эти фильтры следует выполнять в основном из песчаных и гравелистых грунтов в виде однослойной, двухслойной и реже трехслойной обсыпки (рис. 20.18). Такую обсыпку формируют либо непосредственно в скважине, либо на каркасе, опускаемом в скважину. В качестве опорных каркасов трубчатых фильтров используют перфорированные трубы из стали, асбестоцемента, пластмасс, а также стержневые каркасы, обмотанные проволокой из нержавеющей стали. Каркасы фильтров изготавливают из труб диаметром 150—200 мм и реже большего с водоприемными отверстиями щелевой или круглой формы, обеспечивающими общую скважность до 20—25%. Стержневые каркасы с проволоочной обмоткой могут иметь более высокую скважность, достигающую 65%. Наиболее устойчивы против химической коррозии виниловые каркасы. Стальные каркасы во всех случаях должны быть защищены антикоррозионным покрытием.

Отбор и отвод воды из скважин вертикального дренажа осуществляют одним из следующих способов:

а) самозаливом в самотечный коллектор, подводящий воду к приемному резервуару насосной станции (рис. 20.19, а);

б) с помощью линии сифонного трубопро-

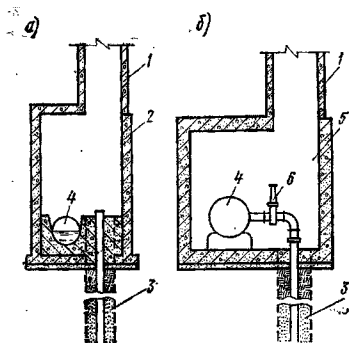


Рис. 20.19. Системы водоотвода вертикального дренажа

а — глухой коллектор с самоналивающимися скважинами; б — сифонная; 1 — лаз из железобетонных колец; 2 — смотровой колодец; 3 — дренажная скважина; 4 — труба; 5 — проходная галерея; 6 — задвижка

вода, к которой присоединены все дренажные скважины (рис. 20.19, б);

в) с помощью глубинных насосов, устанавливаемых отдельно в каждой скважине, со сбросом воды в открытый или закрытый водоотводной коллектор.

Дренажная система с самоизливом воды из скважин в глухой коллектор наиболее проста и надежна в эксплуатации, но имеет малую маневренность в отношении регулирования напора в скважинах. Такая система успешно действует многие годы на большом числе объектов защиты от подтопления.

Сифонный метод отбора и отвода воды из дренажных скважин более сложен в эксплуатации, но весьма эффективен и маневрен. Он позволяет осуществлять различное понижение депрессионной поверхности фильтрационного потока. В конструктивном отношении эта система состоит из одной или двух линий сифонного трубопровода, к которым присоединены с помощью всасывающих колен дренажные скважины. В зависимости от ответственности объекта эти трубопроводы укладывают либо непосредственно в грунт, либо в проходной галерее. Для устройства сифонного трубопровода используют железобетонные или стальные трубы диаметром 300—500 мм с защитным антикоррозийным покрытием. В местах расположения скважин устраивают смотровые колодцы.

Установка отдельных глубинных насосов в каждой дренажной скважине может быть целесообразна лишь в условиях застроенной территории, когда невозможно осуществление другого метода отбора воды из скважин. Эта система достаточно маневренна, но экономич-

на и ненадежна при длительной эксплуатации вследствие частой остановки из-за необходимости ремонта и замены насосов.

В. Комбинированный дренаж. Дренаж этого типа состоит из горизонтальной трубчатой дрены и ряда вертикальных самоналивающихся скважин. Применяют его в тех случаях, когда одна горизонтальная дрена не может обеспечить должного перехвата фильтрационных вод. Комбинированный дренаж весьма эффективен как при однородных грунтах с большой мощностью фильтрующей толщи, так и при слоистом строении этой толщи. В конструктивном отношении горизонтальная дрена комбинированного дренажа аналогична дрене горизонтального дренажа, а дренажные скважины ничем не отличаются от самоналивающихся дренажных скважин вертикального дренажа. Горизонтальную дрены комбинированного дренажа закладывают обычно на глубину 5—6 м (реже до 8 м). Дренажные скважины располагают в смотровых колодцах для возможности постоянного контроля за их работой. Для исключения занления скважин верхняя кромка их труб должна превышать на 10—15 см возможный наивысший уровень воды в горизонтальной дрене.

Г. Фильтрующие обсыпки дренажных устройств. Впуск воды в дренажные трубы, галереи и дренажные скважины осуществляется через водонепроницаемые отверстия в стенках труб либо через незаделанные стыковые соединения. Размеры отверстий назначают в зависимости от зернового состава грунта первого слоя фильтрующей обсыпки, пользуясь эмпирическими данными С. К. Абрамова. Для грунта с коэффициентом неоднородности $K_{60/10} = d_{60}/d_{10} < 5$ их принимают равными: при круглой форме $d = (2,5 \dots 4,0) d_{60}$ мм; при шелевой форме $\delta = (1,25 \dots 2,00) d_{60}$ мм; при сетчатой форме $\delta = (1,5 \dots 2,5) d_{60}$ мм, где d_{60} , d_{50} и d_{10} — диаметры частиц, мельче которых в грунте содержится соответственно 60, 50 и 10 %. Меньшие значения отверстий берут для более однородных обсыпок, с $K_{60/10} < 2$, а большие — для менее однородных с $K_{60/10} > 2$.

Состав фильтрующих обсыпок, укладываемых по периметру дренажных труб, и их конструктивная форма определяются крупностью дренируемых грунтов, фильтрационным расходом и конструкцией дренажа. Фильтрующая обсыпка может состоять из одного, двух или трех слоев грунта разной крупности и иметь разнообразную форму поперечного сечения. Однако наиболее целесообразны фильтрующие обсыпки прямоугольной и трапециевидной форм. В дренажах, устраиваемых с применением труб из пористого бетона, обычно преду-

смаывают однослойную фильтрующую обсыпку. Крупность фракций грунта фильтрующих обсыпок и толщину отдельных слоев устанавливают расчетом.

Крупность материала отдельных слоев фильтрующих обсыпок подбирают при следующих значениях межслойного коэффициента:

$$D_{50}/d_{50} = 5 \dots 10.$$

Толщина слоев фильтрующих обсыпок в горизонтальных дренах 100—150 мм; в пластовых дренах 150—300 мм; в дренажных скважинах не менее 30 мм при устройстве фильтра на опорном каркасе и 40—50 мм при засыпке материала в скважину.

20.5. Методы фильтрационного расчета защитного дренажа

20.5.1. Задачи фильтрационных расчетов

Фильтрационные расчеты дренажа на территориях, защищаемых от подтопления грунтовыми водами, выполняют в целях:

а) определения влияния водохранилища на уровень грунтовых вод и установления необходимости осуществления тех или иных защитных мероприятий;

б) выбора рациональной схемы и конструкций дренажных устройств, обеспечивающих надежную защиту территории от подтопления грунтовыми водами;

в) определения притока в дренажную систему фильтрационных вод, подлежащих самостоятельному сбросу или перекачке в водохранилище.

Фильтрационные расчеты должны базироваться на достаточно надежных данных инженерно-геологических изысканий, позволяющих правильно отображать в расчетных схемах действительные природные условия, в том числе такие, как характер залегания фильтрующей толщи, ее водопроницаемость, характер питания и дренирования грунтовых вод в естественных условиях.

Прогноз подпора грунтовых вод в зоне влияния водохранилища выполняют с целью определения степени подтопления защищаемой территории подземными водами и разработки необходимых мероприятий по ее защите. Прогнозы выполняют как для установившегося, так и не установившегося потоков грунтовых вод. Расчеты установившегося потока проводят при неизменном нормальном подпорном уровне воды в водохранилище с целью определения максимального положения уровня грунтовых вод на подтапливаемой территории. Расчеты не установившегося потока проводят при изменяющемся уровне воды в водохранилище,

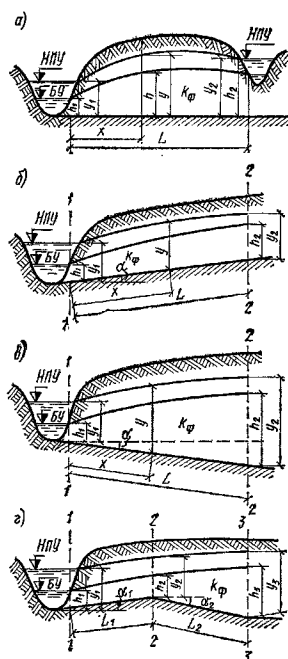


Рис. 20.20. Схемы к расчету подпора грунтовых вод в однородной толще в зоне расположения водохранилища при установившейся фильтрации

что имеет важное значение для решения вопросов организации производства строительных работ на защищаемой территории, в том числе и очередности строительства отдельных элементов комплекса защитных мероприятий.

20.5.2. Подпор грунтовых вод в условиях установившегося потока

А. Грунтовый поток в однородной толще на горизонтальном водоупоре. При наличии горизонтального водоупора и инфильтрации (рис. 20.20, а) ординаты кривой подпора вычисляют по известным данным об уровнях грунтовых вод в рассматриваемой области до устройства водохранилища, пользуясь уравнением:

$$y = \sqrt{h^2 + (y_1^2 - h_1^2) \frac{L-x}{L} + (y_2^2 - h_2^2) \frac{x}{L}} \quad (20.4)$$

где h — бытовая глубина грунтовых вод над водоупором в заданной точке; h_1 и y_1 — глубина грунто-

вых вод у водохранилища соответственно до и после подпора; h_2 и h_1 — глубина грунтовых вод у второго водоема соответственно до и после подпора.

Если уровень воды во втором водоеме (или на водоразделе) не изменяется при подпоре ($y_2 = h_2$), то уравнение (20.4) получает более простой вид:

$$y = \sqrt{h^2 + (y_1^2 - h_1^2) \frac{L-x}{L}}. \quad (20.5)$$

При известном удельном фильтрационном расходе в береговой зоне q и неизменном его значении до и после подпора ординаты кривой подпора вычисляют по уравнению

$$y = \sqrt{y_1^2 + 2qx/k_\Phi}, \quad (20.6)$$

где y_1 — глубина грунтовых вод у водохранилища после подпора; k_Φ — коэффициент фильтрации грунта береговой толща.

Б. Грунтовый поток в однородной толще на наклонном водоупоре. В случае наклонного водоупора расчет кривой подпора выполняют по приближенным формулам В. С. Козлова исходя из известного положения уровней грунтовых вод в бытовых условиях.

При прямом уклоне (рис. 20.20, б) ординаты кривой подпора между сечениями 1—1 и 2—2 вычисляют по уравнению

$$y = \sqrt{y_1^2 + \frac{2q}{k_\Phi} x + \left(\frac{ix}{2}\right)^2} - ixy_1 - \frac{ix}{2}, \quad (20.7)$$

где y_1 — глубина грунтовых вод у водохранилища после подпора; q — удельный фильтрационный расход, определяемый по формуле:

$$q = k_\Phi \frac{(h_1 + h_2)(h_2 - h_1 + iL)}{2L} \quad (20.8)$$

(здесь h_1 и h_2 — глубина грунтового потока соответственно в сечениях 1—1 и 2—2 в бытовых условиях; $i = \sin \alpha$ — уклон водоупора).

При обратном уклоне (рис. 20.20, в) ординаты кривой подпора между сечениями 1—1 и 2—2 вычисляют по формуле

$$y = \sqrt{y_1^2 + \frac{2q}{k_\Phi} x + \left(\frac{ix}{2}\right)^2} + ixy_1 - \frac{ix}{2}, \quad (20.9)$$

где

$$q = k_\Phi \frac{(h_1 + h_2)(h_2 - h_1 - iL)}{2L}; \quad (20.10)$$

остальные обозначения прежние.

При необходимости более точного расчета кривой подпора в условиях наклонного водоупора может быть использован известный метод Н. Н. Павловского [9].

В. Грунтовый поток в однородной толще на водоупоре ломаного очертания. Кривую подпора грунтовых вод при ломаном очертании

водоупора рассчитывают по отдельным участкам, на которые разбивают рассматриваемый расчетный профиль (рис. 20.20, г). Расчет проводят последовательно от сечения к сечению, начиная с участка, расположенного у водохранилища между сечениями 1—1 и 2—2. При этом, используя известные данные о бытовых уровнях грунтового потока на границах участка h_1 и h_2 и о подпоре у водохранилища y_1 , находят по одной из формул (20.7) и (20.9), соответствующей характеру очертания водоупора, ординаты кривой подпора в пределах участка, в том числе и y_2 в сечении 2—2. Далее, зная величины h_2 , h_3 и y_2 , по одной из формул — (20.7) и (20.9), соответствующей очертанию водоупора на втором участке, вычисляют ординаты кривой подпора y_3 в сечении 3—3 и т. д.

Г. Грунтовый поток в неоднородной толще на горизонтальном водоупоре. При горизонтальном залегании отдельных слоев неоднородной толщи (рис. 20.21, а) расчет подпора грунтовых вод можно выполнять по методу Н. К. Гирицкого [5]. При этом сначала строят для всей водоносной толщи рассматриваемого профиля вспомогательный график потенциальной функции $\Phi = f(h)$, представляющий собой статический момент эпюры коэффициентов фильтрации (рис. 20.21, б, в). Значения этой функции вычисляют для ряда заданных точек на вертикали по формуле

$$\Phi = \sum_{n=1}^{n=c} k_n a_n (h - z_n), \quad (20.11)$$

где k_n — коэффициент фильтрации n -го слоя; a_n — мощность n -го слоя; h — глубина грунтового потока в заданной точке; z_n — расстояние от поверхности водоупора до середины n -го слоя.

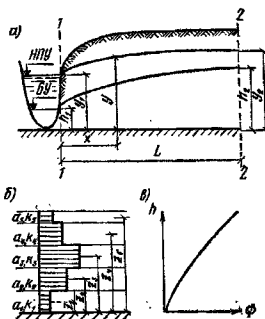


Рис. 20.21. Схемы к расчету подпора грунтовых вод в неоднородной толще в зоне расположения водохранилища при установившемся фильтрации

а — расчетный профиль; б — эпюра коэффициентов фильтрации; в — график потенциальной функции $\Phi = f(h)$

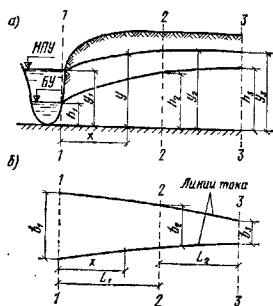


Рис. 20.22. Схемы к расчету подпора грунтовых вод по полосам при установившейся фильтрации
а — расчетный профиль; б — полоса потока

Глубины потока в заданных произвольных сечениях исследуемого профиля в условиях подпора находят с помощью графика $h=f(\Phi)$ по значениям потенциальных функций Φ_x в них, вычисляемых по уравнению

$$\Phi_x = \Phi'_1 + (\Phi_2 - \Phi_1) x/L, \quad (20.12)$$

где Φ'_1 и Φ_1 — значения потенциальных функций в сечении 1-1 при глубинах соответственно h_1 и h_2 ; Φ_2 — значение потенциальной функции в сечении 2-2 при глубине h_2 .

Д. Грунтовый поток в однородной толще переменной ширины на горизонтальном водоупоре. В условиях непараллельно-струйного движения грунтовых вод (рис. 20.22) подпор рассчитывают для полос потока, ограниченной двумя линиями тока, с учетом изменения ее ширины по пути движения. При этом полосу потока разбивают в плане на отдельные участки из условия, чтобы в пределах каждого из них ее ширина изменялась по закону, близкому к линейному. Расчет проводят последовательно от сечения к сечению, начиная с участка, примыкающего к водохранилищу.

В случае горизонтального водоупора ординаты кривой подпора для участка, ограниченного сечениями 1-1 и 2-2, вычисляют по уравнению В. П. Недрига:

$$y = \sqrt{y_1^2 + (h_2^2 - h_1^2) A}, \quad (20.13)$$

где

$$A = \ln \frac{b_1}{b_1 - (b_1 - b_2) x/L_1} \Big/ \ln \frac{b_1}{b_2} \quad (20.14)$$

(здесь b_1 и b_2 — ширина грунтового потока соответственно в сечениях 1-1 и 2-2; h_1 и h_2 — глубина потока соответственно в сечениях 1-1 и 2-2 в бытовых условиях).

20.5.3. Подпор грунтовых вод в условиях неустановившегося потока

Здесь изложены простейшие случаи расчета подпора неустановившегося потока грунтовых

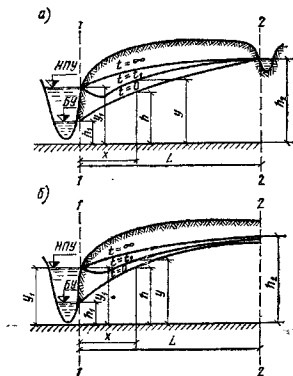


Рис. 20.23. Схемы к расчету подпора грунтовых вод в однородной толще при неустановившейся фильтрации

а — поток при ограниченном расстоянии до области питания; б — полубесконечный поток

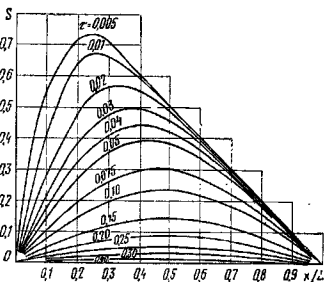


Рис. 20.24. График функции $S=f(\tau, x/L)$

вод в однородной толще на горизонтальном водоупоре при мгновенном повышении уровня воды в водохранилище до h_1 до y_1 , выполняемые по формулам Н. Н. Веригина.

При ограниченном расстоянии до области питания (рис. 20.23, а) ординаты кривой подпора вычисляют по уравнению

$$y = \sqrt{h^2 + (y_1^2 - h_1^2) \frac{L-x}{L} - S\left(\tau, \frac{x}{L}\right)}, \quad (20.15)$$

где h — глубина грунтового потока в расчетном сечении в бытовых условиях; L — расстояние от уреза водохранилища до контура питания; x — расстояние от уреза водохранилища до расчетного сечения; $S(\tau, x/L)$ — функция, значения которой определяют в зависимости от τ (рис. 20.24);

$$\tau = \frac{k_{\Phi} t}{\mu} \frac{h_{\text{ср}}}{L^2}. \quad (20.16)$$

Здесь k_{Φ} — коэффициент фильтрации грунта; t — время, прошедшее после наполнения водохранилища;

μ — недостаток насыщения породы водой; $h_{\text{ср}}$ — средняя мощность потока, определяемая по формуле

$$h_{\text{ср}} = \frac{2h_1 + y_1}{3} \quad (20.17)$$

При неограниченном расстоянии до области питания (рис. 20.23, б) ординаты кривой подпора вычисляются по формуле

$$y = \sqrt{h^2 + (y_1^2 - h_1^2) [1 - \Phi(\lambda)]}, \quad (20.18)$$

где $\Phi(\lambda)$ — функции, определяемая по табл. 20.1;

$$\lambda = \frac{x}{2 \sqrt{\frac{k_{\Phi}}{\mu} h_{\text{ср}} t}} \quad (20.19)$$

Здесь $h_{\text{ср}}$ — средняя мощность потока, принимаемая равной:

при фильтрации из водоохранилища

$$h_{\text{ср}} = \frac{2y_1 + h_1}{3}; \quad (20.20)$$

после прекращения фильтрации из водоохранилища

$$h_{\text{ср}} = \frac{y_1 + y_{\text{п}}}{2} \quad (20.21)$$

($y_{\text{п}}$ — глубина потока в зоне выклинивания подпора).

ТАБЛИЦА 20.1. ЗНАЧЕНИЯ ФУНКЦИИ $\Phi(\lambda)$

λ	$\Phi(\lambda)$	λ	$\Phi(\lambda)$	λ	$\Phi(\lambda)$	λ	$\Phi(\lambda)$
0,00	0,000	0,09	0,10	0,50	0,52	0,95	0,82
0,01	0,011	0,10	0,11	0,55	0,56	1,00	0,84
0,02	0,023	0,15	0,17	0,60	0,60	1,10	0,86
0,03	0,034	0,20	0,23	0,65	0,64	1,20	0,91
0,04	0,045	0,25	0,28	0,70	0,68	1,30	0,93
0,05	0,056	0,30	0,33	0,75	0,71	1,40	0,95
0,06	0,068	0,35	0,38	0,80	0,74	1,50	0,97
0,07	0,079	0,40	0,43	0,85	0,77	2,00	1,00
0,08	0,090	0,45	0,48	0,90	0,80		

20.54. Расчет защитного дренажа в условиях плоскоструйного потока

А. Общие положения. Здесь изложены основные методы расчета горизонтального и вертикального дренажа в условиях плоской задачи при наличии горизонтального и наклонного водоупора. Во всех расчетных схемах верховая граница области питания принята вертикальной, а влияние верховой призмы и малопроницаемой толщи русловых отложений на фильтрационный поток учитывается удлинением пути фильтрации на величину, равную ΔL .

Для однородного откоса дамбы или берега (рис. 20.25, а) ΔL определяют по формуле Г. К. Михайлова:

$$\Delta L = \frac{m}{1 + 2m} H_2, \quad (20.22)$$

где m — заложение откоса; H_2 — высота откоса.

Для откоса, скранированного глистыми отложениями (рис. 20.25, б) ΔL вычисляют по формуле В. М. Шестакова:

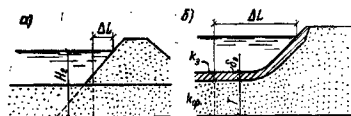


Рис. 20.25. Схемы к определению расчетной ширины прямоугольной призмы, замещающей напорный клин дамбы или берега

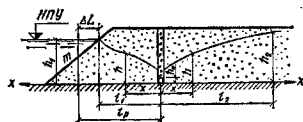


Рис. 20.26. Схема к расчету горизонтальной дрены, расположенной на горизонтальном водоупоре

$$\Delta L = \sqrt{\frac{k_{\Phi}}{k_0} T \delta_0}, \quad (20.23)$$

где k_{Φ} и T — коэффициент фильтрации и мощность дренируемой толщи под руслом; k_0 и δ_0 — коэффициент фильтрации и толщина слоя русловых отложений.

Б. Горизонтальная совершенная дрена, расположенная на горизонтальном водоупоре. Такую дрена (рис. 20.26) рассчитывают по формулам Дюпон, рассматривая два независимых потока, идущих со стороны водоохранилища и со стороны берега.

