СССР
МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА ПРЕДПРИЯТИЙ МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОЙ И ХИМИЧЕСКОЙ ПРОМЫШЛЕННОСТИ
ТЕХНИЧЕСКОЕ УПРАВЛЕНИЕ

ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ВОДОСНАБЖЕНИЯ, КАНАЛИЗАЦИИ, ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ И ИНЖЕНЕРНОЙ ГИДРОГЕОЛОГИИ (ВОДГЕО)

Цена

СПРАВОЧНИК ПО ГИДРОТЕХНИКЕ

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ И АРХИТЕКТУРЕ
Москва—1955

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 1

Раздел первый

ОБЩИЙ

Глава первая

Математика

д-р техн. наук Нестерук Ф. Я.

1—А. ТАБЛИЦЫ

1— 1. Часто встречающиеся величины 5
1— 2. Степени, корни, логарифмы, обратные числа, длины окружностей и площади кругов . . 5
1— 3. Длины дуг, стрелки, длины хорд и площади сегментов для радиуса, равного 1 30
1— 4. Натуральные тригонометрические функции (Синусы, косинусы, тангенсы и котангенсы) . 32
1— 5. Показательные и гиперболические функции 33
1— 6. Таблица полных эллиптических интегралов первого рода 34
1— 7. Эллиптические интегралы первого рода . 36

1—Б. НЕКОТОРЫЕ СВЕДЕНИЯ ИЗ МАТЕМАТИКИ

1— 8. Логарифмы 39
1— 9. Площади, объемы и поверхности тел . . 40
1—10. Тригонометрические функции 46
1—11. Плоские треугольники 47
1—12. Конические сечения (кривые второго порядка) 48
1—13. Основные формулы дифференцирования . 49
1—14. Нахождение максимума и минимума . . 50
1—15. Основные формулы интегрирования . . . 51
1—16. Дифференциальные уравнения 52

Глава вторая

Гидравлические расчеты

Кандидаты техн. наук
Латышенков А. М. (разд. А—И), Розанов Н. П. (п. 2—12 и разд. К)

2—А. ГИДРОСТАТИКА

2— 1. Гидростатическое давление в точке . . . 54
2— 2. Давление на плоские фигуры 54
2— 3. Давление на цилиндрические поверхности . 56
2— 4. Плавание тел 57
1. Пловучесть 57
2. Остойчивость 57

Стр.

2—Б. ИСТЕЧЕНИЕ ЧЕРЕЗ ОТВЕРСТИЯ И НАСАДКИ

2— 5. Малые отверстия в тонкой стенке 58
2— 6. Большие отверстия в тонкой стенке . . . 59
2— 7. Истечение через насадки 59
1. Внешний цилиндрический насадок 59
2. Внутренний цилиндрический насадок . . 59
3. Конические насадки 60
2— 8. Истечение при переменном напоре 60
1. Истечение при постоянном притоке Q_0 . . 60
2. Время опорожнения или наполнения резервуара 60
3. Истечение при переменном напоре под переменный уровень 60
4. Истечение при переменном напоре из непризматических резервуаров 61
5. Опорожнение и наполнение водохранилищ . 62

2—В. ВОДОСЛИВЫ

2— 9. Классификация водосливов 62
2—10. Водосливы с тонкой стенкой 63
1. Прямоугольный водослив 63
2. Треугольный водослив 64
3. Трапецоидальный водослив 64
4. Косой водослив 65
5. Боковой водослив 65
6. Пропорциональный водослив 65
2—11. Безвакуумные водосливы практических профилей 65
1. Очертание водосливной грани безвакуумного криволинейного водослива практического профиля с вертикальной напорной гранью $\alpha = 90°$ 65
2. Пропускная способность водослива 66
3. Учет полноты напора 66
4. Учет ширины гребня 66
5. Учет бокового сжатия 66
6. Учет затопления 67
2—12. Вакуумные водосливы практических профилей 67
1. Очертание вакуумных профилей 67
2. Коэффициенты расхода 68
3. Коэффициенты затопления 69
4. Данные о вакууме 69
2—13. Водослив с широким порогом 70
1. Пропускная способность 70
2. Учет бокового сжатия 71
3. Учет затопления водослива 71
2—14. Водосливы прямоугольной, трапецоидальной и полигональной форм 72

Стр.

1. Прямоугольные водосливы 72
2. Трапецоидальные профили 72
3. Полигональные профили 73

2—Г. РАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

2—15. Основные расчетные формулы 73
2—16. Гидравлически наивыгоднейшее сечение . . 78
2—17. Гидравлический расчет каналов (типы задач) 79
2—18. Расчет каналов по способу единичных расходных характеристик 79
2—19. Удельная энергия сечения. Критическая глубина потока 82
2—20. Критический уклон 84

2—Д. НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

2—21. Типы кривых свободной поверхности в призматическом русле 85
1. Водотоки с прямым уклоном дна ($i>0$) . 85
2. Водотоки с горизонтальным дном ($i=0$) . 86
3. Водотоки с обратным уклоном дна ($i<0$) . 86
2—22. Построение кривых свободной поверхности в призматическом русле при $i>0$ 86
2—23. Построение кривых свободной поверхности в призматических руслах с горизонтальным дном ($i=0$) 89
2—24. Построение кривых свободной поверхности в призматических руслах с обратным уклоном дна ($i<0$) 91
2—25. Построение кривых свободной поверхности в непризматических руслах путем непосредственного суммирования 92
2—26. Интегрирование уравнения неравномерного движения в непризматическом русле при постоянной глубине потока 92
1. Водоток с прямым уклоном дна ($i>0$) . 93
2. Водоток с горизонтальным дном ($i=0$) . 93
3. Водоток с обратным уклоном дна ($i<0$) . 93
2—27. Построение кривых свободной поверхности в естественных водотоках 93
1. Способ непосредственного суммирования . 93
2. Способ постулата неизменяемости модуля сопротивления 94
3. Способ проф. А. Н. Рахманова 95

2—Е. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК. СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ И ГАШЕНИЕ ЭНЕРГИИ

2—28. Гидравлический прыжок 95
1. Прыжок в условиях плоской задачи . . . 95
2. Прыжок в условиях пространственной задачи 96
2—29. Сопряжение бьефов 96
2—30. Сопряжение бьефов с донным режимом . 97
1. Основные расчетные случаи 97
2. Определение сжатой и сопряженной глубин 98
2—31. Истечение из-под щита 99
1. Незатопленное отверстие 99
2. Затопленное отверстие 100
2—32. Расчет водобойного колодца 100
2—33. Расчет водобойной стенки 102
2—34. Сопряжение бьефов с поверхностным режимом 102

2—Ж. ПЕРЕПАДЫ И БЫСТРОТОКИ

2—35. Одноступенчатый перепад 105
1. Водослив с широким порогом 105

Стр.

2. Водослив практического профиля 105
3. Щелевой перепад 106
2—36. Многоступенчатый перепад 106
1. Перепад без водобойных стенок 106
2. Перепад с водобойными стенками (многоколодезный) 107
2—37. Быстротоки 107
1. Быстроток с постоянной шириной по дну . 107
2. Быстроток с переменной шириной по дну . 108
2—38. Учет аэрации при расчете быстротоков . . 109
2—39. Усиленная шероховатость на быстротоках . 110
2—40. Консольные перепады 112

2—З. ШАХТНЫЕ ВОДОСБРОСЫ

2—41. Расчет входной воронки 115
1. Воронка с плоским гребнем 115
2. Воронка без плоского гребня 116
2—42. Расчет переходного участка шахты, штольни и отводящего туннеля 116
2—43. Подвод воды к воронке 117

2—И. СИФОННЫЕ ВОДОСБРОСЫ

2—44. Виды сифонных водосбросов 118
2—45. Гидравлический расчет сифонного водосброса 119
2—46. Давление в сифонном водосбросе 120