Общий расход из 1 м длины дрены при этом составит

$$q_{\text{общ}} = \frac{k_{\Phi} (h_1^2 - h_0^2)}{2l_p} + \frac{k_{\Phi} (h_2^2 - h_0^2)}{2l_2}, \quad (20.24)$$

где k_{Φ} — коэффициент фильтрации дренируемой толщи грунта; h_1 — глубина потока со стороны водоохранилища; h_0 — глубина воды в дрене; $l_p = h + \Delta L$ — расчетная длина пути фильтрации со стороны водоохранилища; h_2 — глубина потока со стороны берега.

Ординаты кривых депрессии со стороны водоохранилища и со стороны берега вычисляют соответственно по формулам:

$$h = \sqrt{h_0^2 + (h_1^2 - h_0^2) x/l_p}; \quad (20.25)$$

$$h = \sqrt{h_0^2 + (h_2^2 - h_0^2) x/l_2}, \quad (20.26)$$

где x — расстояние от дрены до расчетного сечения.

В. Горизонтальная совершенная дрена, расположенная на наклонном водоупоре. В рассматриваемой схеме (рис. 20.27) общий приток фильтрационных вод к дрене складывается из расхода q_1 , поступающего из водоохранилища, и расхода q_2 , поступающего со стороны берега. Для определения значения этих расходов могут быть использованы метод Н. Н. Павловского [9] или излагаемый здесь более простой

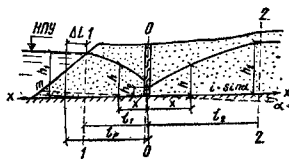


Рис. 20.27. Схема к расчету горизонтальной дрены, расположенной на наклонном водоупоре

приближенный метод В. С. Козлова [7], обладающий достаточной для инженерных целей точностью.

Для потока с обратным уклоном водоупора, движущегося между сечениями 1—1 и 0—0, расход, поступающий в дрены, определяют по формуле

$$q_1 = \frac{k_\Phi (h_1 - h_0 - il_1) (h_1 + h_0)}{2l_1}, \quad (20.27)$$

где k_Φ — коэффициент фильтрации; h_1 — глубина грунтового потока в сечении 1—1; h_0 — глубина воды в дрены; $i = \sin \alpha$ — уклон водоупора.

Ординаты кривой депрессии вычисляют по формуле

$$h = \sqrt{h_0^2 + (h_1^2 - h_0^2) \frac{x}{l_1} + \left(\frac{ix}{2}\right)^2} - ixh_1 + \frac{ix}{2}, \quad (20.28)$$

где x — расстояние от дрены до расчетного сечения, принимаемое с положительным знаком.

Для потока с прямым уклоном водоупора, движущегося между сечениями 2—2 и 0—0, расход, поступающий в дрены, определяют по формуле

$$q_2 = \frac{k_\Phi (h_2 + il_2 - h_0) (h_2 + h_0)}{2l_2}, \quad (20.29)$$

где h_2 — глубина грунтового потока в сечении 2—2; l_2 — расстояние между сечениями 2—2 и 0—0; остальные обозначения величин прежние.

Ординаты кривой депрессии вычисляют по формуле

$$h_x = \sqrt{h_0^2 + (h_2^2 - h_0^2) \frac{x}{l_2} + \left(\frac{ix}{2}\right)^2} + ixh_2 - \frac{ix}{2}. \quad (20.30)$$

Г. Горизонтальная несовершенная дрена в напорном потоке на горизонтальном водоупоре. Для напорного грунтового потока в однородной по проницаемости фильтрующей толще постоянной мощности удельный расход, поступающий в горизонтальную несовершенную дрину (рис. 20.28, а) определяют по формуле А. В. Романова [10]:

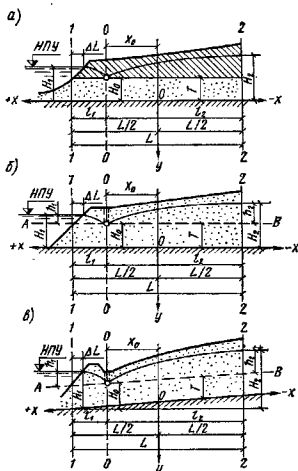


Рис. 20.28. Схемы к расчету горизонтального несовершенного дренажа

а — напорный поток на горизонтальном водоупоре; б — безнапорный поток на горизонтальном водоупоре; в — безнапорный поток на наклонном водоупоре

$$q_{\text{общ}} = \frac{\pi k_\Phi \Delta H}{\ln \frac{2T}{\pi D} + \frac{\pi l_1 l_2}{LT}}, \quad (20.31)$$

где k_Φ — коэффициент фильтрации; ΔH — понижение напора в дрены;

$$\Delta H = \frac{H_2 - H_1}{L} l_1 + H_1 - H_0 \quad (20.32)$$

(здесь H_1 , H_2 и H_0 — напоры воды соответственно на контуре стока, контуре питания и в дрены); D — диаметр дрены; l_1 и l_2 — расстояние от дрены соответственно до контура стока и контура питания; L — расстояние между контурами питания и стока.

Расход, поступающий в дрину со стороны контура питания:

$$q_1 = \frac{k_\Phi T (H_2 - H_1)}{L} + \frac{q_{\text{общ}} l_1}{L}, \quad (20.33)$$

а со стороны контура стока

$$q_2 = q_{\text{общ}} - q_1, \quad (20.34)$$

где $q_{\text{общ}}$ определяют по зависимости (20.31).

Ординаты пьезометрической кривой вычисляют по уравнению

$$H = \frac{q_{\text{общ}}}{\pi k_\Phi} A + \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L}\right) (H_2 - H_1 - \frac{q_{\text{общ}} l_2}{k_\Phi T}) + H_1, \quad (20.35)$$

где $A = \ln |1 - \exp[\pi(x_0 - x)/T]|$. (20.36)

Абсциссы точек x и x_0 в зависимостях (20.35) и (20.36) при расположении их от на-

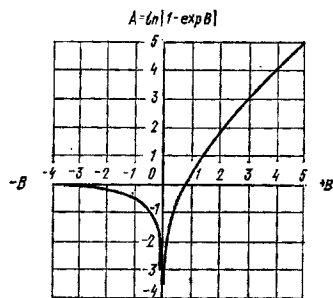


Рис. 20.29. График для определения значений модуля:

$$A = \ln |1 - \exp [\pi(x_0 - x)/T]| \quad \text{и} \quad A = \ln |1 - \exp \times \times [2\pi(x_0 - x)/S]|$$

чала координат в сторону контура стока берут с положительным знаком, а в сторону контура питания — с отрицательным.

Значение A , выраженное формулой (20.36), можно определять также по графику на рис. 20.29.

В зонах, удаленных от дрены в обе стороны на расстояние $> 2T$, уравнение (20.35) можно принимать в более простом виде, а именно:

а) на участке между сечениями $I-I$ и $0-0$

$$H = \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L} \right) (H_2 - H_1 - \frac{q_{\text{общ}} l_2}{k_{\Phi} T}) + H_1; \quad (20.37)$$

б) на участке между сечениями $0-0$ и $2-2$

$$H = \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L} \right) (H_2 - H_1 - \frac{q_{\text{общ}} l_2}{k_{\Phi} T}) - \frac{q_{\text{общ}}}{k_{\Phi} T} (x - x_0) + H_1. \quad (20.38)$$

Д. Горизонтальная несовершенная дрена в безнапорном потоке на горизонтальном водоупоре. При расчете область фильтрации условно разделяют линией AB на две зоны — напорную и безнапорную (рис. 20.28, б). Удельный расход, поступающий в дрину, находят путем суммирования притока из обеих зон:

$$q_{\text{общ}} = \frac{\pi k_{\Phi} \Delta H}{\ln \frac{2T}{\pi D} + \frac{\pi l_1 l_2}{LT}} + \frac{k_{\Phi} h_1^2}{2l_1} + \frac{k_{\Phi} h_2^2}{2l_2}, \quad (20.39)$$

где ΔH находят по уравнению (20.32).

Ординаты кривой депрессии определяют по

формулам (20.35)—(20.38), полагая ее условием соответствующей пьезометрической кривой напорного потока. При этом принимают суммарный расход $q_{\text{общ}}$, вычисленный по зависимости (20.39), и вместо T приведенную мощность области фильтрации, равную

$$T_0 = T + \frac{h_1 + h_2}{2}.$$

Изложенный прием расчета применим при $T_0 < H_2$.

Е. Горизонтальная несовершенная дрена в безнапорном потоке на наклонном водоупоре. Рассматриваемую область фильтрации условно разделяют линией AB на две зоны — напорную и безнапорную (рис. 20.28, в). Суммарный удельный фильтрационный расход, поступающий в дрину из этих зон, вычисляют по формуле

$$q_{\text{общ}} = \frac{\pi k_{\Phi} \Delta H}{\ln \frac{2T}{\pi D} + \frac{\pi l_1 l_2}{LT}} + \frac{k_{\Phi} h_1 (H_1 - H_0)}{2l_1} + \frac{k_{\Phi} h_2 (H_2 - H_0)}{2l_2}, \quad (20.40)$$

где ΔH находят по уравнению (20.32).

Расход, поступающий со стороны контура питания:

$$q_2 = \frac{\pi k_{\Phi} l_1 \Delta H}{L \left(\ln \frac{2T}{\pi D} + \frac{\pi l_1 l_2}{LT} \right)} + \frac{k_{\Phi} (H_2 - H_1) T}{L} + \frac{k_{\Phi} h_2 (H_2 - H_0)}{2l_2}. \quad (20.41)$$

Ординаты кривой депрессии вычисляют по формулам (20.35)—(20.38), подставляя в них расход $q_{\text{общ}}$, вычисленный по зависимости (20.40), и мощность фильтрующей толщи T_0 .

Ж. Вертикальный дренаж в виде одного ряда скважин в напорном потоке (рис. 20.30, а). Для напорного грунтового потока в однородной толще постоянной мощности расход, поступающий в дренажную скважину, определяют по формуле А. В. Романова [10]:

$$Q_{\text{общ}} = \frac{2\pi T k_{\Phi} \Delta H}{\ln \frac{S}{\pi D} + \frac{2\pi l_1 l_2}{SL}}, \quad (20.42)$$

где T — мощность потока; ΔH вычисляют по зависимости (20.32); S — расстояние между скважинами; D — диаметр скважин.

Расход, поступающий со стороны контура питания в полосу шириной S :

$$Q_2 = \frac{k_{\Phi} TS (H_2 - H_1)}{L} + Q_{\text{общ}} \frac{l_1}{L}. \quad (20.43)$$

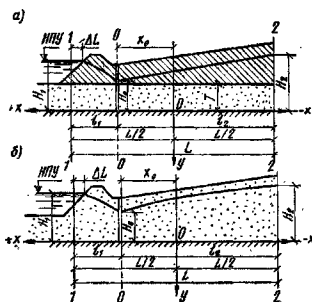


Рис. 20.30. Схемы к расчету вертикального дренажа в виде одного ряда скважин

а — напорный поток; б — безнапорный поток

Ординаты пьезометрической кривой, проходящей через дренажную скважину, определяют по формулам (20.35)–(20.38), полагая в них $q_{\text{обш}} = Q_{\text{обш}}/S$, где $Q_{\text{обш}}$ вычисляют по формуле (20.42). Формулу (20.35) используют в зонах, удаленных от скважины на расстоянии $> S$.

3. Вертикальный дренаж в виде одного ряда скважин в безнапорном потоке (рис. 20.30, б). Приток воды к дренажной скважине определяют по формуле, аналогичной формуле (20.42):

$$Q_{\text{обш}} = \frac{\pi k_{\Phi} (H_2^2 - H_0^2)}{\ln \frac{S}{\pi D} + \frac{2\pi l_1 l_2}{SL}}, \quad (20.44)$$

где

$$H_2^2 = \frac{l_1}{L} (H_2^2 - H_1^2) + H_1^2, \quad (20.45)$$

Расход, поступающий со стороны контура питания в полосе шириной S , определяют по формуле

$$Q_2 = \frac{k_{\Phi} (H_2^2 - H_1^2)}{2L} + \frac{Q_{\text{обш}} l_1}{L}. \quad (20.46)$$

Ординаты кривой депрессии вычисляют по формуле

$$H = \sqrt{\frac{Q_{\text{обш}}}{\pi k_{\Phi}} A + \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L}\right) (H_2^2 - H_1^2 - \frac{2Q_{\text{обш}} l_2}{k_{\Phi} S}) + H_1^2}, \quad (20.47)$$

где $A = \ln |1 - \exp [2\pi (x_0 - x)/S]|$. (20.48)

[x и x_0 берутся со знаком плюс от начала координат в сторону водохранилища; со знаком минус — в сторону водораздела (контура питания)].

Значение величины A в зависимости (20.48) можно определять по графику на рис. 20.29.

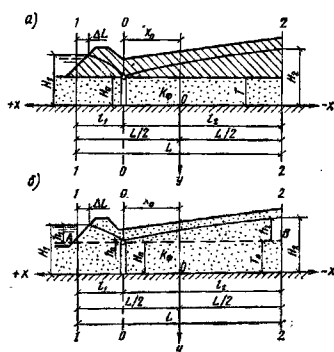


Рис. 20.31. Схемы к расчету комбинированного дренажа, включающего горизонтальную дрены и ряд скважин

а — напорный поток; б — безнапорный поток

И. Комбинированный дренаж в виде горизонтальной дрены и ряда дренажных скважин в напорном потоке (рис. 20.31, а). Суммарный расход дренажной системы, состоящей из горизонтальной дрены длиной S и одной скважины, определяют по формуле

$$Q_c = Q_r + Q_b, \quad (20.49)$$

где Q_r — расход, поступающий в горизонтальный элемент дрены; Q_b — расход, поступающий в дренажную скважину.

Значения этих расходов вычисляют по зависимостям Г. И. Покровского [8]:

а) при $S/T \gg 2$

$$Q_r = \frac{\pi k_{\Phi} T \Delta H \alpha}{2} \left(\ln \frac{2\alpha T + \alpha T b_r + C_r}{C_r} - \frac{2\alpha T b_r}{2C_r + \alpha T b_r} \right) + q_r (S - 2\alpha T); \quad (20.50)$$

$$Q_b = \frac{\pi k_{\Phi} T \Delta H}{2} \left(\ln \frac{2T + T b_b + C_b}{C_b} - \frac{2T b_b}{2C_b + T b_b} \right), \quad (20.51)$$

где

$$\left. \begin{aligned} b_r &= \ln \frac{\beta T}{\pi d_r} - 1; \\ b_b &= \ln \frac{\alpha T}{\pi d_b} - 1; \\ C_r &= \frac{\pi l_1 l_2}{\beta L}; \quad C_b = \frac{\pi l_1 l_2}{\alpha L}; \\ \alpha &= \frac{S + 4T}{6T}; \quad \beta = \frac{6T}{S + 4T}; \end{aligned} \right\} \quad (20.52)$$

q_r и ΔH находят по формулам (20.31) и (20.32), полагая в первой из них $D = d_r$.

6) при $S/T < 2$

$$Q_r = \frac{\pi k_{\Phi} SAH}{4} \left(\ln \frac{2S + b_r S + 2C_r}{2C_r} - \frac{2b_r S}{4C_r + b_r S} \right); \quad (20.53)$$

$$Q_B = \frac{\pi k_{\Phi} SAH\beta}{4} \left(\ln \frac{2S + \beta S_B + 2C_B}{2C_B} - \frac{2\beta S_B}{4C_B + \beta S_B} \right) + q_c \left(T - \frac{\beta S}{2} \right); \quad (20.54)$$

$$\text{где } q_c = \frac{2\pi k_{\Phi} \Delta H}{\ln \frac{S}{\pi d_c} + \frac{2\pi l_1 l_2}{LS}}; \quad (20.55)$$

$$\left. \begin{aligned} b_r &= \ln \frac{\beta S}{2\pi d_r} - 1; \\ b_B &= \ln \frac{\alpha S}{2\pi d_B} - 1; \\ C_r &= \frac{\pi l_1 l_2}{\beta L}; \quad C_B = \frac{\pi l_1 l_2}{\alpha L}; \\ \alpha &= \frac{3S}{2(T+S)}; \quad \beta = \frac{2(T+S)}{3S} \end{aligned} \right\} \quad (20.56)$$

Удельный расход, поступающий в дренажную систему со стороны контура питания, в обоих случаях определяют по формуле

$$q_1 = \frac{k_{\Phi} T (H_2 - H_1)}{L} + \frac{q_{\text{общ}} l_1}{L}; \quad (20.57)$$

$$\text{где } q_{\text{общ}} = Q_c/S.$$

Ординаты пьезометрической кривой вычисляют по формулам (20.35)–(20.38).

К. Комбинированный дренаж в виде горизонтальной дрены и ряда дренажных скважин в безнапорном потоке (рис. 20.31, б). Суммарный расход дренажной системы, состоящей из горизонтальной дрены длиной S и одной скважины, определяют по формуле

$$Q_c = Q_{r1} + Q_{r2} + Q_r + Q_B, \quad (20.58)$$

где

$$\left. \begin{aligned} Q_{r1} &= k_{\Phi} \frac{h_1^2 - h_0^2}{2l_1} S; \\ Q_{r2} &= k_{\Phi} \frac{h_2^2 - h_0^2}{2l_2} S. \end{aligned} \right\} \quad (20.59)$$

Значения Q_r и Q_B определяют по формулам (20.50), (20.51) или (20.53), (20.54) в зависимости от значения отношения S/T .

Удельный расход, поступающий в дренажную систему со стороны контура питания, определяют по формуле

$$q_2 = \frac{k_{\Phi} T_0 (H_2 - H_1)}{L} - \frac{(Q_r + Q_B) l_1}{LS} + \frac{Q_{r2}}{S}. \quad (20.60)$$

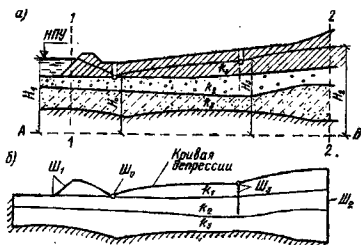


Рис. 20.32. Схемы к фильтрационному расчету защитного дренажа методом ЭГДА

а — геологический профиль защищаемой территории по линии тока; б — расчетная модель исследуемой области

Ординаты кривой депрессии вычисляют по формулам (20.35)–(20.38), принимая в них

$$T_0 = T + \frac{h_1 + h_2}{2}.$$

Л. Системы защитного дренажа в сложных природных условиях (рис. 20.32). В условиях сложного залегания водоупора, неоднородного строения фильтрующей толщи и нелинейного сложного расположения дренажа дренажную систему рассчитывают путем моделирования потока методом ЭГДА.

Моделирование притока воды к горизонтальным дренам в условиях плоской задачи не представляет каких-либо трудностей. Его осуществляют по заданным граничным условиям на моделях из электропроводной бумаги или на жидкостных моделях, отображающих действительные геометрические размеры всей области фильтрации и водопроницаемость ее отдельных зон. При моделировании не всегда учитывают влияние на фильтрационный поток инфильтрации, происходящей непосредственно на защищаемой территории. Влияние же естественного грунтового потока, поступающего с водораздела, учитывают заданием отметки уровня грунтовых вод на так называемом контуре питания, местоположение которого принимают у границы защищаемой территории в зоне, где сезонные колебания уровня грунтовых вод не превышают 0,5 м.

Моделирование фильтрационного потока в дренажных системах, включающим дренажные скважины, рекомендуется проводить на жидкостных моделях. За показатель фильтрационных свойств многослойного пласта при моделировании принимают его проводимость, вычисляемую по формуле

$$T = \sum_i \pi l_i k_i, \quad (20.61)$$

где m_f и k_f — мощность и коэффициент фильтрации отдельных слоев, составляющих обводненную толщу.

В первом приближении обводненная толща определяется естественным бытовым уровнем грунтовых вод, а в последующем — расчетным уровнем, который находят в процессе моделирования методом последовательного приближения.

При моделировании фильтрационного потока на защищаемой территории на модели устанавливаются шпильки с потенциалами, соответствующими высотному положению уровней воды на контурах питания и стока и в дренах. Например, для модели, приведенной на рис. 20.32, б, шпильки $Ш_2$, устанавливаемой на контуре питания, задается потенциал, равный $U_2=1$, а шпильки $Ш_0$, моделирующей береговую дрену, — потенциал $U_0=0$. Потенциалы двух других шпилек $Ш_1$ и $Ш_3$ определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} U_1 &= \frac{H_1 - H_0}{H_2 - H_0}; \\ U_3 &= \frac{H_3 - H_0}{H_2 - H_0}, \end{aligned} \right\} \quad (20.62)$$

где H_1 , H_0 , H_2 и H_3 — отметки уровней воды соответственно на контуре стока в горизонтальной дрене, на контуре питания и в дренажной скважине.

Кривую депрессии строят подбором.

Приток воды в дрена с контуров питания и стока определяют по гидродинамической сетке, построенной по данным моделирования.

20.5.5. Расчет защитного дренажа в условиях пространственного потока

На конечных участках дренажных систем, а нередко и в средней их части наблюдаются

сложные фильтрационные течения, обусловленные как гидрогеологическими условиями площадки, так и характером взаимодействия потоков, поступающих в дренаж из водохранилища и со стороны контура питания. Расчет притока воды в дренаж в этих условиях целесообразно выполнять путем моделирования потока методом ЭГДА на электропроводной бумаге.

Методика моделирования пространственного потока к горизонтальной дрене, расположенной в однородных грунтах, при наличии горизонтального водоупора остается той же, что и при изучении напорного потока, но составляется плановая модель по заданным граничным условиям на контурах питания, стока и линии дренажа. При этом потенциал на контуре питания U_1 принимается равным 1, на линии дренажа $U_2=0$, а на линии уреза водохранилища он вычисляется по формуле

$$U_3 = \frac{h_3^2 - h_2^2}{h_1^2 - h_2^2}, \quad (20.63)$$

где h_1 , h_2 и h_3 — глубины воды соответственно по контурам питания, стока и в дрене.

Глубины безнапорного потока вычисляют с использованием полученных методом ЭГДА потенциалов U_i по формуле

$$h_1 = \sqrt{(h_1^2 - h_2^2) U_i + h_2^2}. \quad (20.64)$$

При сложных гидрогеологических условиях и при использовании вертикального дренажа моделирование пространственного потока производится обычно на жидкостных моделях [6].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Богатырев В. В. Инженерная защита в зонах водохранилищ крупных гидроэлектростанций. М., Госэнергоиздат, 1958.
2. Влияние водохранилищ на гидрогеологические условия прилегающих территорий/С. К. Абрамов, Н. Н. Внидеман, Ф. М. Боченер, Н. Н. Веригин. М., Стройиздат, 1960.
3. Гаврянюк В. М., Алексеев В. С. Фильтры буровых скважин. М., Недра, 1975.
4. Гаврянюк В. М. Фильтры водозаборных, водопонижительных и гидрогеологических скважин. М., Стройиздат, 1968.
5. Гиринский Н. К. Некоторые вопросы динамики подземных вод. — Тр./ВСЕГИНГЕО, 1947, Сб. № 9. Гидрогеология в инженерной геологии.
6. Защита территорий от затопления и подтопления/С. К. Абрамов, В. П. Недрига, А. В. Романов, Е. М. Селяков. М., Госстройиздат, 1961.
7. Козлов В. С. Расчет дренажных сооружений. М., Госстройиздат, 1940.

8. Недрига В. П., Поворовский Г. И. Фильтрационный расчет комбинированного дренажа в однородной среде. — В кн.: Вопросы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1973.
9. Павловский Н. Н. Собрание сочинений. М.; Л., 1956. Т. 2. Движение грунтовых вод.
10. Романов А. В. Приток воды к водозаборам подземных вод и дренаж. — В кн.: Вопросы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений. М., Госстройиздат, 1952.
11. СНиП II-83-73. Плотины из грунтовых материалов. М., Стройиздат, 1974.
12. Указания по определению расчетных гидрологических характеристик. СН 436-72. Л., Гидрометеоиздат, 1972.
13. Шензель Ф. А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб. — 5-е изд. доп. — М., Стройиздат, 1973.

НАКОПИТЕЛИ ВТОРИЧНЫХ МАТЕРИАЛЬНЫХ РЕСУРСОВ

(твердых и жидких отходов промышленных предприятий)

ГЛАВА 21. СХЕМЫ И КОНСТРУКЦИИ НАКОПИТЕЛЕЙ

21.1. Общие сведения

Твердые и жидкие отходы образуются на всех промышленных предприятиях. При обогащении руд черных и цветных металлов, например, в отходы идет значительное количество мелконзмельченной пустой породы, так называемых хвостов. В процессе мокрого обогащения угля и руд, при отстаивании и фильтрации сточных жидкостей машиностроительных и металлообрабатывающих заводов образуется мелкий илестый осадок, именуемый шламом. На предприятиях химической промышленности (заводы по производству удобрений, серноокислотные, азотнотуковые и др.), машиностроительной и цветной металлургии (фабрики по переработке цинковых, свинцовых, никелевых руд) образуются токсичные сточные воды, содержащие соли, щелочи, кислоты, тяжелые металлы (медь, свинец, хром, мышьяк и др.). На предприятиях пищевой промышленности (сахарные, крахмальные, спиртоводочные, пивоваренные, дрожжевые заводы) образуются нетоксичные сточные воды, содержащие органические вещества. Сточные воды ряда химических производств (нефтеперерабатывающих, нефтехимических, органических красителей, коксохимических и др.) содержат в своем составе токсичные соединения (фенолы, высшие спирты, нефтепродукты, альдегиды и др.).

С целью предотвращения загрязнения окружающей природной среды, а также для отстаивания, осветления, испарения, доочистки и накопления при повторном использовании в системе водооборота или перед сбросом в водоемы сточные воды аккумулируют в специально подготовленных земляных емкостях.

Твердые отходы (хвосты) и сопутствующие им химические загрязнения (например, флотреагенты) с этой же целью, а также в расчете на последующее извлечение оставшегося в них металла складывают в хранилища [10].

В зависимости от вида отходов и назначения земляных емкостей различают: а) хвостохранилища; б) шламохранилища; в) накопители производственных сточных вод; г) пруды-отстойники; д) пруды-испарители; е) золоотвалы; ж) иловые площадки и т. д. Все эти земляные емкости в дальнейшем изложении будут именоваться общим термином «накопи-

тель» и только в случае необходимости будет использовано точное название.

21.2. Основные типы накопителей и условия их применения

По условиям складирования все накопители подразделяют на намывные и наливные. К намывным (рис. 21.1) относятся такие накопители, емкость которых создается путем непрерывного намыва ограждающих плотин (дамб) из крупных фракций складываемых хвостов (шламов). К наливным (рис. 21.2) относят такие накопители, емкость которых создается путем предварительного обвалования участка территории плотинами (дамбами), возводимыми из грунтов насыпным или намывным способом на полную высоту или отдельными очередями при значительной высоте плотины.

Тип плотины (ограждающей дамбы) выбирают путем технико-экономического анализа с учетом конкретных условий. При прочих равных условиях предпочтительнее насыпная плотина.

В зависимости от рельефа местности, на которой сооружают накопители, их подразделяют на следующие типы: а) балочно-овражный; б) косогорный; в) равнинный; г) пойменный; д) котлованный; е) котловинный. В ряде случаев устраивают также накопители смешанного типа, например балочно-равнинный, пойменно-косогорный.

Накопитель балочно-овражного типа (см. рис. 21.2, а) создают путем перегораживания оврага в низовой его части плотиной и сооружения в других местах по периметру сплошных или прерывистых дамб. Накопители этого типа отличаются высокой экономичностью. В зависимости от размеров, формы и плана, уклона дна оврага они бывают одноступенчатыми и многоступенчатыми (каскадными). **Одноступенчатый накопитель** (см. рис. 21.2, а) устраивают перегораживанием оврага в нижней его части одной плотиной, при этом используется весь объем оврага. Этот тип накопителя целесообразен при малом уклоне дна. **Многоступенчатый накопитель** (рис. 21.3) создают в оврагах сложной конфигурации и большой протяженности при значительных уклонах дна. Для этого ов-

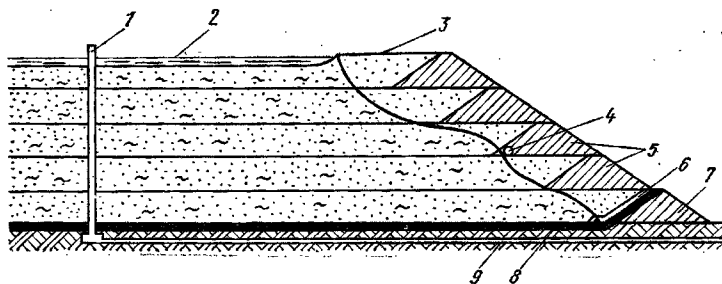


Рис. 21.1. Схема намывного накопителя (хвостохранилища)

1 — водосборной колодезь; 2 — отстойный пруд; 3 — плеч намыва; 4 — горизонтальная дрена; 5 — вторичные дамбы; 6 — дренаж; 7 — первичная дамба обвалования; 8 — экран; 9 — коллектор

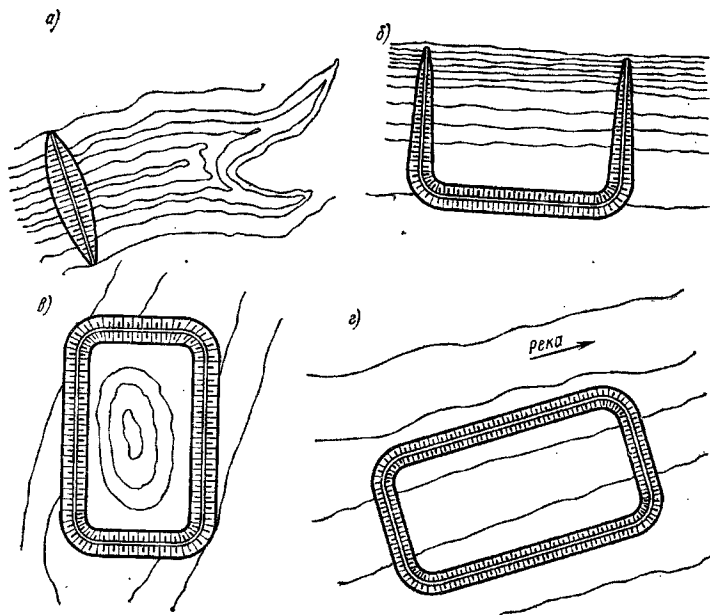


Рис. 21.2. Схемы наливных накопителей

а — балочно-овражный; б — косогорный; в — равнинный; г — пойменный

раг разделяют рядом плотин на отдельные секции. Число секций и местоположение плотин определяют исходя из условий эксплуатации, объема складываемых по годам отходов, а также с учетом инженерно-геологических и топографических условий, местоположения карьеров строительных материалов, имеющегося парка строительных машин и других факторов

и должно быть обосновано технико-экономическими расчетами. При устройстве накопителя этого типа полнее используется объем оврага. Большим преимуществом многоступенчатого накопителя является удешевление мероприятий по защите окружающей природной среды. Так, если борта и дно оврага сложены малопроницаемыми породами, такие меро-

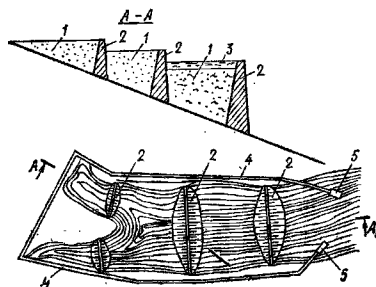


Рис. 21.9. Многоступенчатый бально-овражный накопитель

1 — твердые отходы (хвосты, шламы); 2 — плотина; 3 — проектная поверхность накопителя; 4 — выгортная канава; 5 — водобойный колодец

приятия необходимо предусматривать только для последней плотины, расположенной в конце каскада.

Накопитель косогорного типа (см. рис. 21.2, б) устраивают на склонах водораздела путем ограждения участка территории дамбами с трех сторон.

Накопитель равнинного типа (см. рис. 21.2, в) устраивают ограждением участка равнины дамбами. В ряде случаев целесообразно строительство накопителя равнинного типа очередями путем сооружения дамб вокруг участков, примыкающих к ранее построенному накопителю.

Пойменный накопитель (см. рис. 21.2, г) устраивают путем ограждения дамбами части поймы реки. При наличии высокой террасы ограждающие дамбы строят с трех сторон.

Котлованный накопитель располагают в котлованах старых карьеров или резервов. При

этом возможно складирование отходов без возведения дамбы.

Котлованный накопитель располагают в естественных котловинах. При этом возможно складирование отходов без возведения дамбы или же требуется дамба малой высоты.

В соответствии со сроком службы накопители подразделяют на постоянные и временные. Срок службы временных накопителей до 5 лет.

Накопители делят на классы в зависимости от высоты дамб обвалования и степени ответственности (для примера в табл. 21.1 приведены классы хвостохранилищ).

Накопители различного назначения характеризуются специфическими особенностями.

Хвостохранилище — комплекс сооружений, предназначенных для складирования твердых и жидких отходов горнорудных предприятий черной и цветной металлургии, образующихся при обогащении руд (тонкоизмельченной пустой породы — хвостов, флотореагентов и др.). При использовании мокрого процесса обогащения эти отходы поступают в хвостохранилище в виде пульпы с отношением количества твердых минеральных частиц к воде, достигающим 1:15 — 1:30. Твердые частицы осаждаются в хвостохранилище, а осветленная вода отводится для повторного использования или сбрасывается в водоем. В состав хвостохранилища (см. рис. 21.1) входят плотины (дамбы) первичного и вторичного обвалования, гидротовал, противофильтрационные устройства, дренажи, водосборные сооружения.

Хвостохранилища можно устраивать любого из перечисленных выше типов в зависимости от условий рельефа, по условиям складирования они относятся к намывным накопителям.

ТАБЛ И Ц А 21.1. КЛАССЫ ХВОСТОХРАНИЛИЩ

Класс	Емкость хвостохранилища, млн. м ³	Выход хвостов, т/сут	Высота ограждающей дамбы, м	Степень ответственности и последствия разрушения сооружений
I	>100	>10 000	>50	Особо ответственные, авария которых сопряжена с катастрофическими последствиями для населенных пунктов и предприятий, а также с отравлением, загрязнением водоемов и водотоков питьевого назначения
II	>100	>10 000	>50	Особо ответственные, авария которых не сопряжена с катастрофическими последствиями для населенных пунктов и предприятий, но вызывает затопление сельскохозяйственных угодий, отравление и загрязнение водоемов и водотоков, имеющих народнохозяйственное значение
III	100—10	10 000—5000	50—20	Малоответственные, авария которых не может вызвать серьезных последствий для населенных пунктов и предприятий и вызывает затопление местности, не имеющей народнохозяйственного значения
IV	<10	5000—1000	<20	Сооружения в незастроенных местностях, авария которых вызывает затопление земель и загрязнение водоемов и водотоков, не пригодных к использованию в данное время
V	<10	<1000	<10	Временные сооружения, авария которых вызывает затопление земель и загрязнение водоемов, не пригодных к использованию в данное время

Строительство хвостохранилища выполняются в две очереди. В первую очередь намытым или насыпным способом возводят плотину (дамбу) первичного обвалования, для чего используют вскрышные породы, местные грунты, а также хвосты. После заполнения емкости складруемыми хвостами на них как на основании вдоль первичной плотины со смещением оси в сторону верхнего бьефа сооружают плотину (дамбу) вторичного обвалования из отложившихся в емкости хвостов. Вслед за этим начинают замыв хвостами образующей емкости.

Для отвода из хвостохранилища жидкой фазы складруемых отходов, а также с целью обеспечения устойчивости плотины в них устраивают дренажи (трубчатые, наклонные, ленточные и др.).

В случае необходимости напорную грань дамб первичного обвалования и ложе хвостохранилища или часть его, сложенную высокопроницаемыми породами, закрывают противofильтрационными устройствами.

Хвостохранилища заполняют по двум основным схемам: 1) пульпопровод располагают на плотине и хвосты укладывают от плотины к берегам; 2) пульпопровод располагают на берегу и хвосты укладывают от верховой части хвостохранилища к ограждающим плотинам. Нередко пульпопроводы укладывают по всему периметру хвостохранилища (равнинного типа). При первой схеме в процессе намыва по всему фронту выпусков образуется пляж из наиболее крупных фракций пульпы, а мелкие фракции попадают в отстойный пруд. Это обстоятельство является благоприятным, так как способствует повышению устойчивости плотины. К достоинствам первой схемы намыва относятся также возможность парашаивания плотины вторичного обвалования намывом хвостов и создание хороших условий осветления воды в отстойном пруде. Кроме того, она весьма экономична. При укладке хвостов по второй схеме около плотины образуется зона, сложенная из мелких фракций, на пляже намыва в зимнее время пульпа замерзает и образуются наледи. Эту схему применяют только в том случае, если она дает существенный экономический эффект. При ее использовании в многоступенчатом хвостохранилище представляется возможность экранировать ложе мелкими фракциями хвостов и существенно снизить фильтрационные утечки.

Хвостохранилища занимают площади в сотни гектаров, а высота их после заполнения хвостами достигает десятков и даже сотен метров. Количество складруемых хвостов составляет десятки — сотни миллионов тонн.

Шламохранилище — комплекс сооружений, предназначенных для складирования твердых отходов обогатительных фабрик угольной промышленности, ряда производств цветной металлургии, металлургических и машиностроительных заводов и др.

В зависимости от рельефа местности шламохранилища могут быть балочно-овражного, равнинного, пойменного, котлованного и котловинного типа. Их создают с применением насыпных плотин (дамб), возводимых из местных глинистых грунтов, а в ряде случаев, если это оказывается возможным по технико-экономическим соображениям, из складруемых шламов. Объемы шламохранилищ достигают десятков миллионов кубических метров, а глубина 50 м.

Отходы подают в виде пульпы и замыв шламохранилища осуществляют по тем же схемам, что и хвостохранилища. Твердая фракция пульпы оседает в шламохранилище, а жидкая после осветления направляется для повторного использования в водообороте.

Состав сточных вод, подаваемых в шламохранилище от цехов одного и того же металлургического предприятия, различен. Кроме того, практикуется подача в шламохранилища сточных вод различных производств. По этой причине в состав производственных сточных вод могут входить токсичные загрязнения: серная кислота, цианиды, шестивалентный хром, кадмий, свинец, никель и т. д.

Накопители производственных сточных вод, пруды-отстойники, пруды-испарители, аварийные бассейны, пруды для дождевых вод — все это комплексы сооружений в виде насыпных плотин (дамб) из местных глинистых грунтов, образующих путем ограждения территории земляные емкости, предназначенные для постоянного или временного аккумуляирования производственных сточных вод, их отстаивания, испарения, доочистки с целью дальнейшего использования в водообороте или через выпуском в водоемы. Такие накопители имеются в системе водного хозяйства предприятий практически всех отраслей промышленности: химической, нефтехимической, нефтеперерабатывающей, пищевой, целлюлозно-бумажной и т. д.

В состав накопителей производственных сточных вод входят плотины (дамбы обвалования), противofильтрационные устройства, дренажи, водосбросные сооружения. Такие накопители в зависимости от условий рельефа могут устраиваться равнинного, пойменного, котлованного, котловинного и балочно-овражного типа. По способу складирования накопители производственных сточных вод относятся к наливному типу. Площадь накопителей ко-

леблется от нескольких гектаров до десятков квадратных километров.

В состав складываемых производственных сточных вод часто входят токсичные вещества, миграция которых из накопителя чревата опасностью заражения окружающей территории и источников водоснабжения. Это обстоятельство обязывает уделять особое внимание проектированию противофильтрационных мероприятий, обеспечивающих снижение фильтрационных утечек до допустимых размеров или даже полностью исключающих их.

Золотоотвалы — комплекс сооружений, предназначенных для складирования твердых отходов тепловых электростанций — золошлакового материала, состоящего из твердого негорючего остатка, получающегося при сжигании твердого топлива; золы, улавливаемой в золоуловителях, и шлака.

В зависимости от рельефа местности устраивают золотоотвалы тех же типов, что и хвостохранилища. По условиям складирования золотоотвалы являются намывными сооружениями, возводимыми и эксплуатируемыми так же, как и хвостохранилища.

Золошлаковые материалы подают в золотоотвалы гидравлическим способом в виде пульпы. Твердые частицы отлагаются в процессе складирования, а осветленная вода собирается и направляется на повторное использование в водообороте или сбрасывается в водоем. Отложившиеся в отвале твердые частицы (шлак размером более 0,25 мм и зола размером до 0,25 мм) используют для возведения ограждающих дамб золотоотвала.

Выбор типа накопителя по условиям складирования зависит от ряда факторов и в первую очередь от характера складываемых отходов (жидкие или твердые), зернового (гранулометрического) состава твердых отходов, климатических, топографических условий, наличия в требуемом количестве местных грунтов, пригодных для отсыпки плотин, методов обогащения руд и др.

Жидкие отходы складывают в накопителях наливного типа — накопителях производственных сточных вод, прудах-отстойниках, ирригационных, аварийных бассейнах и т. д.

Твердые отходы складывают в хвостохранилищах, шламохранилищах, золотоотвалах; условия складирования зависят от гранулометрического состава твердой фазы и, в частности, от содержания частиц мельче 0,074 мм. При количестве частиц мельче 0,074 мм больше 70 % твердые отходы надлежит складировать в накопителях наливного типа. При количестве этих частиц меньше 70 % допускается при

надлежащем обосновании их складирование в накопителех намывного типа.

В районах с суровыми климатическими условиями и продолжительной зимой, со значительным числом морозных дней наливной тип накопителя предпочтительнее по условиям эксплуатации.

При наличии в районе складирования отходов естественных земляных емкостей (оврагов, балок и т. п.) или пониженный поверхности (котловин) достаточного объема предпочтительнее накопитель наливного типа, емкость которого может быть создана при минимальных затратах путем устройства плотины в нижней части оврага или дамб обвалования в отдельных местах по периметру естественной котловины.

При отсутствии на месте строительства грунтов, пригодных для возведения дамб обвалования, предпочтителен насыпной тип накопителя твердых отходов. Этот тип накопителя следует применять также и тогда, когда по технологии предусмотрены получение твердых промышленных отходов и транспортировка их на место складирования в сухом виде каанатным, автомобильным и другими подобными видами транспорта.

Решение о выборе типа накопителя принимают на основании технико-экономического сопоставления возможных вариантов.

21.3. Организация поверхностного стока

В ряде случаев при проектировании накопителей необходимо предусмотреть мероприятия по организации поверхностного стока: количество осадков больше величины испарения; объем годового поверхностного стока с прилегающей к накопителю водосборной площади превышает 5 % объема накопителя; складирование в накопителе концентрированных стоков, разбавление которых нецелесообразно по условиям их дальнейшего использования; аварийный накопитель небольшого объема, который не должен быть заполнен водой для возможности принятия в любой момент аварийных сбросов, и др. С целью перехвата поверхностного стока устраивают нагорные каналы с водосборами.

Нагорные каналы располагают по периметру (части периметра) накопителя выше максимального уровня жидкости в нем для обеспечения сбора и отвода всего поверхностного стока с водосборной площади. Поперечное сечение нагорных каналов может быть трапециевидным или прямоугольным.

Трапециевидные каналы получили наиболь-

шее распространение. Их устраивают как без облицовки (в малоразмываемых грунтах), так и с облицовкой в виде каменного мощения, из монолитных или сборных бетонных и железобетонных плит, асфальтобетона и др. Устойчивость откосов канавы обеспечивают назначением надлежащего их заложения. Для трапециевидных канав без облицовки заложение откосов можно назначать ориентировочно в зависимости от глубины канавы и вида грунта, в котором она проложена (табл. 21.2). Раз-

Т А Б Л И Ц А 21.2. ЗНАЧЕНИЯ ЗАЛОЖЕНИЯ m ОТКОСА НАГОРНОЙ КАНАВЫ

Грунт	Значения m при глубине канавы, м		
	1—2	2—3	3—4
Песок средней крупности, крупный и гравелистый	2,0	2,5	3,0
Суглинок	1,5	2,0	2,5
Суглинок	1,0	1,5	2,0
Глина	1,0	1,2	1,5

меры канав определяют гидравлическим расчетом исходя из заданного расхода (см. гл. 3). При этом бровка канавы должна возвышаться над максимальным уровнем воды не менее чем на 0,25 м, а площадь ее поперечного сечения должна иметь запас на возможное заиливание на высоту 0,1 м. Уклон канавы назначают в зависимости от рельефа местности в пределах 0,0005—0,002. Средняя скорость в канаве должна быть не ниже незаиливающей [см. формулу (3,54)] и не выше неразмывающей (см. табл. 3.10—3.12). Необходимость крепления канав и вид крепления зависят от скорости. Неразмывающие средние скорости для закрепленных русел приведены в табл. 3.13.