2—К. ВОДОПРОПУСКНЫЕ ТРУБЫ

2—47. Общие замечания 121
Безнапорные трубы 122
2—48. Короткие незатопленные трубы и отверстия в толстой стенке 122
1. Критерии затопления 122
2. Предельные длины коротких труб . . . 123
3. Предельные длины труб, работающих как отверстие в толстой стенке 124
4. Определение критического уклона 124
5. Общие формулы пропускной способности 124
6. Учет несовершенства сжатия потока . . 124
7. Значения коэффициентов расхода при $i\approx 0$ для коротких труб 124
8. Учет влияния уклона трубы на коэффициент расхода 124
9. Коэффициенты расхода отверстий в толстой стенке 124
10. Графики пропускной способности коротких труб 124
11. Максимальные скорости в трубах 128
12. Расчет отверстий по максимальной допускаемой скорости 128
13. Значения отношений ψ (глубины на выходе из трубы) 129
14. Глубина воды при входе в трубу . . . 129
2—49. Длинные незатопленные трубы 129
1. Предельные длины 129
2. Критерии затопления 130
3. Гидравлический расчет длинных труб . . 130
4. Максимальные скорости и минимальные глубины 131
2—50. Затопленные трубы 131

Трубы с затопленным входом 132

2—51. Критерии, определяющие режим работы трубы 132
1. Трубы с уклоном $i<i_k$ 132

Стр.

2. Влияние предшествующих условий работы трубы 136
3. Трубы с уклоном $i > i_k$ 136
4. Трубы с «самозаряжающимися» оголовками 136
5. Определение «затопляющей» глубины нижнего бьефа 136
6. Дополнительные критерии устойчивости режимов в трубе 137
2—52. Расчет полунапорных труб 138
1. Пропускная способность труб 138
2. Максимальные скорости в трубе 138
2—53. Расчет напорных труб 138
1. Пропускная способность незатопленных труб 138
2. Максимальные скорости при незатопленных трубах 139
3. Пропускная способность затопленных труб 139
Литература 139

Глава третья

Сопротивление материалов

Канд. техн. наук Федоров И. В.

3—1. Растяжение и сжатие (модуль упругости, коэффициент Пуассона и их величины) 140
3—2. Геометрия сечений (площадь, моменты — статический, экваториальный. Центробежный и полярный моменты инерций. Параллельный перенос осей координат. Главные оси инерции, главные моменты инерции, радиус инерции, момент сопротивления. Значения моментов инерции, сопротивления, площади и радиусов инерции плоских фигур) 141
3—3. Изгиб (чистый изгиб, возникновение касательных напряжений, значения нормальных и касательных напряжений, зависимость между нагрузкой, поперечными силами и изгибающим моментом) 142
3—4. Опорные реакции, максимальные изгибающие моменты и прогибы однопролетных балок 148
3—5. Опорные реакции и изгибающие моменты неразрезных балок 157
1. Неразрезная балка на жестких опорах (примеры составления уравнений) 157
2. Неразрезная балка на упругих опорах (примеры составления уравнений) 158
3. Определение усилий в пролетах неразрезной балки 158
4. Опорные реакции, изгибающие моменты в неразрезных балках с равными пролетами 159
3—6. Продольный изгиб (критическое и допускаемое напряжение, значения радиуса инерции и коэффициент φ для наиболее употребительных сечений) 163
3—7. Сдвиг и кручение 167
1. Сдвиг (мера сдвига, модуль сдвига, напряжения) 167
2. Кручение (угол закручивания, напряжения, выраженные в зависимости от деформации и крутящего момента, допускаемые крутящие моменты и напряжения) 167
3—8. Сложное сопротивление 168
1. Косой изгиб 170
2. Изгиб с растяжением и сжатием 170
3. Изгиб с кручением 172
Литература 172

Стр.

Глава четвертая

Строительная механика

Кандидаты техн. наук Строганов А. С. (пп. 1—3), Самарин И. К. (п. 4)

4—1. Фермы 173
1. Общие сведения 173
2. Условия неизменяемости 173
3. Определение усилий в фермах 174
а) При действии постоянной нагрузки . . 174
б) При действии подвижной нагрузки . . 175
4—2. Рамы 178
1. Определение перемещений 178
а) Формула Максвелла—Мора 178
б) Теорема Верещагина 179
2. Метод сил 184
3. Метод деформаций 186
4. Комбинирование метода сил и метода деформаций 196
5. Смешанный метод 196
6. Решения некоторых рамных систем . . . 197
4—3. Плиты 208
1. Общие сведения 208
2. Прямоугольные плиты 208
3. Круглые плиты 223
а) Загрузка по всей площади, свободное опирание 223
б) Частичная загрузка по площади круга диаметром $2b$, свободное опирание . . 223
в) Загрузка по всей площади, заделка . . 224
г) Частичная загрузка по площади круга диаметром $2b$, заделка 224
4. Прочие виды плит 224
4—4. Балки, плиты и рамы на упругом основании 246
1. Балки на упругом основании 246
а) Расчет балок на упругом основании методом теории упругости 246
б) О методах расчета балок на упругом основании по гипотезе коэффициента постели 254
2. Плиты на упругом основании 255
а) Расчет плит по методу проф. Б. Н. Жемочкина 255
б) Расчет абсолютно жестких плит . . . 258
3. Рамы на упругом основании 258
Литература 259