Нагорные канавы с прямоугольным поперечным сечением распространены реже. Их обычно устраивают в малоплотных грунтах из сборного или монолитного бетона и железобетона. Гидравлический расчет этих канав выполняют по формулам, приведенным в гл. 3, исходя из заданного расхода воды. К преимуществам канав прямоугольного сечения относятся меньшая площадь сечения и меньшая чувствительность к просадкам грунта.

Сброс воды из нагорной канавы в водоем осуществляют в зависимости от разности отметок воды с помощью быстротоков, водобойных колодцев, многоступенчатых перепадов, консольных водосбросов. Гидравлический расчет этих сооружений проводят по формулам, приведенным в гл. 3, а конструктивные решения принимают по рекомендациям гл. 13.

При устройстве накопителей в поймах рек или в оврагах с постоянно текущим ручьем не-

обходимо отвести от накопителя этот водоток. С этой целью устраивают водосбросы в виде береговых каналов, труб, туннелей. С помощью водосбросов отводят поверхностный сток, аккумулирующийся перед верховой дамбой, в нижний бьеф в обход накопителя. В случае необходимости на низовом участке водосброс предусматривают устройства для гашения энергии потока. Гидравлический расчет водосбросов выполняют по формулам гл. 3 исходя из необходимости пропуска максимального расхода заданной обеспеченности. Конструктивные решения принимают в соответствии с рекомендациями гл. 13. Тип водосброса выбирают на основании технико-экономического сопоставления вариантов.

21.4. Водосбросные сооружения

Водосбросные сооружения устраивают в накопителях для обеспечения необходимых пропусков осветленной воды, а в некоторых случаях для возможности полного опорожнения емкости (см. рис. 21.1).

В качестве водосбросных сооружений используют колодцы, шахтные, береговые или сифонные водосбросы, соединенные с коллектором, уложенным по дну накопителя и отводящим воду за его пределы. В конце коллектора предусматривают водобойный колодец или другие гасители энергии. Водосбросный колодец целесообразно использовать в условиях средней полосы и юга страны, а сифонный водосброс — в районах с суровыми климатическими условиями и холодной зимой.

Конструкцию и размеры водосбросных сооружений определяют расчетом исходя из обеспечения требуемой пропускной способности при различных отметках поверхности воды в накопителе, изменяющихся в процессе эксплуатации. Высоту водосбросного колодца рекомендуют принимать не выше 20 м. Расстояние от водосбросных колодцев до мест выпуска промышленных стоков (пulpы) определяется требуемой степенью осветления (обычно его принимают не менее 500 м).

Конструкция водосбросного колодца зависит от его назначения. При повторном использовании осветленной воды в водообороте конструкция водосбросного колодца должна обеспечивать равномерный расход. В этом случае применяют водосбросной колодец стоечно-шандорного типа, представляющий собой в плане квадрат, образованный четырьмя стойками из монолитного или сборного железобетона. В пазы стоек опускают шандоры. Находят применение также водосбросные колодцы из монолитного железобетона с водопропускными от-

верстями, расположенными в разных местах по высоте и закрываемыми заглушками.

Коллекторы водосборных сооружений выполняют из сборного или монолитного железобетона и после прокладки покрывают гидроизолирующей, обеспечивающей водонепроницаемость стыковых соединений и предотвращающей попадание в коллектор шлам. Рекомендуется укладывать коллектор на спроектированное основание (выкружка с углом охвата более 75°), выровненное песком с последующим уплотнением, или на бетонное основание (с подливкой раствора).

Статический расчет водосборных колодцев проводят на действие волновой нагрузки при полностью заполненном накопителе. Статический расчет коллектора выполняют методом, разработанным для тонкостенной цилиндрической оболочки. Гидравлический расчет водосборных сооружений проводят методом, изложенным в гл. 3.

21.5. Организация системы оборотного водоснабжения

В тех случаях, когда по местным условиям возможно повторное использование в технологическом процессе осветленной в накопителе воды, целесообразна организация системы оборотного водоснабжения. Эта система обычно состоит из водоприемника, водовода, насосной станции, сооружений для очистки воды, резервуаров и т. д. В ряде случаев, особенно при организации оборотного водоснабжения на хвостохранилищах горно-обогатительных комбинатов, из системы оборотного водоснабжения исключают водоприемник, а отбор осветленной воды осуществляют непосредственно из отстойного пруда с помощью стационарных или плавучих насосных станций.

В качестве водоприемников осветленной воды широко применяют водосборные колодцы (см. п. 21.4). Осветленная вода переливается в колодец через гребень шандров. По мере повышения уровня воды в пруде укладывают дополнительные шандры. Водосборной колодец соединяют коллектором с насосной станцией, которая подает по трубопроводу осветленную воду на место ее потребления. При необходимости воду подвергают дополнительной очистке.

Береговые водозаборные сооружения детально описаны в гл. 16. Их проектируют в соответствии с требованиями СНиП II-31-74 [12].

Материал для водозаборных сооружений выбирают с учетом агрессивности жидкости в накопителе. Тип этих сооружений выбирают

на основании технико-экономического сопоставления вариантов.

21.6. Плотины (ограждающие дамбы)

При устройстве накопителей наливного типа можно возводить насыпные и намывные плотины всех существующих видов (см. табл. 6.1): из однородного и неоднородного грунта, с противотрационным экраном из грунта и из негрунтовых материалов, с ядром, диафрагмой (стенкой, шпунтом) [13]. Для их строительства применяют различные грунты (см. п. 6.3) и твердые фракции складированных отходов (хвостов, шламов), физико-механические свойства которых позволяют обеспечить требуемую низкую проницаемость тела плотины и устойчивость ее откосов на протяжении всего срока службы накопителя. Желательно использовать грунты из чаши накопителя, что сокращает объем перевозок и способствует увеличению полезного объема накопителя. Однако при этом необходимо обращать особое внимание на сохранение по дну накопителя требуемого слоя малопроницаемых глинистых грунтов, являющегося естественным противотрационным экраном.

При использовании для устройства неоднородной плотины твердых фракций складированных отходов ее возводят в две очереди (рис. 21.4, а). Сначала возводят первичную плотину из малопроницаемого грунта. Затем на протяжении всего времени работы накопителя наращивают эту плотину с низовой стороны с применением твердых крупных фракций складированных отходов. В случае необходимости с напорной стороны наращиваемой плотины устраивают противотрационный экран.

При устройстве накопителей намывного типа можно возводить намывные плотины трех видов: однородную (см. рис. 6.3, а, б), с центральным противотрационным ядром (см. рис. 6.3, в, г) и в виде упорной призмы (рис. 21.4, б). Упорную призму создают путем

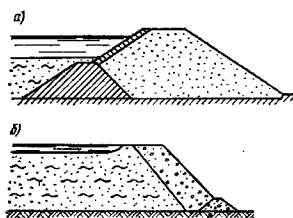


Рис. 21.4. Неоднородная насыпная плотина накопителя, возводимая в две очереди (а), и намывная плотина в виде упорной призмы (б)

одностороннего намыва складированных хвостов. Крупные фракции оседают на пляже намыва и образуют упорную призму, а мелкие фракции откладываются в отстойном пруде. Широкие упорной призмы назначают на основании расчетов устойчивости на сдвиг при самом неблагоприятном сочетании действующих нагрузок.

При выборе конструкции плотины и назначении ее размеров следует руководствоваться сведениями, приведенными в п. 6.4.

21.7. Противофильтрационные устройства

21.7.1. Общие положения

Противофильтрационные устройства применяют для обеспечения надежной работы входящих в состав накопителей сооружений, предотвращения подтопления грунтовыми водами прилегающей к накопителю территории и исключения загрязнения этой территории, подземных и поверхностных вод фильтрующимися сточными водами.

К качеству противофильтрационных устройств, используемых в накопителях промышленных стоков (экранам, диафрагмам, понурам, завесам и их комбинациям), предъявляют повышенные требования. Они должны обладать надлежащей стойкостью против вредного воздействия фильтрующихся сточных вод и сохранять противофильтрационные, прочностные и другие строительные свойства на протяжении всего срока службы накопителя.

Вид противофильтрационного устройства выбирают на основании технико-экономического сопоставления вариантов с учетом:

- схемы накопителя;
- конструкции водонепроницаемых сооружений (плотин, дамб) и свойств грунтовых материалов, используемых для их возведения;
- инженерно-геологических условий (гео-

логического строения основания и берегов, физико-механических и химических свойств пород основания, глубины залегания водоупора, положения зеркала подземных вод, наличия просадочных пород и др.);

- характеристик фильтрационного потока;
- сейсмических условий;
- наличия и местоположения карьеров грунтов, пригодных для выполнения противофильтрационных устройств.

21.7.2. Схемы противофильтрационных устройств

По назначению и характеру работы противофильтрационные устройства подразделяют на два основных вида: 1) противофильтрационные устройства плотин; 2) противофильтрационные устройства чаши накопителя.

Противофильтрационные устройства плотин из проницаемых грунтов, возводимых на непроницаемом основании (или проницаемом основании малой мощности), целесообразно выполнять в виде:

- экрана, укладываемого на поверхность напорного откоса; при необходимости экран сопрягают с зубом в основании (рис. 21.5, а) или с понуром перед плотиной (рис. 21.5, б);
- ядра (рис. 21.5, в);
- диафрагмы (рис. 21.5, г).

В плотинах из проницаемых грунтов, возводимых на проницаемом основании неограниченной мощности, противофильтрационные устройства целесообразно выполнять в виде непроницаемых экранов, сопрягаемых с экранами, закрывающими чашу накопителя.

Противофильтрационные устройства чаши накопителя выполняют по следующим основным схемам [7]:

- совершенная завеса, прорезающая прони-

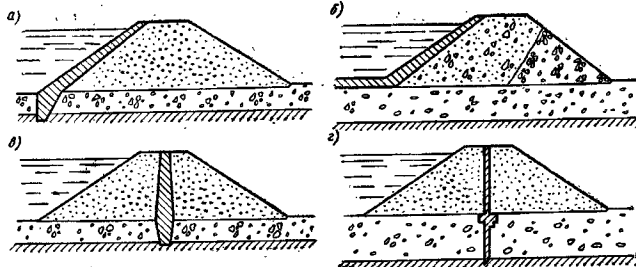


Рис. 21.5. Противофильтрационные устройства плотин накопителей

а, б — экран на поверхности напорного откоса (а — сопряжение экрана с зубом; б — сопряжение экрана с понуром); в — ядро; г — диафрагма

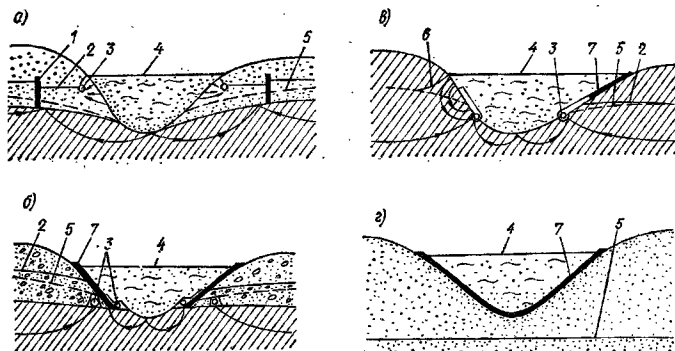


Рис. 21.6. Противофильтрационные устройства чаши накопителя [7]

1 — противофильтрационная завеса; 2 — кривая подпора грунтовых вод; 3 — дренаж; 4 — проектная поверхность накопителя; 5 — поверхность грунтовых вод до постройки накопителя; 6 — кривая депрессии; 7 — противофильтрационный экран

даемые породы берегов чаши накопителя, и сопутствующий дренаж (рис. 21.6, а);

б) экран, закрывающий места выходов проницаемых пород на берегах чаши накопителя, и сопутствующий дренаж (рис. 21.6, б);

в) кольцевая комбинированная завеса на берегах (рис. 21.6, в);

г) пластовый экран, покрывающий всю смоченную поверхность накопителя (рис. 21.6, г).

Схему «а» применяют, когда берега накопителя сложены проницаемыми породами, подстилаемыми водоупором, расположенным на небольшой глубине. Сопутствующий дренаж перед завесой, выполненный в виде горизонтальной линейной дрены, предназначен для такого понижения уровня грунтовых вод перед завесой, при котором полностью исключаются фильтрационные утечки из накопителя.

Схему «б» применяют в тех же гидрогеологических условиях, если устройство вертикальной завесы нецелесообразно. Сопутствующий дренаж устраивают в виде двух горизонтальных линейных дрен, одна из которых расположена под экраном для дренирования грунтовых вод, а другая над экраном для дренирования хвостов в накопителе; при этом обеспечивается возможность регулирования напора в них в требуемых диапазонах. Регулируемый дренаж позволяет создать напор воды в сторону накопителя, что исключает фильтрационные утечки из него.

Схему «в» целесообразно применять для накопителей балочно-овражного типа, берега которых сложены малопроницаемыми грунтами с небольшим расходом грунтовых вод, если уровень воды в накопителе превышает отметки

зеркала бытового грунтового потока, что чревато возможностью миграции загрязнений из накопителя.

Схему «г» целесообразно применять при расположении накопителя на основании из сильнопроницаемых пород при низком уровне грунтовых вод. В этих условиях только качественно выполненный непроницаемый экран может защитить подземные воды и окружающую территорию от загрязнения.

21.7.3. Экраны

По конструктивному оформлению и условиям работы экраны подразделяют на однослойные, двухслойные и комбинированные.

По деформативным характеристикам экраны подразделяют на жесткие (бетонные, железобетонные), пластичные (асфальтобетонные, грунтовые, асфальтополимербетонные и др.) и гибкие (из пленочных полимерных материалов, бутилкаучука).

По противофильтрационным свойствам различают экраны, снижающие фильтрационные утечки до допустимых размеров, и экраны, практически полностью исключающие фильтрационные утечки.

Для устройства экранов используют различные материалы, в том числе глинистые грунты, бетон и железобетон, асфальтобетон, полимерные пленки.

Однослойный экран представляет собой непрерывный слой из малопроницаемого материала (уплотненного глинистого грунта, полимерной пленки, асфальтобетона и т. д.), защищен-

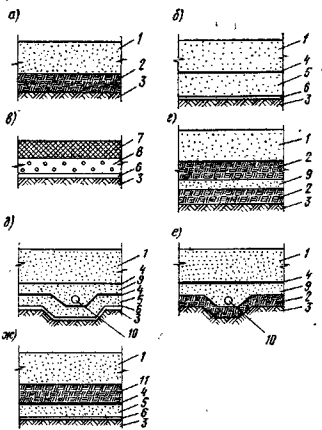


Рис. 21.7. Противофильтрационные экраны накопителей

а — однослойный глинистый экран; б — однослойный экран из полимерной пленки; в — асфальтополимербетонный экран; г — двухслойный глинистый экран; д — двухслойный пленочный экран; е — двухслойный глинисто-пленочный экран; ж — комбинированный экран; 1 — защитный грунтовый слой; 2 — уплотненный слой глинистого грунта; 3 — грунт основания; 4 — полимерная пленка; 5 — подстилающий слой; 6 — слой грунта основания, обработанный гербицидами; 7 — слой плотного гидротранспортного асфальтополимербетона; 8 — слой пористого асфальтобетона; 9 — дренажный слой; 10 — дренажная труба; 11 — слой глинистого грунта

ного сверху местным грунтом. Такой экран не может полностью исключить фильтрационные утечки (размер их зависит от свойств материала и качества выполнения экрана), а также снижает их до определенного уровня. Применение его рекомендуется в накопителях, из которых допустимы фильтрационные утечки.

Глинистые грунты (суглинки, глины), предназначенные для устройства однослойного экрана (рис. 21.7, а), должны удовлетворять требованиям СНиП II-53-73 [13] и обладать надлежащей стойкостью против агрессивного действия складруемых в накопителе производственных сточных вод. Коэффициент фильтрации глинистого грунта может существенно измениться в результате физических, химических и физико-химических процессов, происходящих при долговременной фильтрации через него складруемой жидкости. Степень его изменения зависит от свойств грунта, состава и свойств фильтрующейся жидкости и др. (пример см. в табл. 21.3).

Значение коэффициента фильтрации материала экрана должно быть не выше $1 \cdot 10^{-7}$ см/с. Грунты должны подаваться разработке и уплотнению строительными механизмами. В ряде случаев уплотнение грунта до

ТАБЛИЦА 21.3. ИЗМЕНЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ УПЛОТНЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ И МОНОМИНЕРАЛЬНЫХ ГЛИН (БЕНТОНИТА, КАОЛИНА И МОНТЕРМИТА) В РЕЗУЛЬТАТЕ ДОЛГОВРЕМЕННОЙ ФИЛЬТРАЦИИ КИСЛЫХ И ЩЕЛОЧНЫХ РАСТВОРОВ И РЕАЛЬНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ СТОЧНЫХ ВОД

Фильтрующаяся жидкость	k_{\max}/k_{Φ}	k_{κ}/k_{Φ}
Азотная кислота:		
7 %-ная	2—12	1,3—7,0
1 %-ная	1,8	1,3
Серная кислота 5 %-ная	1,3—11	0,8—7,0
Уксусная кислота 6 %-ная	0,8—6,0	0,8—4,0
Сточная жидкость анилино-красочного производства (рН 1)	<215	<142
Едкий натр:		
4 %-ный	0,5—300	0,3—16,0
0,4 %-ный	1,3	0,4
Сточные жидкости содовых производств (рН 10—11)	1,3—1000	0,6—483
Хлористый натр 5,85 %-ный	1,7—3,0	1,2—2,0
Хлористый кальций 11,1 %-ный	1,4—5,0	1,1—2,5

Примечание. k_{\max} и k_{κ} — соответственно максимальный и конечный коэффициенты фильтрации, полученные при долговременной фильтрации раствора; k_{Φ} — коэффициент фильтрации, полученный при фильтрации воды.

$\rho_{\text{сух}} = 1,55 \dots 1,70$ г/см³ обеспечивает требуемые противофильтрационные качества. Толщину однослойного грунтового экрана рекомендуется принимать в пределах 0,60—0,75 м. Защитный слой из местного грунта отсыпают с целью предохранения экрана от неблагоприятного воздействия атмосферных факторов. Толщину защитного слоя принимают наименьшей из возможных по условиям защиты экрана от промерзания, но не менее 0,6 м. При проектировании и строительстве экранов из глинистых грунтов можно использовать рекомендации ВНИИ ВОДГЕО [3, 5, 8].

Для устройства однослойного пленочного экрана (рис. 21.7, б) рекомендуется применять пленку из полиэтилена низкой плотности (ГОСТ 10354—82), стабилизированную, толщиной не менее 0,2 мм (табл. 21.4), обладающую следующими свойствами: прочность при растяжении — не менее 14 МПа (140 кгс/см²), относительное удлинение при разрыве — не менее 450 %, температура морозостойкости минус 70 °С. Эта пленка должна обладать надлежащей стойкостью к агрессивному воздействию складруемых производственных сточных вод, т. е. сохранять прочностные и противофильтрационные свойства на протяжении всего периода эксплуатации экрана. Для создания подстилающего и защитного слоев пленочного экрана следует, как правило, применять песчаные грунты с максимальной крупностью частиц до 5 мм. В этих слоях не должно быть льда, снега, камней, комьев грунта и других вклю-

Т А Б Л И Ц А 21.4. РЕКОМЕНДУЕМАЯ ТОЛЩИНА ПОЛИЭТИЛЕНОВОЙ ПЛЕНКИ В ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННОМ ЭКРАНЕ

Гидростатическое давление, 10^6 Па (кгс/см ²)	Толщина пленки, мм, при максимальной крутизне частиц грунта подстилающего и защитного слоев, мм			
	5—2	2—1	1—0,5	0,5—0,25
<i>Для постоянных накопителей</i>				
0,5	0,4	0,2	0,2	0,2
1,0	0,6	0,3	0,2	0,2
1,5	0,8	0,4	0,2	0,2
2,0	0,8	0,4	0,2	0,2
<i>Для временных накопителей</i>				
0,5	0,2	0,2	0,2	0,2
1,0	0,3	0,2	0,2	0,2
1,5	0,5	0,3	0,2	0,2
2,0	0,6	0,3	0,2	0,2

ченней. Использование легких суглинков и супесей должно быть обосновано в проекте. Применение грунтов дробленых и естественных с крупнозернистыми частицами неокатанной формы не допускается. Грунты подстилающего и защитного слоев должны быть стойкими против агрессивного действия складываемой жидкости. Толщина подстилающего слоя, как правило, должна составлять 0,1—0,3 м. Толщина защитного слоя на горизонтальных участках должна быть 0,5 м, а на откосах — 0,8 м. В случае необходимости для предотвращения нарушения пленки проростками растений при расположении экрана на жизнедеятельном слое грунта, защитный и подстилающий слой обрабатывают гербицидами. Применение гербицидов должно быть обосновано в проекте. Проектирование и строительство полиэтиленового пленочного экрана накопителей производственных сточных вод надлежит осуществлять в соответствии с СН 551-82 [6].

Для устройства однослойных экранов можно использовать асфальтобетон и асфальтополимербетон [9, 14]. Опыт эксплуатации свидетельствует о возможности применения этого рода экранов на отстойниках производственных сточных вод, содержащих 1 % серной кислоты, шламоотвалах ТЭЦ, шламонакопителей завода фосфорных удобрений и др. Выбор экранов из асфальтобетона и асфальтополимербетона должен быть надлежащим образом обоснован, при этом можно пользоваться ме-

тодическими рекомендациями ВНИИГ им. Б. Е. Ведетеева [15]. Предложенная в этих рекомендациях типовая конструкция асфальтополимербетонной облицовки показана на рис. 21.7, в. Назначение нижнего слоя из пористого асфальтобетона — обеспечение прочности покрытия при работе на изгиб в случае наличия примерзающего льда. Основным противофильтрационным элементом является верхний слой из плотного гидротехнического мелкозернистого или песчаного асфальтополимербетона (толщина однослойного покрытия 4—6 см; из таких же слоев устраивают многослойные покрытия). Для закрытия поверхностных пор в случайных технологических трещинах в этом слое и для увеличения срока службы экрана применяют поверхностную обработку его. Поверхность грунта, на которой располагается экран, обрабатывают гербицидами.

Двухслойный экран (рис. 21.7, г—е) представляет собой два непрерывных слоя из малопроницаемого материала (уплотненного глинистого грунта, полимерной пленки), разделенных дренажным слоем из сильнопроницаемого грунта (песка, гравийно-песчаной смеси). Сверху укладывают защитный слой из местного грунта. Профильтровывающаяся через верхний слой жидкость перехватывается дренажем и отводится к насосной станции, перекачивающей ее обратно в накопитель. В этих условиях снижается vapor, действующий на нижний малопроницаемый слой (градиент снижается до величины, близкой к единице), а следовательно, резко уменьшаются фильтрационные утечки. Создавая в дренажном слое избыточное давление сравнимо с атмосферным давлением воздуха, можно полностью прекратить фильтрацию жидкости через верхний малопроницаемый слой. При создании же в дренажном слое вакуума [(1—1,5) 10^4 Па] прекращается фильтрация жидкости через нижний малопроницаемый слой, а жидкость, профильтровывающаяся через верхний слой, собирается дренажной сетью и перекачивается в накопитель. Применение избыточного давления или вакуума позволяет сделать этот экран совершенно непроницаемым. Толщина слоев из малопроницаемого грунта 50—60 см, а дренажного слоя 30—40 см. Для устройства двухслойного экрана используют те же материалы, что и для устройства однослойного экрана. При проектировании и строительстве двухслойного экрана можно пользоваться рекомендациями, разработанными ВНИИ ВОДГЕО [5, 8].

Комбинированный экран (рис. 21.7, ж) представляет собой слой из полиэтиленовой пленки или асфальтобетона (асфальтополимербетона), покрытый сверху слоем из малопроницаемого

нищаемого глинистого грунта. Сверху укладывают защитный слой из местного грунта. В комбинированном экране обеспечивается совместная работа полимерной пленки или слоя из асфальтобетона с глинистым слоем, что обеспечивает эффективность и надежность работы экрана на весь срок его службы. Экран этого типа даже в случае проколов пленки или образования трещин в слое из асфальтобетонного покрытия сохраняет свою эффективность и может рассматриваться практически как непроницаемый. Для устройства комбинированного экрана применяют те же материалы, что и для устройства однослойного экрана. Толщина противофильтрационного глинистого слоя не должна быть менее 60 см.

21.7.4. Противофильтрационные завесы

В тех случаях, когда в основании накопителя залегает слой проницаемого грунта ограниченной мощности, иногда целесообразно предотвращать фильтрацию сточной жидкости из накопителя путем устройства вокруг него водонепроницаемой завесы, сопрягающейся с водонепроницаемым устройством плотным (ядром, экраном, диафрагмой). Противофильтрационные завесы устраивают нагнетанием в грунт глинистого или цементного раствора, битума, замораживанием грунта [1, 16]. В последние годы противофильтрационные завесы создают также способом «стена в грунте», выполняя в грунте по особой технологии стенку из бетона, глиноцементного раствора, глинистого грунта [4].

Глинизацию применяют для создания противофильтрационных завес в гравийных грунтах, крупных песках, трещиноватых скальных и полускальных породах, залегающих до глубины 75—100 м. Скважины для проведения глинизации располагают в один-два ряда (в два ряда при глинизации малопроницаемых пород). Число скважин и расстояние между ними определяют опытным путем. Для глинизации применяют растворы чисто глинистые (суглинки, полиминеральные каолинистые или гидрослюднистого состава глины) или глиноцементные. Эти растворы должны обладать коллоидными свойствами, быть достаточно вязкими, легко проникать в грунт (трещины) и быстро отдавать воду, коагулировать поры и трещины. Глинистый раствор можно нагнетать либо одновременно во все скважины, либо последовательно под давлением от 0,5 до 4 МПа (от 5 до 40 атм).

Цементационные завесы устраивают в гравийно-галечниковых грунтах, крупных песках, трещиноватых скальных породах. Цементация

не может быть проведена в глинистых грунтах и мелких песках, а также в породах, в которых подземные воды движутся с большой скоростью, свыше 600 м/сут (для обычного цемента 200 м/сут). Цементацию осуществляют нагнетанием цементного раствора под давлением в скважины, расположенные параллельными рядами (два и более ряда). Расстояние между скважинами в ряду и между рядами назначают в зависимости от удельного водопоглощения q : от 1 м при $q < 0,1$ л/(мин·м) до 3 м при $q = 2...4$ л/(мин·м). Используемый для цементации раствор имеет отношение $C : B = 1 : 8$ при $q = 0,1...0,5$ л/(мин·м), $1 : 2$ при $q = 2...5$ л/(мин·м), $1 : 1,5$ при $q = 5...10$ л/(мин·м). Для определения допустимого давления нагнетания следует использовать имеющиеся эмпирические методы.

Битумизацию применяют для создания противофильтрационных завес в гравийно-галечниковых грунтах и трещиноватых горных породах. При битумизации в скважины под давлением подают расплавленный битум, который, проникнув в поры грунта и в трещины пород, затвердевает, в результате чего образуется водонепроницаемая завеса. Для битумизации используют преимущественно битум марки III, а также смеси битума с наполнителями (асбестом, песком, молотым доломитом, золой и др.). Битумизация имеет ряд преимуществ перед цементацией: 1) ее можно применять при агрессивных грунтовых водах, препятствующих применению цементации, и больших скоростях фильтрации, достигающих 600 м/сут; 2) радиус распространения битума поддается контролю, что позволяет экономно расходовать его; 3) битумную завесу можно ремонтировать и исправлять ее дефекты путем прогрева скважины и нагнетания в них дополнительного количества битума.

21.8. Дренажные устройства

21.8.1. Назначение

Дренажные устройства применяют в накопителях для следующих целей:

- обеспечения необходимого положения депрессионной поверхности;
- предотвращения фильтрационных деформаций (выпора, суффозии);
- обеспечения перехвата загрязненных вод, фильтрующихся из накопителя;
- ускорения уплотнения (консолидации) твердых отходов.

Правильно запроектированные и качественно выполненные дренажные сооружения могут обеспечить безаварийную эксплуатацию накопителя и предотвратить загрязнение окружающей территории.

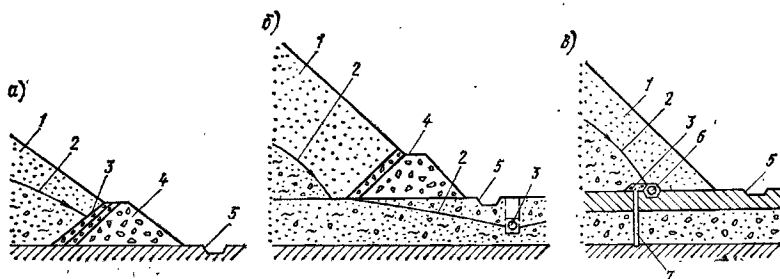


Рис. 21.8. Типы дренажных устройств плотин накопителей

а — откосный дренаж; б — траншейный дренаж; в — комбинированный дренаж; 1 — тело плотины; 2 — кривая депрессии; 3 — дренаж; 4 — первичная дамба обвалования; 5 — водоотводная канава; 6 — водоотводная труба; 7 — дренажная скважина

21.8.2. Дренажные устройства плотин

По конструкции различают следующие типы дренажей: наклонный, трубчатый, ленточный, откосный пластовый, траншейный, комбинированный.

Наслонный дренаж представляет собой однослойное или многослойное (устроенное по принципу обратного фильтра) покрытие на нижней части низового откоса ограждающей плотины (дамбы) в месте выхода фильтрационного потока (см. рис. 6.12, б). Дренаж этого типа целесообразно применять в накопителях, расположенных в центральной и южной частях страны, где нет опасности промерзания.

Трубчатый дренаж представляет собой окруженную обратным фильтром коллекторную трубу, размещаемую по подошве плотины (см. рис. 6.12, в). Трубчатый дренаж используют при необходимости значительного заглубления фильтрационного потока.

Ленточный дренаж (см. рис. 6.12, г) имеет вид горизонтальной ленты, в которой роль коллектора выполняет прослойка из сильнопроницаемого галечникового грунта. Назначение этого дренажа то же, что и трубчатого. Вода от него отводится в нижний бьеф отдельными дренами.

Откосный пластовый дренаж (рис. 21.8, а) применяют в накопителях намывного типа при складировании весьма неоднородных хвостов (шламов), обуславливающих слоистое строение тела плотины по высоте. Преимуществом дренажа этого типа является его эффективность в дренировании намытой толщи.

Траншейный дренаж (рис. 21.8, б) располагают за пределами накопителя вблизи плотины. Его применение целесообразно при наличии в основании плотины сильнопроницаемых пород ограниченной мощности. Достоин-

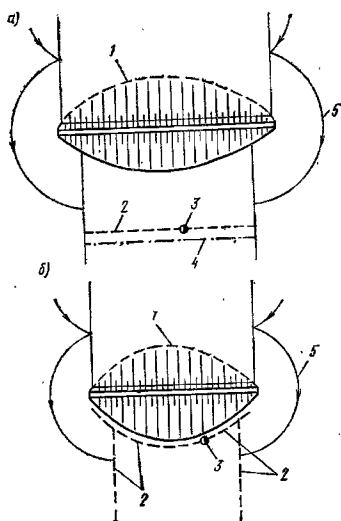


Рис. 21.9. Схемы перехватывающего дренажа накопителя обвального типа

а — фронтальный дренаж; б — береговой дренаж; 1 — плотина; 2 — перехватывающий дренаж; 3 — насосная станция; 4 — противофильтрационная завеса; 5 — граничные линии обводного потока

ством дренажа этого типа является возможность выполнения его закрытым в виде горизонтальной трубчатой дрены.

Комбинированный дренаж (рис. 21.8, в) в простейшем случае представляет собой сочетание горизонтальной дрены в теле плотины и вертикальных скважин в основании. Его применяют когда с помощью дренажа одного типа не представляется возможным обеспечить необ-

ходимое положение депрессионной поверхности.

Для устройства дренажей следует использовать лишь те материалы, которые обладают надлежащей стойкостью против агрессивного действия складываемых в накопителе производственных сточных вод.

Для перехвата фильтрующихся из накопителя балочко-овражного типа токсичных сточных вод, в случае если это невозможно осуществить дренажем в теле плотины, устраивают перехватывающий дренаж [7]. Перехватывающий дренаж осуществляют в виде фронтального дренажа (рис. 21.9, а) или в виде берегового дренажа (рис. 21.9, б). При наличии в основании сильнопроницаемых пород малой мощности для предотвращения попадания в дренаж грунтовой воды с низовой стороны оврага за дренажем устраивают совершенную противофильтрационную завесу.

Фронтальный дренаж в зависимости от инженерно-геологических условий и требований, предъявляемых к нему, можно осуществлять в виде горизонтальной дрены (мощность сильнопроницаемых грунтов основания невелика) или в виде вертикальных скважин (мощность сильнопроницаемых грунтов больше 20 м). Положение фронтального дренажа в плане по отношению к плотине зависит от характера фильтрационного потока. При отсутствии обходной фильтрации его располагают вблизи плотины. При наличии обходной фильтрации его следует удалять от плотины настолько, чтобы он полностью перехватывал профильтровавшуюся из накопителя воду.

Схему берегового дренажа применяют для перехвата обходного потока при наличии на откосах слоев малопроницаемых пород, затрудняющих выход фильтрационного потока в нижний бьеф. В этом случае роль фронтального дренажа выполняет дренаж самой плотины.

21.8.3. Конструкции дренажа

В накопителях промышленных стоков находят применение горизонтальный, вертикальный и комбинированный дренажи.

Горизонтальный дренаж может быть выполнен в виде горизонтального трубчатого дренажа и горизонтального дренажа с примененным трубофильтром.

Горизонтальный трубчатый дренаж представляет собой горизонтальную трубу, окруженную обратным фильтром (рис. 21.10, а). Как составной элемент, его включают в более сложные дренажные устройства (рис. 21.10, б и в). Вода поступает в дренажную трубу через водопримьные отверстия или через незаделанные стыковые соединения. Диаметр водо-

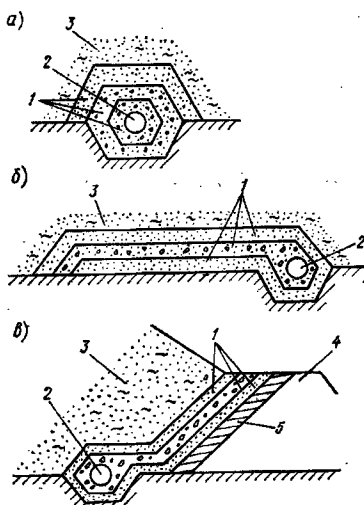


Рис. 21.10. Конструкция горизонтального трубчатого дренажа

а — собственно трубчатый дренаж; б и в — использование трубчатой дрены как элемента более сложного дренажа; 1 — слой обратного фильтра; 2 — дренажная труба; 3 — отложения шламов; 4 — первая дамба обвалования; 5 — экран

приемных отверстий определяют по формуле

$$d = (2,5 \dots 3) d_{50},$$

d_{50} — диаметр частиц первого слоя фильтра, мелче которых в нем содержится 50 %.

Горизонтальный дренаж из трубофильтров представляет собой трубу из пористого бетона, укладываемую в сооружение без обратного фильтра. Во избежание заиливания ее следует обсыпать слоем хвостов (шламов) толщиной не менее 0,5 м или песка толщиной 20—30 см. Трубофильтры имеют диаметр 15—50 см и длину до 1 м.

Вертикальный дренаж представляет собой ряд скважин (совершенных или несовершенных) и устройств, отводящих воду к насосной станции. Скважины оборудуют опорным каркасом и фильтром, обладающими надлежащей устойчивостью против агрессивного воздействия стоков. В качестве опорных каркасов используют каркасно-стержневые конструкции, виниловые трубы и стальные трубы. Скважность каркасно-стержневых фильтров достигает 65 %, трубчатых — 25 %. На перфорированной части трубы и по длине каркасно-стержневой конструкции наматывают по спирали нержавеющую проволоку с заданным расстоянием между витками. Фильтры выполняют из сортированного гравийного (щебеняного) ма-

тернада и могут быть одно — трехслойными. Крупность фракций фильтра устанавливают по расчету, а толщина определяется диаметром скважины. При проектировании и изготовлении фильтров можно руководствоваться рекомендациями В. М. Гаврилко и В. С. Алексеева [2].

Комбинированный дренаж выполняют из горизонтальной трубчатой дрены и вертикальных самонизлагающихся дренажных скважин. Этот вид дренажа эффективнее в тех случаях, когда горизонтальный дренаж не обеспечивает перепада фильтрующейся воды. Конструктивно горизонтальная дрена и дренажные скважины комбинированного дренажа не отличаются от описанных. Горизонтальную дрену рекомендуется закладывать на глубине 5—6 м (реже до

8 м). Для обеспечения возможности контроля дренажные скважины располагают в смотровых колодцах. При необходимости значительного снижения депрессионной кривой комбинированный дренаж устраивают в виде заглубленной в основание галереи с дренажными скважинами, прорезающими всю толщу над и под галереей.

21.8.4. Обратные фильтры дренажных устройств

Подбор обратных фильтров дренажных устройств проводят по рекомендациям, изложенным в гл. 4. Для изготовления обратных фильтров следует использовать материалы, стойкие к агрессивному действию складываемых промышленных стоков на весь период их работы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Адамович А. Н. Закрепление грунтов и противифльтрационная завеса в гидроэнергетическом строительстве. М., Энергия, 1980.
2. Гаврилко В. М., Алексеев В. С. Фильтры буровых скважин. М., Недра, 1976.
3. Глинистые экраны грунтовых хранилищ / Ю. С. Большакова, Л. М. Велецкая, Г. М. Кузовлев и др. Л., Энергия, 1968.
4. Временная инструкция по проектированию стен сооружений и противифльтрационных завес, устраиваемых по обеим сторонам в грунте. СН 477-75. М., Стройиздат, 1976.
5. Глинистый экран с воздушным противодействием / В. П. Недрига, Г. М. Кузовлев, И. А. Афиногенов и др. — Тр. ин-та/ВНИИ ВОДГЕО, 1964, вып. 7. Противифльтрационный экран хранилищ промышленных стоков.
6. Инструкция по проектированию и строительству противифльтрационных устройств из полиэтиленовой пленки для искусственных водоемов. СН 551-82. М., Стройиздат, 1983.
7. Недрига В. П. Инженерная защита подземных вод от загрязнения промышленными отходами. М., Стройиздат, 1976.
8. Недрига В. П., Павлюковский В. М., Цейт-

9. Противифльтрационные глинистые экраны шламохранилищ и их фильтрационный расчет. — Тр. ин-та/ВНИИ ВОДГЕО, 1972, вып. 35.
9. Полченко С. И., Касаткин Ю. И., Борисов Г. В. Асфальтобетонные облицовки гидротехнических сооружений. Л., Энергия, 1970.
10. Рекомендации по проектированию хвостовых хозяйств предприятий металлургической промышленности. М., Стройиздат, 1975.
11. Руководство по гидравлическим расчетам малых искусственных сооружений. М., Транспорт, 1974.
12. СНиП II-81-74. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. М., Стройиздат, 1978.
13. СНиП II-53-73. Плотины из грунтовых материалов. М., Стройиздат, 1974.
14. Стабников И. В. Асфальтополимербетонные облицовки северных гидротехнических сооружений. Л., Стройиздат, 1980.
15. Стабников И. В., Кочерова В. И., Успенский В. В. Асфальтополимерные облицовки гидротехнических сооружений. Методические рекомендации ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Л., 1976.
16. Чурakov А. И. Производство специальных работ в гидротехническом строительстве. М., Стройиздат, 1976.

ГЛАВА 22. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ И ОСАДКИ ДАМБ НАКОПИТЕЛЕЙ

22.1. Общие положения

22.1.1. Физико-механические свойства хвостов и шламов

Хвосты и шламы с физико-механическими свойствами, отвечающими требованиям, предъявляемым к свойствам грунтовых материалов плотин (см. гл. 2), можно использовать в качестве материала для возведения плотин и дамб, входящих в состав гидротехнических сооружений накопителей. Для проектирования этих сооружений, помимо данных о зерновом составе и плотности частиц исходных материалов, приведенных в технологическом задании, необходимо иметь следующие физико-механические характеристики хвостов (шламов) и грунтов [4, 7]:

- а) плотность сухого материала, в том числе в предельных (плотном и рыхлом) состояниях;
- б) влажность грунтов и хвостов (шламов);
- в) коэффициент фильтрации;
- г) угол внутреннего трения;
- д) удельное сцепление;
- е) коэффициент уплотнения;
- ж) показатели фильтрационной прочности грунтов и хвостов (критические градиенты выпора взвешивания $J_{кр}^B$, суффозии $J_{кр}^C$ и контактного размыва $J_{кр}^{C,P}$).

Расчетные характеристики грунтов основания и тела ограждающих конструкций выбирают в соответствии с указаниями СНиП II-16-76 [6] и СНиП II-53-73 [7].

Характеристики хвостов и шламов, укладываемых в тело ограждающих конструкций, следует устанавливать путем проведения специальных исследований и опытных работ. На предварительных стадиях проектирования сооружений I и II классов и при проектировании сооружений III и IV классов расчетные характеристики можно принимать по аналогии. При проектировании дамб и плотин I и II классов, возводимых намывным способом, для определения физико-механических характеристик материала и изучения раскладки его по крупности в пределах пляжа намыва (фракционирования) необходимо проводить опытный намыв. В процессе возведения дамб I и II классов намывом следует определять характеристики намываемого материала и размеры зон фракционирования для уточнения первоначально принятых величин и корректировки выполненных на их основе расчетов.

В зависимости от зернового состава складруемый материал, который представляет собой несвязную сыпучую среду, по аналогии с песками подразделяют на следующие виды:

а) крупный — содержание всех частиц крупнее 0,5 мм составляет более 50 % (по массе);

б) средней крупности — содержание всех частиц крупнее 0,25 мм составляет более 50 % (по массе);

в) мелкий — содержание всех частиц крупнее 0,1 мм составляет более 75 % (по массе);

г) пылеватый — содержание всех частиц крупнее 0,1 мм составляет менее 75 % (по массе).

Зерновой состав определяют в соответствии с ГОСТ 12536—79 ситовым (для частиц с $d > 0,05$ мм) и седиментационным (для частиц с $d < 0,05$ мм) анализом с разбивкой на фракции, мм: > 2 ; $2-1$; $1-0,5$; $0,5-0,25$; $0,25-0,10$; $0,10-0,05$; $0,05-0,01$; $0,01-0,005$ и $< 0,005$.

Показателем крупности материала служит средневзвешенный диаметр $d_{ср}$, определяемый по формуле

$$d_{ср} = \frac{d_1 p_1 + d_2 p_2 + \dots + d_n p_n}{p_1 + p_2 + \dots + p_n} = \frac{\sum (d_i p_i)}{\sum p_i}$$

где $d_1, d_2, \dots, d_i, \dots, d_n$ — диаметр частиц соответствующих фракций, мм; $p_1, p_2, \dots, p_i, \dots, p_n$ — содержание материала данной фракции, % по массе; $\sum p_i = 100$ %.

На основании данных о зерновом составе определяют также действующий или эффективный диаметр d_{10} и контролирующие диаметры d_{30} и d_{60} .

Перечисленные величины используют следующим образом: средневзвешенный диаметр $d_{ср}$ — как обобщенный показатель крупности

материала при рассмотрении его раскладки; действующий диаметр d_{10} — при определении коэффициента фильтрации; контролирующие диаметры d_{60} и d_{90} — при определении коэффициентов неоднородности $K_{60/10}$ и $K_{90/10}$, контролирующий диаметр d_{30} (совместно с $K_{60/10}$ и $K_{90/10}$) — при расчете гидравлического транспорта.

С учетом раскладки материала профиль сооружения разбивают на расчетные элементы (зоны), характеризующиеся одинаковыми значениями обобщенных показателей физико-механических свойств, в частности $d_{ср}$. Выделенные характерные участки фракционирования осуществляют:

а) на основе изучения процесса раскладки при опытном намыве, обязательном при проектировании сооружений I класса;

б) по аналогии в отношении исходного материала и технологии намыва, например с использованием для хвостов обогащения данных табл. 22.4 и рис. 22.1—22.4;

в) с использованием методики расчета фракционирования [2], основанной на том положении, что расстояние x_i от места выпуска пульпы (бровки нарушенного откоса) до центра рассеяния каждой i -й фракции пропорционально содержанию данной и всех более крупных фракций в составе исходного материала:

$$x_i = \left(0,01 \sum_{d_i}^{d_{\max}} p_{0i} \right) L,$$

где L — общая длина, в пределах которой происходит отложение частиц.

Для последних подхода используют при проектировании сооружений II—IV классов или как первое приближение для сооружений I класса.

При возведении ограждающих сооружений накопителей (хранилищ) металлургической промышленности широко применяют хвосты обогащения (отходы обогатительных фабрик цветной и черной металлургии, получающиеся наряду с концентратом металлосодержащих минералов в результате механической обработки сырья; представляют собой несвязный сыпучий материал, напоминающий по внешнему виду песок с примесью пыли; в отличие от песка, имеют угловатую неокатанную форму, более неоднородны по зерновому и минералогическому составу).

Далее приведены материалы работы [4], которые могут быть использованы для выбора расчетных физико-механических характеристик хвостов при проектировании плотин и дамб хвостохранилищ III и IV классов и на пред-

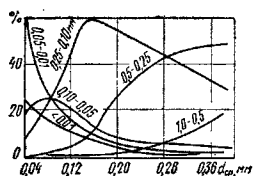


Рис. 22.1. Изменение процентного содержания частиц разного диаметра в хвостах обогатительных фабрик цветной металлургии в зависимости от их средневзвешенного диаметра

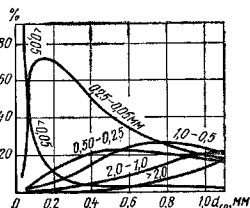


Рис. 22.2. Изменение процентного содержания частиц разного диаметра в хвостах обогатительных фабрик черной металлургии в зависимости от их средневзвешенного диаметра

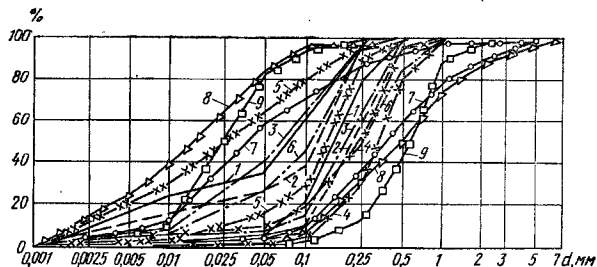


Рис. 22.3. Граничные кривые зернового состава хвостов

1 — каджаганских; 2 — алмайтских; 3 — тырнауэских; 4 — ленингорских; 5 — мнргалимсайских; 6 — волотушинских; 7 — магнитогорских; 8 — абатурских; 9 — качканарских

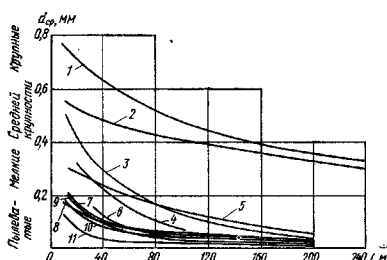


Рис. 22.4. Изменение крупности хвостов d_{cp} в зависимости от расстояния L до места выпуска пульпы при намыве хвостов

1 — магнитогорских; 2 — качканарских; 3 — абатурских; 4 — алтын-топканских; 5 — балхашских; 6 — тырнауэских; 7 — каджаганских; 8 — губкинских; 9 — мнргалимсайских; 10 — кантагнских; 11 — акзювских

варительной стадии для сооружений I и II классов.

При обогащении принято выражать зерновой состав хвостов в мешах * (табл. 22.1).

ТАБЛИЦА 22.1. СОПОСТАВЛЕНИЕ МЕШЕЙ С РАЗМЕРАМИ ОТВЕРСТИЙ

Меш	Размер отверстия, мм	Меш	Размер отверстия, мм	Меш	Размер отверстия, мм
10	1,651	32	0,495	100	0,147
12	1,397	35	0,417	150	0,104
14	1,168	42	0,351	200	0,074
16	0,991	48	0,295	230	0,062
20	0,833	60	0,246	250	0,061
24	0,701	65	0,208	270	0,053
28	0,589	80	0,175	325	0,043

* Меш — число отверстий на 1 дюйм (25,4 мм) сита.

Средневзвешенный диаметр исходных хвостов, выходящих из обогатительных фабрик цветной металлургии, составляет примерно 0,07—0,1 мм, черной металлургии — до 0,5 мм. Средневзвешенный диаметр намываемых хвостов на хвостохранилищах обогатительных фабрик цветной металлургии составляет 0,04—0,4 мм, черной металлургии — 0,03—1,2 мм (табл. 22.2).

Примерные границы изменения коэффициентов неоднородности хвостов даны в табл. 22.3.

Зависимость средневзвешенного диаметра d_{cp} от расстояния L до места выпуска пульпы показана на рис. 22.4. Кривые 1 и 2 характеризуют магнитогорские и качканарские хвосты, которые намывались выпуском из торца пульпопровода и имели на выходе $d_{cp}=0,4...0,44$ мм. Кривые 3—11 характеризуют хвосты разных

ТАБЛИЦА 22.2. ЗНАЧЕНИЯ d_{CP} И d_{10} НАМЫТЫХ ХВОСТОВ РАЗНОГО ВИДА

Вид хвостов	Значения d_{CP} , мм, хвостов		d_{10} , мм
	цветной металлургии	черной металлургии	
Крупные	—	$>0,80$	$>0,09$
Средней крупности	$0,40-0,29$	$0,79-0,30$	$0,089-0,065$
Мелкие	$0,28-0,18$	$0,29-0,20$	$0,064-0,04$
Пылеватые	$0,17-0,04$	$0,19-0,03$	$<0,04$

ТАБЛИЦА 22.3. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ НЕОДНОРОДНОСТИ ХВОСТОВ

Хвосты	$K_{60/10}$	$K_{90/10}$
Цветной металлургии	2—40	4—80
Черной металлургии	6—75	16—300

фабрик, которые намывались рассредоточенным способом.

Примерные границы изменения d_{CP} и вид хвостов на расстоянии L от места выпуска пудлы при различном средневзвешенном диаметре исходных хвостов d_{0CP} приведены в табл. 22.4.

ТАБЛИЦА 22.4. ЗНАЧЕНИЯ d_{CP} И ВИД ХВОСТОВ НА РАССТОЯНИИ L ОТ МЕСТА ВЫПУСКА ПУДЛЫ

L , м	Значения d_{CP} и вид хвостов при d_{0CP} , мм					
	0,07—0,1		0,25		0,4—0,44	
	d_{CP}	вид хвостов	d_{CP}	вид хвостов	d_{CP}	вид хвостов
10	$0,30-0,20$	Мелкие	0,50	Средней крупности	$0,75-0,55$	Крупные и средней крупности
20	$0,20-0,15$	Пылеватые	0,43	Средней крупности	$0,70-0,52$	То же
30	$0,15-0,10$	>	0,36	Мелкие	$0,67-0,50$	Средней крупности
40	$0,10-0,08$	>	0,30	>	$0,63-0,49$	То же
50	$0,08-0,07$	>	0,27	>	$0,60-0,47$	>
60	$0,07-0,05$	>	0,23	>	$0,57-0,46$	>
100	$0,05-0,025$	>	0,15	Пылеватые	$0,47-0,41$	>
200	$<0,025$	—	0,08	>	$0,36-0,32$	Мелкие
500	—	—	—	—	$0,18-0,15$	>
1000	—	—	—	—	$<0,1$	Пылеватые

Вследствие неоднородности минералогического состава хвостов диапазон изменения их плотности значителен. Плотность частиц хвостов цветной металлургии колеблется от 2,7 до 3,2 т/м³; черной металлургии — от 2,6 до 4,2 т/м³.

Средние значения пористости у поверхности пляжной зоны составляют для хвостов цветной металлургии 0,48; черной металлургии 0,45.

Влажность W хвостов, намываемых в хранилище, колеблется в значительных пределах. У поверхности пляжа намываемая влажность составляет от 3 до 15 %, с глубиной она растет и приближается к полному насыщению хвостов.

Коэффициент фильтрации хвостов и шламов определяют лабораторными и полевыми способами. При этом необходимо учитывать слоистую текстуру намываемых хвостов и связанную с ней возможность различия значений коэффициента фильтрации в горизонтальном k_h и вертикальном k_v направлениях. Коэффициент фильтрации хвостов в лабораторных условиях определяют на образцах, намываемых в кольцо с плотностью, близкой к натуре. Коэффициент фильтрации хвостов зависит от пористости μ и действующего диаметра d_{10} . Границы изменения коэффициента фильтрации k_{10} в вертикальном направлении (при температуре фильтрующейся воды 10 °С) при некоторых значениях d_{10} и μ приведены в табл. 22.5.

ТАБЛИЦА 22.5. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ k_{10} ХВОСТОВ

d_{10} , мм	μ	k_{10} , м/сут
0,12—0,10	0,50—0,40	10,0—6,0
0,07—0,05	0,45—0,39	6,0—1,5
0,04—0,02	0,44—0,39	1,8—0,5
0,007—0,002	0,50—0,32	0,3—0,01

Коэффициент фильтрации хвостов в вертикальном направлении может быть определен по эмпирическим формулам:

при $d_{10} > 0,01$ мм

$$k_{10} = 3150 \mu^3 d_{10}^{1.42}; \quad (22.1)$$

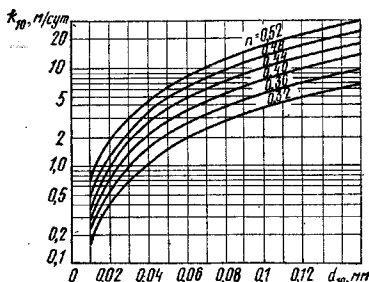


Рис. 22.5. Зависимость коэффициента фильтрации хвостов k_{10} от действующего диаметра $d_{10} > 0,01$ мм при разной пористости n

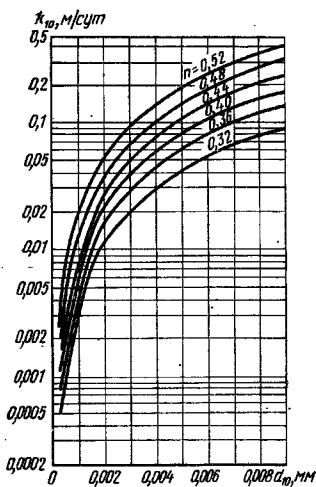


Рис. 22.6. Зависимость коэффициента фильтрации хвостов k_{10} от действующего диаметра $d_{10} < 0,01$ мм при разной пористости n

при $d_{10} < 0,01$ мм

$$k_{10} = 2500n^3 d_{10}^{1,42}, \quad (22.2)$$

или, соответственно, по рис. 22.5 и 22.6.

ТАБЛИЦА 22.6. РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ k_{10} ХВОСТОВ РАЗНОГО ВИДА

Вид хвостов	d_{10} , мм	Значения k_{10} , м/сут. при пористости n		
		0,5—0,45	0,45—0,4	0,4—0,35
Крупные	{ 0,15	25—18	18—15	15—11
	{ 0,09	11—8	8—6	6—4
Средней крупности	{ 0,089	10,5—8	8—5,5	5,5—4
	{ 0,065	6,5—5	5—3,5	3,5—2,5
Мелкие	{ 0,064	6,5—4,8	4,8—3,4	3,4—2,4
	{ 0,04	3,3—2,5	2,5—1,8	1,8—1,2
Пылеватые	{ 0,039	3,2—2,3	2,3—1,7	1,7—1,2
	{ 0,002	0,042—0,03	0,03—0,032	0,022—0,017

В табл. 22.6 приведены значения коэффициента фильтрации хвостов различного вида, полученные с использованием формул (22.1) и (22.2).

Для определения коэффициента фильтрации k_t при любой температуре фильтрующейся воды t , отличной от 10°C , следует воспользоваться формулой

$$k_t = \tau k_{10}, \quad (22.3)$$

где τ — температурный коэффициент, определяемый по формуле $\tau = 0,7 - 0,03t$.

Сопротивление намытых хвостов сдвигу зависит от их зернового состава, влажности, плотности, направления плоскости сдвига к слоям, а также изменения структурной прочности во времени.

Прочностные характеристики хвостов определяют лабораторным путем на срезных приборах или раздавливанием (на стабилометрах), а также с помощью полевых методов испытаний.

Коэффициент внутреннего трения $\text{tg } \varphi$ практически является функцией крупности хвостов d_{cp} и их пористости n и может быть определен по эмпирической формуле

$$\text{tg } \varphi = \frac{d_{cp}}{0,02 + 0,5d_{cp}} \left[1 - \frac{n(0,01 + 1,50d_{cp})}{d_{cp}} \right]. \quad (22.4)$$

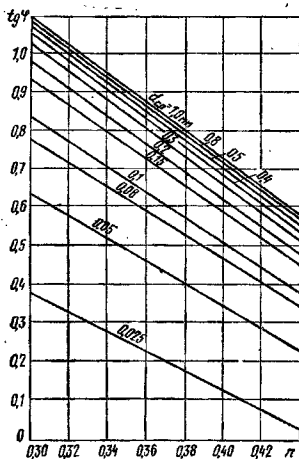
Характер зависимости $\text{tg } \varphi = f(n, d_{cp})$ показан на рис. 22.7. Примерные значения $\text{tg } \varphi$ для хвостов разного вида приведены в табл. 22.7.

Компрессионные свойства (сжимаемость) определяют в лабораторных условиях на образцах хвостов, загруженных в приборы одностороннего (одометры) и трехстороннего (стабилометры) сжатия, а в полевых условиях — методами статических нагрузок и прессиометрии. Характерные компрессионные кривые $e = f(p)$ для хвостов разной крупности, полученные в одометрах, приведены на рис. 22.8.

Для ориентировочных расчетов модуля деформации можно пользоваться графиками зависимости $a = f(p)$ при различных значениях

ТАБЛИЦА 22.7. ЗНАЧЕНИЯ $\lg \phi$ ДЛЯ ХВОСТОВ РАЗНОГО ВИДА

Вид хвостов	d_{cp}	Значения $\lg \phi$ при пористости π			
		0,5	0,45	0,4	0,35
Крупные	$>0,8$	0,54	0,7	0,9	1,1
Средней крупности	0,79—0,29	0,53—0,46	0,69—0,65	0,80—0,84	1,05—1,02
Мелкие	0,29—0,20	0,47	0,64—0,62	0,8—0,83	0,97
Пылеватые	0,19—0,025	0,43—0,01	0,61—0,13	0,79—0,25	0,96—0,38

Рис. 22.7. Зависимость коэффициента внутреннего трения хвостов $\lg \phi$ от пористости π при различных значениях средневзвешенного диаметра d_{cp}

начального коэффициента пористости e_0 (рис. 22.9). Зная коэффициент уплотнения α , можно определить модуль деформации по формуле

$$E = \beta \frac{1 + e_0}{\alpha}, \quad (22.5)$$

где β — коэффициент, равный $(1 - \xi) / (1 + 2\xi)$ ($1 + 2\xi$) / ($1 + \xi$) (здесь ξ — коэффициент бокового давления).

Значения коэффициента бокового давления хвостов ряда обогатительных фабрик приведены в табл. 22.8.

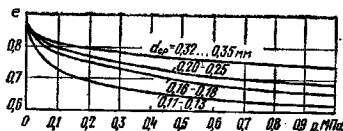
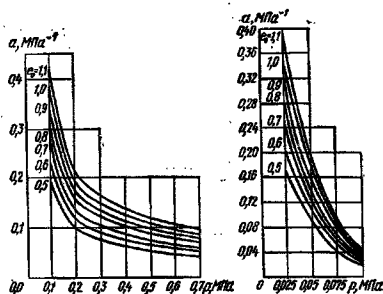
Основные сведения о физико-механических свойствах и теплофизических характеристиках

ТАБЛИЦА 22.9. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ НАМЫТОГО ЗОЛОШЛАКОВОГО МАТЕРИАЛА (ПО В. А. МЕЛЕНТЬЕВУ)

Зона отвала	Плотность вещества, t/m^3	Содержание фракций мельче 0,25 мм, %	Плотность сухого материала, t/m^3	Влажность на поверхности отвала, %	Коэффициент фильтрации, м/сут	Угол внутреннего трения, град	Сцепление, МПа
Боковая:							
шлаковая	2—3	40—50	1,2—1,4	10—20	1—10	25—30	0,0—0,01
зольная	2—3	80—90	0,7—1,0	10—20	1—10	25—30	0,0—0,01
Ядерная	2—3	100	0,5—0,9	Полное водонасыщение	0,1—1,0	20—25	0,0

ТАБЛИЦА 22.8. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ ξ , ПЛОТНОСТИ $\rho_{сух}$ И КОЭФФИЦИЕНТА ПОРИСТОСТИ e ХВОСТОВ

Хвосты	ξ	$\rho_{сух}, T/m^3$	e
Каджарские	0,39—0,37	1,44—1,55	0,91—0,67
Алмалыкские	0,42—0,40	1,50—1,70	0,96—0,73
Абагурские	0,38—0,30	1,80—2,00	0,80—0,62
Магнитогорские	0,30—0,29	2,05—2,20	0,82—0,69
Ленингорские	0,35—0,33	1,42—1,55	0,95—0,79
КМА-руде	0,29—0,27	1,65—1,80	0,91—0,75

Рис. 22.8. Зависимость коэффициента пористости e от вертикального давления ρ при компрессионных испытаниях хвостов с различным средневзвешенным диаметром d_{cp} Рис. 22.9. Зависимость коэффициента уплотнения α от вертикального давления ρ при различных значениях начального коэффициента пористости e_0

хвостов обогащения предприятий металлургической промышленности Северной зоны приведены в [3].

Золошлаковые материалы также широко используют при возведении ограждающих сооружений золотвалов. При составлении проектов золотвалов тепловых электростанций можно принимать рекомендуемые В. А. Мелентьевым физико-механические характеристики намытого золошлакового материала (табл. 22.9).

При проектировании и строительстве ограждающих сооружений хвостохранилищ горнохимических комбинатов (заводов) по добыче и переработке серы, которые возводят намытом хвостом обогащения данного сырья, рекомендуется использовать материалы, приведенные в [1].

22.1.2. Расчетные нагрузки

Ограждающие дамбы должны иметь профиль, который обеспечивал бы безаварийную эксплуатацию хвостохранилища и их устойчивое состояние на период консервации при минимальных капитальных затратах на возведение сооружений. Устойчивость дамбы зависит от целого ряда факторов: от плотности грунтов или хвостов в дамбе, от правильности ее намыва, от физико-механических характеристик грунтов и хвостов, от гидродинамических, взвешивающих, сейсмических и динамических сил, а также различного рода нагрузок, действующих на гребень и бермы сооружения, характера основания, условий возведения и эксплуатации дамбы. При проектировании ограждающих хвостохранилищ дамб следует стремиться к созданию равнопрочных по высоте откосов с одним и тем же коэффициентом запаса k_b . При расчете устойчивости откосов основным типом деформации обычно является оползание в виде одновременного обрушения больших масс грунта по некоторым поверхностям скольжения. Расчет проводят для наиболее неблагоприятных случаев работы хвостохранилища, как, например: а) наименьшей ширины пляжа в процессе эксплуатации хвостохранилища; б) нарушения работы дренажа, уложенного в тело хвостохранилища; в) изменения расчетных характеристик вследствие изменения крупности помола на обогатительных фабриках.

В качестве особого расчетного случая для намытого сооружения рассматривают максимальное обводнение при инфильтрации с пляжа в процессе периодического намыва с предельно допустимой интенсивностью. При этом «отдых» карт намыва должен обеспечить со-

стояние сооружения на данном участке, отвечающее условиям, которые приняты для основного расчетного случая.

При оценке устойчивости откосов помимо расчетных физико-механических характеристик материала, из которого возводится дамба, необходимо иметь геологическую и гидрогеологическую характеристику основания откосов. Устойчивость откосов следует оценивать в зависимости от состояния основания. При основании более прочном, чем тело откоса, устойчивость откосов оценивают без учета работы основания. В тех случаях, когда в основании залегают более слабые грунтовые слои, устойчивость откоса необходимо проверять с учетом и без учета работы основания. При учете работы основания расчет устойчивости откосов проводят на основе гипотезы круглоцилиндрической поверхности скольжения или, если форма поверхности скольжения может быть установлена из геологического строения откоса, исходя из комбинированной поверхности скольжения.

В районах с повышенной сейсмичностью (более 7 баллов) или вблизи источников динамических воздействий промышленного происхождения необходимо рассматривать возможность перехода водонасыщенных хвостов и шламов в разжиженное состояние. Оценку возможности возникновения разжижения материала и связанного с этим нарушения устойчивости проводят на основе натуральных определений плотности сложения хвостов с использованием метода критических ускорений колебаний.

При расчетах устойчивости и осадки дамб хвостохранилищ надлежит учитывать поровое давление консолидации, возникающее в процессе их уплотнения под влиянием приложенных к ним внешних сил и собственного веса. Основными критериями необходимости учета избыточного порового давления консолидации являются свойства нестабилизированного материала: $k_{\alpha} < (5..10) \cdot 10^{-6}$ см/с, степень влажности $G > 0,85$, коэффициент порового давления $\alpha' > 0,1$. В ответственных случаях проектирования ограждающих дамб I и II классов высотой более 40 м для решения задачи используют дифференциальное уравнение консолидации, учитывающее переменность характеристик грунта и постепенность роста сооружения по высоте, предложенное В. А. Флоринья. В менее ответственных случаях используют следующий подход.

Для различных моментов времени вычислят безразмерный коэффициент:

$$\lambda = \frac{365 k_{\alpha} E (1 + \xi)}{(1 + n_{cp}) \gamma_w (1 + \xi - 2\xi^2) r_{cp} \sigma} \cdot (22.6)$$

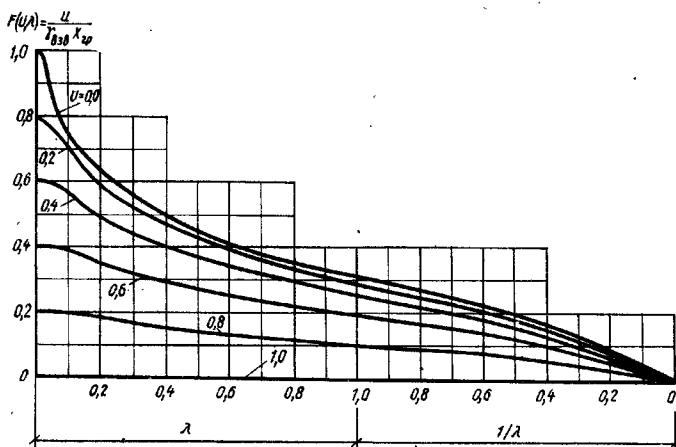


Рис. 22.10. Вспомогательный график для вычисления порового давления u

где k_f — коэффициент фильтрации хвостов, м/сут; E — модуль деформации хвостов, кПа; ξ — коэффициент бокового давления «скелета»; n_{cp} — среднее значение пористости хвостов; γ_w — удельный вес воды, кН/м³; σ — скорость намыва, м/год; $x_{гр}$ — координата верхней границы намыва как функция времени.

По графику, приведенному на рис. 22.10, отыскивают $F(U, \lambda)$ для значения $U = x/x_{гр}$ (x — координата рассматриваемой точки). Далее для соответствующих моментов времени вычисляют избыточное поровое давление:

$$u = (\gamma_s - \gamma_w) (1 - n_{cp}) x_{гр} F(U, \lambda), \quad (22.7)$$

где γ_s — удельный вес частиц хвостов, кН/м³; $F(U, \lambda)$ — функция порового давления.

Для послестроительного периода $\bar{t} < t$ избыточное поровое давление вычисляют по формуле

$$u = \bar{u} \exp \left[- \frac{286 k_f (t - \bar{t}) E (1 + \xi)}{(1 - n_{cp}) \gamma_w (1 + \xi - 2\xi^2) H^2} \right], \quad (22.8)$$

где \bar{u} — избыточное поровое давление в момент окончания возведения насыпи, кПа; \bar{t} — время окончания возведения насыпи, годы; H — полная высота насыпи, м.

22.2. Расчеты устойчивости ограждающих дамб

22.2.1. Насыпные дамбы

Устойчивость откосов насыпных дамб оценивают в соответствии с требованиями СНиП II-53-73 [7] и с учетом гл. 9 данного Справочника.

22.2.2. Намывные дамбы

При оценке устойчивости намывных ограждающих дамб выполняют расчеты: 1) устойчивости наружного откоса (см. гл. 9); 2) устойчивости сооружения при воздействии неконсолидированного материала прудковой зоны (ядра).

Устойчивость намывных ограждающих дамб хвостохранилищ проверяют по методике, разработанной на основе расчетной схемы с упорной призмой и ядром (рис. 22.11). Действующими силами в этой расчетной схеме являются: G_0 — вес упорной призмы; G — вес оползающей призмы; P — равнодействующая внешней нагрузки в пределах оползающей части призмы; Q_A — суммарное давление ядра на внутреннюю грань оползающей части призмы с учетом консолидации и динамических воздей-

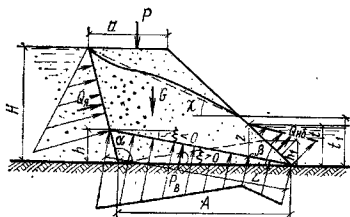


Рис. 22.11. Схема к расчету устойчивости намывной ограждающей дамбы с учетом давления неконсолидированных хвостов

ствий, гидростатическая интерпретация которого осуществляется с помощью величин приведенного удельного веса ядра, обеспечивающих равновеликую площадь эпюр; $Q_{гг}$ — суммарное гидростатическое давление со стороны нижнего бьефа; $P_в$ — суммарное давление воды по плоскости сдвига.

Из условия статического равновесия следует

$$k_3 = \operatorname{tg} \varphi \frac{Q_{гг} \cos(\alpha - \xi) + (P + G) \cos \xi + Q_{нб} \cos(\beta + \xi) - P_в + cL \operatorname{ctg} \varphi}{Q_{гг} \sin(\alpha - \xi) - (P + G) \sin \xi - Q_{нб} \sin(\beta + \xi)} \quad (22.9)$$

Выразив действующие нагрузки аналитически и произведя некоторые преобразования, получим следующую зависимость коэффициента запаса устойчивости от угла наклона плоскости (линии) сдвига к горизонту ξ :

$$k_3(\xi) = \operatorname{tg} \varphi \frac{q(1 + \operatorname{ctg} \xi \operatorname{ctg} \alpha) - r(1 + \operatorname{ctg}^2 \xi) + (g-s) \operatorname{ctg} \xi - q'}{q(\operatorname{ctg} \xi - \operatorname{ctg} \alpha) - (g-s) - q' \operatorname{ctg} \xi} \quad (22.10)$$

где $q = \lambda_1 \left(1 - \frac{h}{H}\right)^2$; $r = \left(1 - \frac{h}{H} + \frac{z}{H}\right) \times$
 $\times \left(\frac{t}{H} - \frac{z}{H} - \frac{h}{H}\right) - \frac{2c}{\gamma_w H} \left(\frac{h_1}{H} - \frac{h}{H}\right) \operatorname{ctg} \varphi$;
 $s = \lambda_3 \left(\frac{h}{H} + \frac{h_1}{H}\right) \frac{A}{H} + \frac{z}{H} \left(\frac{t}{H} - \frac{h_1}{H}\right) \operatorname{ctg} \beta$;
 $q' = \left(\frac{z}{H}\right)^2$;

g — приведенный вес упорной призмы, включая внешнюю нагрузку, равный $2(G_0 + P)/(V_w H^2)$, который в случае трансцендентального очертания призмы и $P=0$ составляет

$$g = \lambda_3 \frac{A}{H} + (\lambda_3 - \lambda_2) \frac{a}{H} \frac{t}{H} + \lambda_2 \frac{a}{H};$$

$\lambda_1 = \gamma / \gamma_w$ — отношение удельных весов материала ядра и воды; $\lambda_2 = \gamma' / \gamma_w$ — то же, призмы при естественной влажности и воды; $\lambda_3 = \gamma'' / \gamma_w$ — то же, призмы в насыщенном состоянии и воды; h — ордината точки линии сдвига на границе призмы с ядром; z — расстояние по вертикали от уровня воды на наружном откосе до линии сдвига; c — сцепление материала призмы; h_1 — ордината точки линии сдвига на наружном откосе призмы; φ — угол внутреннего трения материала призмы; остальные условные обозначения и направления отсчета углов понятии из рис. 22.11.

В целях учета фракционирования в пределах призмы физико-механические характеристики материала γ , $\operatorname{tg} \varphi$ и c следует определять как средневзвешенные величины для ряда значений a/H :

34*

$$\gamma = \frac{\sum_1^n \gamma_i l_i}{a/H}; \quad \operatorname{tg} \varphi = \frac{\sum_1^n \operatorname{tg} \varphi_i l_i}{a/H};$$

$$c = \frac{\sum_1^n c_i l_i}{a/H},$$

где l_i — часть величин a/H , в пределах которой γ_i , $\operatorname{tg} \varphi_i$ и c_i сохраняют постоянное значение ($\sum l_i = a/H$).

Таким образом, можно установить функциональную связь прочностных характеристик с шириной призмы поверху, которая должна быть учтена при расчетах устойчивости путем охвата диапазона их изменения.

Коэффициент запаса устойчивости ограждающей дамбы определяют путем минимизации функции, заданной аналитическим выражением (22.10), при условиях:

$$H \geq h > 0; \quad h_1 = 0, \text{ когда } \xi < 0 \text{ или } -\operatorname{arc} \operatorname{ctg}(a/H + \operatorname{ctg} \beta) < \xi < 0;$$

$$h = 0; \quad 0 < h_1 < t, \text{ когда } \xi > 0 \text{ или } 0 < \xi < \operatorname{arc} \operatorname{ctg}(A/t - \operatorname{ctg} \beta).$$

При $\xi=0$ уравнение записывается так:

$$k_3(0) = \operatorname{tg} \varphi \frac{\lambda_1 \operatorname{ctg} \alpha + g - \left(1 + \frac{t}{H} - \frac{2c}{\gamma_w H} \operatorname{ctg} \varphi\right) \frac{A}{H} + \frac{t}{H} \operatorname{ctg} \beta}{\lambda_1 - (t/H)^2} \quad (22.11)$$

Наконец, в случае если функция сохраняет убывающий характер вплоть до $h_1=t$, применяется уравнение

$$k_3(\xi) = \operatorname{tg} \varphi \frac{\lambda_1(1 + \operatorname{ctg} \xi \operatorname{ctg} \alpha) - \left(f - \frac{2c}{\gamma_w H} \times \times \frac{h_1}{H} \operatorname{ctg} \varphi\right)(1 + \operatorname{ctg}^2 \xi) + \operatorname{ctg} \xi g_1}{\lambda_1(\operatorname{ctg} \xi - \operatorname{ctg} \alpha) - g_1} \quad (22.12)$$

где $f = \frac{\operatorname{ctg} z + \operatorname{ctg} \alpha}{\operatorname{ctg} z + \operatorname{ctg} \xi}$ [здесь $\operatorname{ctg} z = \operatorname{ctg} \beta + \frac{a}{H(1-t/H)}$; z — угол наклона линии депрессии (средней)]; g_1 — приведенный вес части упорной призмы, расположенной выше линии сдвига, включая внешнюю нагрузку, равный $2(G+P)/(V_w H^2)$, который при выходе линии сдвига на наружный откос ($t \leq h_1 < H$ или $A/H - \operatorname{ctg} \beta > \operatorname{ctg} \xi > A/H - \operatorname{ctg} \beta$) и $P=0$ составляет

$$g_1 = \lambda_2 \left[\frac{a}{H} + \frac{A}{H} \left(1 - \frac{h_1}{H}\right) \right] - (\lambda_3 - \lambda_2) \times \times (\operatorname{ctg} \xi - \operatorname{ctg} \alpha) f,$$

а при выходе линии сдвига на гребень ($h_1=H$ или $\operatorname{ctg} \xi < A/H - \operatorname{ctg} \beta$) составляет

$$g_1 = (\text{ctg } \xi - \text{ctg } \alpha) \left(\lambda_2 \frac{\text{ctg } \xi - \text{ctg } \alpha}{\text{ctg } \chi + \text{ctg } \xi} + \lambda_3 f \right).$$

При решении также учитываются следующие соотношения:

$$h = \frac{A}{\text{ctg } \alpha - \text{ctg } \xi}; \quad h_1 = \frac{A}{\text{ctg } \beta + \text{ctg } \xi};$$

$$A = a + H (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \beta); \quad z = (t - h_1) \times (1 + \text{ctg } \beta / \text{ctg } \xi).$$

Отыскание минимума, соответствующего коэффициенту запаса устойчивости ограждающей дамбы, при использовании формулы (22.12) осуществляется с учетом того, что $\text{ctg } \xi > > g_1 / \lambda_1 + \text{ctg } \alpha$. В случае же дальнейшего возрастания угла ξ происходит мобилизация сил сопротивления относительно сдвига к ядру и соответственно изменение знака функции $k_3(\xi) < 0$. Однако в целях определения угла наклона внутренней грани призмы α , которое проводят исходя из условия возникновения равновесного состояния между разжиженными и крупными фракциями материала, намываемого в хвостохранилище, необходимо использовать уравнение (22.12), считая $k_3(\xi) = -1$. Максимальное значение $\text{ctg } \alpha$, следовательно, определяет угол наклона внутренней грани, при котором навал дамбы уравнивается отпором ядра.

При упрощенном подходе угол наклона внутренней грани находят по формуле

$$\text{ctg } \alpha = \frac{\cos \varphi^n (\gamma_{взв}^n + \gamma_{взв}^r) - 2 \sqrt{\gamma_{взв}^m \gamma_{взв}^r}}{\sin \varphi^n (\gamma_{взв}^n - \gamma_{взв}^r)}.$$

Индексы «п» и «я» соответствуют осредненным физико-механическим характеристикам материала упорной призмы (пляжной зоны) и ядра (прудовой зоны).

На основании полученных при расчетах данных строят графики зависимости коэффициента запаса устойчивости от ширины гребня и заложения наружного откоса, что позволяет найти оптимальное решение задачи. Для проведения расчетов устойчивости по изложенной методике с использованием ЭЦВМ разработана программа РУНО-4, составленная на языке Фортран-IV.

Пример 22.1. Требуется исследовать связь между устойчивостью ограждающей дамбы и ее шириной по гребню исходя из следующих данных: $\gamma = 16 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 30^\circ$; $H = 10 \text{ м}$; $\gamma_{взв} = 20 \text{ кН/м}^3$; $c = 5 \text{ кПа}$; $t = 1 \text{ м}$; $\gamma_{взв} = 12 \text{ кН/м}^3$; $\text{ctg } \beta = 2,5$; $t_1 = 1,5 \text{ м}$.

Решение. Пользуясь формулой (22.12) при $k_3(\xi) = -1$, находят заложение внутренней грани $\text{ctg } \alpha$, как это показано на рис. 22.12, а для ряда значений a/H . При этом учитывают условие $\text{ctg } \xi > > \text{ctg } \alpha > -(a/H + \text{ctg } \beta)$.

Отыскивают минимальные значения семейства криво-гладких функций $k_3(\xi) = F(h/H, h_1/H)$ с параметром a/H , выраженных уравнениями (22.10) и (22.12) (рис. 22.12, б). Результаты расчета сведены в табл. 22.10. На основании этих расчетов строят график зависимости $k_3 = f(a/H)$ (рис. 22.12, в). На этом

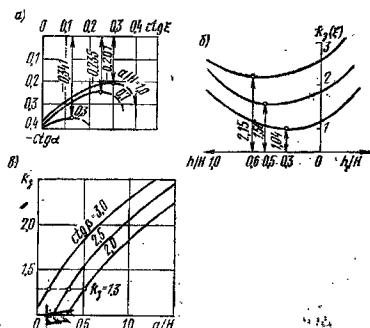


Рис. 22.12. Вид графиков, иллюстрирующих нахождение $\text{ctg } \alpha$ (а); $k_3(\xi) = f(h/H, h_1/H)$ (б) и зависимости $k_3 = f(a/H, \text{ctg } \beta)$ (в) по результатам примера

ТАБЛИЦА 22.10. К ПРИМЕРУ РАСЧЕТА

a/H	$\text{ctg } \alpha$	h/H	$k_3(\xi)$
0,2	-0,533	0,3	1,036
0,3	-0,341	0,4	1,292
0,4	-0,280	0,4	1,441
0,5	-0,255	0,5	1,560
0,6	-0,246	0,5	1,665
0,7	-0,235	0,5	1,768
0,8	-0,225	0,5	1,868
0,9	-0,216	0,5	1,966
1,0	-0,207	0,6	2,058
1,1	-0,200	0,6	2,147
1,2	-0,193	0,6	2,234
1,3	-0,186	0,6	2,319

графике нанесены также кривые, полученные для других значений устойчивого заложения наружного откоса для решения вопроса об оптимальном профиле ограждающей дамбы.

Профиль ограждающей дамбы, возводной намывом при постепенном наращивании, может приобрести при определенных мерзлотно-геологических условиях неоднородное криогенное (слоистое) строение. Особенность оценки статической устойчивости ограждающей дамбы слоистого строения связана с наличием участков, сложенных как талыми, так и многолетнемерзлыми хвостами, с резко выраженным пространственным характером напряженного состояния сооружений. В связи с этим ограждающую дамбу разбивают по протяженности на ряд представительных участков, для которых с помощью геокриологической карты составляют приведенный расчетный профиль, отвечающий условиям перехода от пространственной к плоской задаче. Величина A действительного профиля соответствует величине A_0 приведенного:

$$A_0 = \frac{1}{L} \int_0^L Adt, \quad \text{или} \quad A_0 = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^{i=n} A_i \Delta t_i.$$

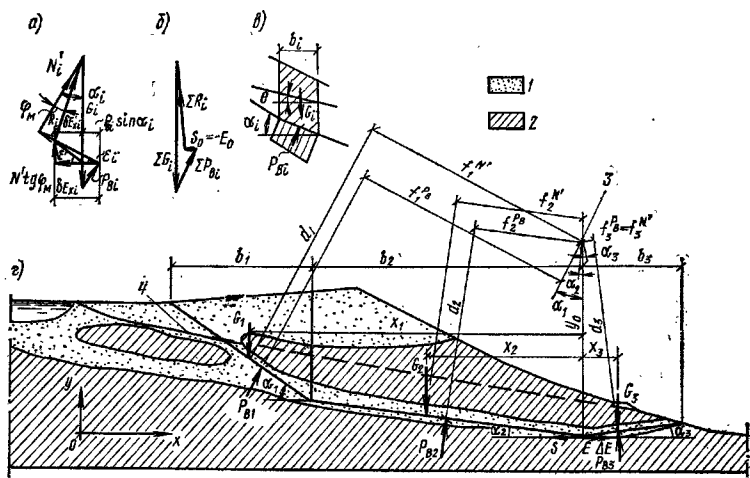


Рис. 22.13. Расчетная схема к оценке устойчивости ограждающей дамбы слоистой (криогенной) сложения а — многоугольник сил для фрагмента; б — то же, общий; в — фрагмент; г — профиль ограждающей дамбы; 1 — талые хвосты; 2 — мерзлые хвосты; 3 — центр моментов; 4 — пьезометрическая линия

Форму и положение потенциальной поверхности скольжения принимают для расчетного профиля, сообразуясь со сложившимися на сооружении геокриологической обстановкой и фильтрационным режимом, с учётом приуроченности такой поверхности к ослабленным простоям, содержащим фильтрационный поток.

Изучение статического равновесия в общем случае требует рассмотрения трех условий: $\Sigma X=0$; $\Sigma Y=0$ и $\Sigma M=0$. Из условия $\Sigma X=0$ и многоугольника сил (рис. 22.13) для приведенного профиля следует

$$E_0 + S_0 = 0, \quad (22.13)$$

где E_0 — сумма проекций на ось Ox всех сил, исключая силы сцепления:

$$E_0 = \Sigma \frac{G_i \operatorname{tg}(\alpha - \varphi_M)_i - P_{vi} \cos \alpha_i [\operatorname{tg} \alpha_i - \operatorname{tg}(\alpha - \varphi_M)_i]}{1 + \operatorname{tg} \varepsilon_i \operatorname{tg}(\alpha - \varphi_M)_i} \quad (22.14)$$

здесь G_i — вес i -го фрагмента с учетом веса воды и льда; P_{vi} — равнодействующая гидродинамического давления по подошве i -го фрагмента; ε_i — угол наклона разности сил взаимодействия для i -го фрагмента (δE_i к оси Ox ; φ_{M_i} — мобилизованная величина угла внутреннего трения;

$$\varphi_{M_i} = \arctg(\operatorname{tg} \varphi_i / k_B) \approx \varphi_i / k_B;$$

S_0 — горизонтальная составляющая равнодействующей силы сцепления.

При расчетах устойчивости на летне-осенний период величина S_0 выражает сопротивление упора на участках залегания многолетне-

мерзлых хвостов у подошвы откоса $S_0 = c_{из} B_0$ (где B_0 — приведенная ширина участка).

В более общей форме, позволяющей рассматривать локальную устойчивость действительного профиля, уравнение (22.13) запишется так:

$$E_0 - \Delta E + S_0 = 0, \quad (22.15)$$

где ΔE — отклонение величины E_0 от действительной.

Условие $\Sigma Y=0$ позволяет выразить равнодействующую эффективных напряжений по подошве i -го фрагмента N'_i , считая влияние перераспределения σ_y для этого случая пренебрежимо малым:

$$N'_i = N'_0 = \frac{G_i - P_{vi} \cos \alpha_i - \delta E_x \operatorname{tg} \varepsilon_i - c_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\cos \alpha_i (1 + \operatorname{tg} \varphi_M \operatorname{tg} \alpha_i)} \quad (22.16)$$

где c_i — сцепление, обусловленное сезонным промерзанием талого прослояка.

Наконец, из условия $\Sigma M=0$ следует:

$$k_B = \frac{\Sigma (N'_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i b_i / \cos \alpha_i) d_i}{\Sigma G_i x_i - \Sigma (P_i + N'_i) f_i + \Delta E y_0} \quad (22.17)$$

где

$$f_i = \frac{P_{vi} P_{vi} + N'_i f'_i}{P_{vi} + N'_i}$$

При оценке общей устойчивости дамбы протяженностью L , когда рассматривается приведенное сечение, или в случае отсутствия перераспределения сил из уравнения (22.17) исключается последний член знаменателя, так как в силу определения $\sum_0^L \Delta E_0 = 0$.

Совместное решение уравнений (22.17) и (22.13) или (22.15) методом итераций дает возможность определить коэффициент запаса устойчивости. Практически же устанавливают только границы интервала, в пределах которого находится искомое значение $k_2(\epsilon)$. Нижний предел при нахождении коэффициента запаса устойчивости устанавливают на основе допущения о горизонтальности сил взаимодействия между фрагментами, т. е. $\epsilon = 0$, верхний при $\epsilon = \phi$.

Для хвостохранилищ, расположенных в сейсмических районах, устойчивость откосов следует рассчитывать с учетом сейсмических нагрузок, определяемых согласно СНиП II-7-81 [5].

22.3. Расчет осадки ограждающих дамб

Величина осадки ограждающих дамб хвостохранилища складывается из осадки грунтов и хвостов, из которых их возводят, и из осадки грунтов основания. Величину осадки оснований определяют для высоких (высотой не менее 25 м) и ответственных дамб хвостохранилищ. Для менее ответственных дамб хвостохранилищ (высотой менее 25 м), намываемых из однородных хвостов, расчет осадки основания можно не проводить, а принимать ее величину от 0,1 до 0,5 % высоты дамбы.

Расчет осадок тела насыпных ограждающих дамб, возводимых из местных грунтов, а также ограждающих дамб, намываемых из хвостов, следует выполнять в соответствии со СНиП II-16-76 [6], согласно указаниям гл. 2 и 9 данного Справочника по методу послойного сум-

мирования в пределах сжимаемого слоя H_a . Для расчета осадок ограждающего сооружения в нем выделяют характерные поперечные сечения и в каждом сечении намечают несколько вертикалей, проходящих в пределах различных элементов сооружения (например, на откосной части, по гребню, на пляжной и прудковой зонах).

В случаях, когда ширина профиля ограждающего сооружения в 2 раза превышает расчетную толщину сжимаемого слоя, осадку основания допускается рассчитывать для условий одномерной задачи. Для определения осадки сжимаемую толщину H_a подразделяют на n элементарных слоев толщиной h_i , исходя из условия постоянства в пределах каждого слоя плотности и деформационных характеристик грунта. Величина осадки основания сооружения S_0 для условий одномерной задачи определяется по формуле

$$S_0 = \sum_{i=1}^{i=n} h_i e_i, \quad (22.18)$$

где $e_i = \frac{e_{0i} - e_i(\sigma'_i, t)}{1 + e_{0i}}$; e_{0i} — коэффициент пористости грунта, соответствующий напряжению от его собственного веса в середине i -го слоя основания; $e_i(\sigma'_i, t)$ — коэффициент пористости грунта в той же точке при эффективном уплотняющем напряжении $\sigma'_i = p_i(t)$ в момент времени t .

Значение порового давления $p(t)$ в момент времени t следует определять исходя из решения одномерной задачи консолидации (см. гл. 2).

В случае использования метода послойного суммирования для условий плоской деформации эффективные вертикальные напряжения можно устанавливать с использованием методов теории упругости и решения плоской задачи консолидации.

Осадку ограждающей дамбы для момента завершения консолидации t_k (конечная осадка S_k) следует рассчитывать исходя из условия $\sigma'_i = \sigma_i$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Инструкция по строительству намывных хвостохранилищ горно-химических комбинатов (заводов) РСН 301-76. Киев, 1978.
2. Мелентьев В. А., Колпашиников И. П., Волдин Б. А. Намывные гидротехнические сооружения. М., Энергия, 1973.
3. Рекомендации по проектированию сооружений хвостохранилищ в суровых климатических условиях. Л., Стройиздат, 1977.
4. Рекомендации по проектированию хвостовых хозяйств предприятий металлургической промышленности. М., Стройиздат, 1975.
5. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. М., Стройиздат, 1982.
6. СНиП II-16-76. Основания гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1977.
7. СНиП II-53-73. Плотины из грунтовых материалов. М., Стройиздат, 1974.

- Защита земель и территорий 161
 Злоотвалы 509, 513
 Зона глубоководная 16
 — мелководная 17
 — намыва 135
 — оттаивания 205
 — переходная 191
 — плотины 250
 — — внутренняя 260
 — — наружная подводная 260
 — — надводная 260
 — — переменного уровня воды 260
 — пляжная 526
 — прибойная 17
 — приуровневая 17
 Зональность укладки бетона 259
 Зондирование взрывное 37
 — динамическое 37
 — статическое 37
 Зуб бетонный 195, 270
 — тыловый 267
- И**
- Изгиб местный 355
 Износ абразивный 261
 Изоляция тепловая 440
 Изотерма нулевая 210, 241
 Илы 42
 Инвариант динамического подобия Железняка 468
 Интенсивность намыва 136, 141
 Инфильтрация 135
 Испытания виброкомпрессионные 37
 Исследования кавитационные 276
 Истечение при напоре переменном 68
 — — постоянном 68
 — — через насадки 68
 — — отверстия большие 68
 — — в тонкой стенке 68
 — — — малые 68
 Источники сведений о стоке и водном режиме рек 467
- К**
- Кавитация 384
 — развивающаяся 385
 — шелевая 385
 Камень рваный 187
 Камера взрывная 439
 — сеточная 462
 Капава дренажная 128
 — пагорная 492, 493, 494, 513, 514
 Канал волопроводный (волоснабженческий) 392
 — водосборной обходной 210
 — комлексный 392
 — лесосплавный 392
 — обводнительный 392
 — оросительный 392
 — осушительный 392
 — отводящий промежуточный 365
 — подводящий 364
 — рыбоходный 364
 — судходный 392
 — энергетический 391
 Карта взлозний гидрологических параметров 467
 — средней мутности рек 474
 Класс сооружений водозаборных 420
 — гидротехнических 11, 12, 13
 — хвостохранилищ 511
 Классификация водопотребителей 420
 — грунтов глинистых 34
 — — крупнообломочных 34
 — — песчаных 34
 Ковш 423
 — водозаборный 422, 423
 — автоплавяемый 423
 — самопромывающийся 424
 — незаполняемый 423
 — предохранительный 352
 Козырек наносозащитный 429, 439
 — отбойный 465
 Колебания годового стока 469
 — максимальных расходов воды 469
 Колодец 514
 — береговой водопроводный 425
 — — с плоской сеткой 425
 — водобойный 92, 868
 — дренажный 352
 — смотровой 498, 523
 Колыматаж явала 202
 Колыматация 145
 — фильтра 150
 Кольца арочные 329
 Колонны воздушные замораживающие 205
 Коммуникации эксплуатационные 269
 Компоновка гидроузла комплексного назначения 154
 Конвекция естественная 208, 242
- Консолидация оснований 57
 — ядра 237
 Конструкция водоприемников 285
 — отстойников 444
 — ячеистая 266
 Контур питания 113
 Коэффициент автокорреляции 470
 — асимметрин 469
 — аэрации 98
 — Буссинеса 82
 — бокового давления 38, 528
 — — расширения грунта 38
 — варнации 469
 — — максимальных расходов 472
 — внутреннего трения 527
 — водозабора 426, 426
 — водоудаления грунта 134, 136
 — Дарси 66, 67
 — запаса прочности 274
 — — устойчивости 31, 226, 236, 531
 — — допускаемый 223
 — — количества движения (см. Коэффициент Буссинеса) 82
 — — консолидации 57
 — — концентрации напряжений 299
 — — — краевых 321
 — — Кориолиса 66, 68, 468
 — — корреляции 470
 — — между величинами стока 471
 — — — обеспеченности стока 471
 — — ламинарной линейной фильтрации 204
 — — — многофракционного скального грунта 205
 — — местных сопротивлений 438
 — — надежности 31, 415
 — — начала кавитационной эрозии 385
 — — нелинейной фильтрации 205
 — — неоднородности грунтов 526
 — — откоса 72
 — — откосительной кавитационной стойкости 391
 — — перегрузки 14, 31, 274, 275, 412
 — — подтопления 86, 87
 — — водослива 89
 — — полноты напора 86
 — — поперечной деформации 258
 — — пористости 35, 36
 — — песка 37
 — — хвостов 528
 — — порового давления 233
 — — потерь обобщенный 19
 — Пуассона 38
 — разбухания 38
 — разнородности 146
 — разрыхления 292, 304
 — расхода 68, 86, 436
 — — водослива 84, 86, 90, 373
 — регулирования стока 478
 — сжатия потока 86
 — струи 68
 — скорости 91
 — — подтопленного водослива 89
 — сопротивления 121
 — — степени консолидации 31
 — — теплоотдачи 246
 — уплотнения 38
 — — условий работы 30
 — — — бетона 255, 256
 — — — плотин 341
 — — фильтрации 36, 101, 518
 — — — переменный 131
 — — — фактивный 107
 — — хвостов 526, 527
 — Фогта 239
 — Шези 66, 70, 71, 394, 436
 — — безразмерный 67
 — — шероховатости 22
 — — каналом 72
 — — — дельного покрова 394
 Крен сооружения 45
 Крепление береговых склонов 211
 — облегченное 211
 — — откосов 168, 211, 427
 — — асфальтобетонное 168
 — — бетонное монолитное 168
 — — биологическое 168
 — — — грунтоцементное 168
 — — железобетонное сборное 168
 — — из каменной наброски 168, 401
 — — — кривой депрессии 110, 122, 124, 126, 139, 228
 — — — зернового состава грунтов 125
 — — компрессионная 38, 52
 — — — обеспеченности 470
 — — подпора 78, 79, 80
 — — расходов 81, 468
 — — свободной поверхности 80
 — — спада 78, 79

- Критерий Био 245
 — Косовича 245
 — прочности 273, 296, 297
 — Кулона—Мора 223
 — устойчивости 273
 — Фурье 246
 Крупность гидравлическая 75, 393, 449, 475
- Л**
 Ливнепуск 405, 415
 Линия равных напоров 108
 — тока 108
 Лоток 405
 — бетонный 366
 — железобетонный 366
 — лессовый 406
 Лыды погребенные 205, 210
- М**
 Масса воды присоединенная 28, 29, 240
 Материал для устройства завес 272
 — руслоформирующий 466
 Мероприятия конструктивные 293
 — противофильтрационные 271, 329
 — технологические 293
 Метод баланса наносов 487, 488
 — Бучко 246
 — Бюро мелиорации США 328
 — гидравлический 122
 — гидромеханический 122
 — Гостюцкого 451
 — Ибана-Залас—Нуриева 450
 — Каменского 245
 — Козлова 504
 — конечных разностей 237, 299
 — — элементов 237, 299, 342
 — круглоцилиндрических поверхностей сдвига 368
 — Лабковского 26
 — Мелещенко—Романова 105
 — Мора 298, 318
 — наибольшего правдоподобия 473
 — наклонных сил взаимодействия 226
 — Недриги-107, 111—130, 133—144
 — Недриги—Покровского 122, 131—133
 — «независимых» («чистых») арок 341
 — Образовского 463
 — Павловского 102—106
 — перекрестных балок 355
 — последовательной смены стационарных состояний 142
 — послонного суммирования осадок 51
 — предельного равновесия 357
 — предельных состояний 30
 — «пробных нагрузок» 342
 — расчета упрощенный 298
 — — фильтрации гидромеханический 102
 — — фрагментный 106
 — элементарный 398
 — Романова 105
 — сопротивления материалов 298
 — теории упругости 298
 — Терраги 227
 — тонких оболочек 342
 — угловых точек 48
 — центральной консоли 342
 — ЭГДА 101, 108
 — Флорина 232
 — Шестакова 133
 Методика Абвазина 99
 — Крайцова и Лескова 473
 — Ратковича и Рословой 487
 — Телешова 312
 Моделирование притока воды к дренам 407
 — фильтрационного потока 508
 Модель грунтов основания нелинейная 46
 — — упругопластическая 46
 Модуль годового стока 470
 — деформации 38, 39, 299
 — — средний 52
 — — приведенный 53
 — сдвига бетона 258
 — сопротивления 30, 81
 — стока 494
 — упругости 257, 299
 — Юнга 233
 Морозостойкость 258
 Мост служебный 267, 268
 — транзитный 267, 268
 Мостик смотровой 269
 Мощности пропускаемого основания неограниченная 102
 — — ограниченной 102
 — сжимаемой толщи 53
 Мутность 474
 — воды 474
 — минимальная 475
 — руслоформирующих фракций 457
- Н**
 Наброска каменная 400
 Набухание бетона 276
 Навал потока 430
 Нагрузки волновые 220
 — — взвешивающие 219
 — — временные 13
 — — длительные 13
 — — действительные 382
 — — кратковременные 13
 — — критические 322
 — — ледовые 22, 213
 — — — динамические 22, 275
 — — статические 22
 — — нормативные 275
 — — основные 316
 — — особые 13
 — — от зазорных масс льда 24
 — — ледяных полей 23, 213
 — — примершего к сооружению ледяного покрова 25
 — — стоячих волн 20
 — — температурного расширения сплошного ледяного покрова 24
 — — постоянные 13
 — — расчетные 275
 — — сейсмические 26, 236, 314
 Накат волн 21
 Накопители (см. Золотавалы, Иловые площадки, Накопители производственных сточных вод, Пруды-испарители, Пруды-отстойники, Хвостохранилища, Шламохранилища) 509
 — — балочно-огражденные 509
 — — временные 511
 — — косогорные 509, 511
 — — котлованные 509, 511
 — — котлованные 509, 511
 — — многоступенчатые 509
 — — наливные 509
 — — намытые 509
 — — насыпные 513
 — — одноступенчатые 509
 — — осыпные 509
 — — постоянные 511
 — — производственных сточных вод 509, 512
 — — равнинные 509, 511
 Наносы донные 441
 — — взвешенные 441
 — — влекомые 441
 Напор 101
 — — приведенный 104, 120
 Напряжения в грунтах 46
 — — от действия их собственного веса 81
 — — контрфорса 317
 — — пите 330
 — — главные 319
 — — контактные 354
 — — касательные 354
 — — касательные 318
 — — местные 314
 — — нормальные эффективные 224
 — — температурные 300
 Непригодность к эксплуатации 30
 Норма водопотребления 476
 — стока 469
 — — наносов 473
- О**
 Обвалование общее 489
 — по участкам 489
 Обеспеченность расчетная 17, 420, 471
 Обкате верхней грани плотин 294
 Область виртуальная 131
 — — приведенная 103
 — — работы сооружения 238
 — — фильтрации 101
 Облицовка асфальтополимербетонная 519
 — — азностойкая 262
 — — туннельная 382
 Обогащение мокрое 509
 Оборудование — подвижно-транспортное 462
 Объем водохранилища мертвый 478
 — — относительный 478
 — — полезный 477, 478
 — сброса 201
 Оголовки 415
 — — входные 357, 413
 — — контрфорсов 308
 — — консольные 316
 Осадка гребня 237
 — — дополнительная 51
 — — максимальная 235

- ограждающих дамб 534
 - основаны во времени 57
 - плотин 234, 237
 - — полная 51
 - погашения разбукания 51
 - при оттаивании 210
 - с учетом боковых деформаций 53
 - сооружения 45
 - эксплуатационная ождаемая 166
 - Осадка элементов 167, 188
 - Основание двухслойное 109
 - конечной толщины 50
 - мерзлое 206, 210
 - неоднородное 360
 - вскальное 252, 269
 - проиваемое неограниченной мощности 102
 - — ограниченной мощности 102
 - скальное 252, 270
 - Отверстие водопропускное 361
 - дренажное 352
 - Отвод воды из скважин 498
 - Отдача водохранилища 478
 - Откос волоустойчивый 189
 - Откосы вольные 167, 188
 - Открылок гравитационный 338
 - Отношение водоцементное 257
 - Отслаивание 145, 148, 149
 - Отстойник 423
 - водоснабженческий 442
 - ирригационный 442, 450
 - многокамерный 443
 - однокамерный 443
 - энергетический 442, 450
 - Отсыпка грунтов в воду 179, 209
 - — исухо 176
 - фильтрующая 499
 - Оттаивание берегов водохранилища 244
 - для водохранилища 244
 - мерзлого берегового склона 245
 - мерзлой плотины 242
 - предварительное 210
 - предпостроечное 208, 210
 - сезонное 207
 - Отходы жидкие 513
 - твердые 393, 413
 - Оценка сейсмичности площадок строительства 26
 - Очерданость возведения сооружения 274
- II
- Параметр Глушкова 468
 - Дарси 204
 - кавитации критический 386, 397, 388
 - противодиффузионных завес 273
 - уплотнения 178
 - формы живого сечения потока 67
 - Паралет 166
 - Перевоз 417
 - Перекрытие гибкое 316
 - контрфорсных плотин напорное 306
 - Переменения вертикальные линейно-деформируемой среды 54
 - Перемычка 122
 - Перенд 96
 - допустимый на входе 430
 - многоступенчатый 97, 398
 - одноступенчатый 96
 - Переработка берегов 440
 - Периметр смоченный 72, 73
 - Период собственных колебаний плотины 238
 - Плитка из полистирола 518, 519
 - Плита аякерная тыловая 267
 - плоская разрезная 315
 - Плотина арочная 249, 254
 - — водосбросная 326
 - — глухая 325
 - — двойкой кривизны (купольная) 323, 331
 - из трехъярных поясов 250
 - купольного типа 254
 - — с гравитационными устоями 250
 - — заземленными пятами 249
 - — контурными или периметральными швом 324
 - — периметральным швом 256
 - — постоянным радиусом 323
 - — — центральным углом 323, 331
 - толстая 323
 - тонкая 323
 - — цилиндрическая 323
 - арочно-гравитационная 250
 - без дренажа 136, 137, 139, 141, 142
 - искусственного уплотнения 188
 - бетонная 325
 - взрывобросная 132, 201, 203
 - — конструкции ВНИИ ВОДГЕО 202, 203
 - — однородная 202
 - — с экраном 202
 - взрывоопасная 203
 - виртуальная 131
 - водосбросная 250
 - — торичного обвалования 511
 - высокая 162, 186
 - глухая 162, 260
 - гравитационная 249
 - — массивная 249, 252
 - — с аякеркой в основании 249
 - — водосбросная 250
 - — расширенными швами 249
 - — — экраном на напорной грани 249
 - железобетонная 326
 - каменно-земляная 184, 185
 - — водосливная 199
 - — фильтрующая 199
 - — каменнобросная 184, 185
 - — конструкции Беляевского 201
 - — Гордиенко 201
 - — контрфорсная 249
 - — водосбросная 301
 - — многоярочная 249, 301, 304
 - — — с контрфорсами сплошными 301
 - — — с продольными перемычками 249, 301, 306
 - — массивно-контрфорсная 249, 252, 301, 303
 - — на двухслойном основании 130
 - — намывная 135, 136, 162, 165, 180
 - — насыпная 162
 - — неоднородная 125
 - — низкая 162, 186
 - — однородная 124
 - — первичного обвалования 511
 - — поляя 301
 - — полунамывная 162
 - — реверсивная 301
 - — с вертикальной дренаж 138
 - — дренажем ленточного типа 143
 - — искусственным уплотнением 186
 - — мерзлым ядром 206
 - — — пластовым дренажем 137, 142
 - — — расширенными швами 289, 290
 - — экраном 294
 - — экраном и понуром 129
 - — ядром 125
 - — ярусным дренами 138
 - — сверхвысокая 186
 - — средней высоты 162, 186
 - — трапецевидального профиля 133
 - — ячеистая 250
 - — — контрфорсная 250
 - — — реверсивная 250
 - Плотность грунта 35
 - — взвоянного скального 203
 - — сухого 36
 - — сложенная песка 35
 - — частиц грунта 36
 - Площадка иктиологическая 460
 - — скольжения 224
 - Площадка намыва 509
 - Площадь полная сечения потока 101
 - Пляж намыва 512
 - Поверхность контактная 144
 - — намыва 135
 - — потока свободная 78, 79
 - — свайга 33
 - — скольжения 228, 229
 - — — круглоцилиндрическая 224
 - — удельная 204
 - Повышение несущей способности 248
 - — устойчивости 285
 - Податливость основания 299
 - Подготовка котлована 174
 - Подземный контур беспшунтовый 345
 - — двухшунтовый 345
 - — одношунтовый 345
 - Подошва флюбета 104
 - Показатель консистенции 34, 35
 - — русла гидравлический 79, 80
 - Покров ледяной 214
 - Покрывание основание 211
 - — из железобетона 211
 - — — каменной наброски 211
 - Получасть крупнообломочных гонтов 235
 - Положение сетчатое 461, 462
 - Полотно депрессионной поверхности 138, 142
 - Понур 101, 170, 189, 196, 270, 271, 516
 - — аякерный 347
 - — гибкий 346
 - — жесткий 346
 - Поправка гарантийная 472
 - Попуск санитарный 361
 - Пористость 38
 - Порог водоспускной 361
 - — отстойника входной 445
 - — выходной 446
 - — полигональный водопремняка 429

Ш

Шандоры 515
 Шахта 299
 — вертикальная 280
 Швы бетонизируемые 281, 336
 — в контрфорсах 310
 — деформационные временные 348
 — постоянные 348
 — комбинированные 336
 — конструктивные 282
 — контурные 334, 335
 — межпоясные 335
 — надрезы 335, 337
 — незацементированные 300
 — осадочные 282
 — плоские 282
 — продольные 335, 336, 337
 — разрезы 335, 337
 — скользящие 335
 — строительные 281
 — температурно-осадочные 348
 — температурные 282, 337
 — усадочные 282, 336
 — цементируемые 281, 336
 — штрабованные 282
 Шероховатость, усиленная на быстротоках, 99
 Ширина прорыва допустимая 197
 — талой воды 240
 Шламохранилища 509, 512
 Шламы (см. Осалок илестый) 509, 523
 Шлюз судоходный 405
 Шпора косая 424
 Шпунт 195, 271
 — водонепроницаемый 162, 106
 Шуга 394, 454

Э

Эквивалентность 108
 Экран 101, 125, 170, 191, 516
 — асфальтобетонный 171, 192
 — бетонный 171, 191
 — гибкий 191, 517

— грунтовый 189
 — дугообразный 517, 519
 — деревянный 192
 — железобетонный 171, 191
 — жесткий 191, 517
 — из пластмасс 193
 — комбинированный 517, 519
 — массивный 186
 — однослойный 517
 — пластичный 517
 — пластовый 517
 — полужесткий 191
 — противодиффузионный 515
 — стальной 192
 — теплоизоляционный 207
 — тонкий 186
 Экстраполяция кривой расходов 468
 Электрообогрев 440
 Элементы водопропускных сооружений основные 17
 — волн в зоне глубоководной 17
 — — — мелководной 18
 — — — приборной 19
 — зарегулированного русла 427
 — противодиффузионные металлы 206
 — фильтрационного потока 109
 — — — гидродинамические 108
 Энергия потока удельная 65, 76
 — — — давления 65
 — — — кинематическая 66
 — — — положения 65
 — — — потенциальная 65
 Эпюра фильтрационного давления 15
 Эрозия кавитационная 384
 Эффект кинематический безаварного потока Железнякова 468

Я

Ядро 170
 — грунтовое 189
 — инъекционное 171
 — массивное 189
 — противодиффузионное 125
 — тонкое 186

Георгий Васильевич Железняков, Юсиф Алиевич Ибад-заде, Петр Леонтьевич Иванов, Арсений Михайлович Латышенков, Василий Павлович Недрига, Александр Сергеевич Образовский, Даниил Яковлевич Раткович, Николай Павлович Розанов, Вальдемар Саввич Шайтан, Александр Евгеньевич Асарин, Валентина Васильевна Буренкова, Ия Александровна Васильева, Владимир Георгиевич Дашков, Григорий Моисеевич Казанов, Носиф Семенович Клейн, Татьяна Васильевна Колесникова, Анатолий Матвеевич Мотинюв, Всеволод Михайлович Павлоцкий, Геннадий Иванович Покровский, Николай Николаевич Розанов, Валентина Ивановна Титова, Сергей Александрович Березимский, Вадим Сергеевич Забавин

СПРАВОЧНИК ПРОЕКТИРОВЩИКА

Гидротехнические сооружения

Редакция литературы по инженерному оборудованию

Зав. редакцией И. В. Соболева

Редактор М. А. Шершукова

Младший редактор А. А. Мняева

Технический редактор Н. В. Высотина

Корректор О. В. Стигеева

ИБ № 1828

Сдано в набор 25.03.83. Подписано в печать 16.11.83. Т-20947. Формат 70x108^{1/16}. Бумага тип. № 1. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 47,6. Усл. кр.-отт. 47,6. Уч.-изд. л. 64,12. Тираж 24.000 экз. Изд. № АХ-7562. Заказ № 432. Цена 3 р. 80 к.

Стройиздат, 101442, Москва, Калужская, 23а

Владимирская типография «Союзполиграфпрома» при Государственном комитете СССР по делам издательства, полиграфии и книжной торговли
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7