Глава пятая

Расчет осадок гидротехнических сооружений на связных грунтах

Д-р техн. наук Ничипорович А. А., научн. сотрудник Цыбульник Т. И.

5—1. Основные понятия 260
5—2. Исходные расчетные данные 260
1. Необходимые данные для расчета осадок 260
2. Учет снятого бытового давления 260
3. Учет жесткости фундамента 261
4. Классификация расчетных случаев 261
а) Одноразмерная задача 261
б) Плоская двухмерная задача 261
5—3. Основные методы определения напряжений в грунтах 261

Стр.

1. Распределение напряжений в случае пространственной задачи 262
а) Действие сосредоточенной силы . . . 262
б) Действие вертикальной, произвольно распределенной нагрузки 262
2. Распределение напряжений в случае плоской задачи 265
а) Действие сосредоточенной силы . . . 265
б) Действие равномерно распределенной нагрузки 265
в) Действие неравномерной нагрузки, меняющейся по закону треугольника . . . 265
г) Действие нагрузки произвольного вида . 267
3. Определение активной зоны 267
5—4. Методы определения полной осадки . . . 267
1. Непосредственное применение линейной задачи 267
2. Метод суммирования деформаций 268
а) Определение деформации элемента по формуле линейной задачи 268
б) Определение деформации элемента с учетом всех трех компонентов нормальных напряжений (σ_z, σ_y, σ_x) 268
в) Способ ВИОС 268
3. Метод угловых точек 269
4. Метод эквивалентного слоя грунта . . . 269
5. Расчет осадок в случае неоднородных грунтов 270
а) Среднее значение коэффициента уплотнения 270
б) Среднее значение коэффициента пористости 270
в) Среднее значение коэффициента фильтрации 270
6. Общие замечания 271
5—5. Определение осадок во времени 271
1. Общие замечания 271
2. Одноразмерная задача 271
а) Уплотнение слоя грунта с двумя водопроницаемыми поверхностями 271
б) Уплотнение слоя грунта с одной водопроницаемой поверхностью 271
в) Упрощенный метод расчета протекания осадки во времени при различных интенсивностях нарастания нагрузки 272
3. Приближенный способ определения осадок во времени для случая плоской задачи . 273
4. Метод эквивалентного слоя для пространственной задачи 274
Литература 275

Глава шестая

Материалы, применяемые в гидротехническом строительстве

Канд. техн. наук Рождественский Н. А.

Стр.

6—А. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

6— 1. Основные физико-механические свойства материалов 276
6— 2. Определение удельного веса (плотности) жидкостей 277
6— 3. Ориентировочный объемный вес главнейших строительных материалов 277

Стр.

6—Б. СТАЛЬ И ЧУГУН ДЛЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА И ИЗДЕЛИЯ ИЗ НИХ

6— 4. Сталь для конструкций 278
6— 5. Сортаменты фасонной стали 280
1. Уголки равнобокие 280
2. Уголки неравнобокие 283
3. Балки двутавровые 285
4. Швеллер 287
5. Сортамент горячекатанной полосовой стали 289
6. Сортамент стали прокатной широкополосной универсальной 289
7. Сталь прокатная листовая (тонколистовая, толстолистовая, волнистая, рифленая) . 289
8. Сталь квадратная 290
9. Сталь для железобетона 290
10. Проволока стальная 290
11. Сортамент арматуры периодического профиля 290
12. Скобы строительные 291
6— 6. Сталь для шпунтовых свай 291
6— 7. Чугунное литье 292

6—В. ЛЕСНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

6— 8. Бревна 292
6— 9. Пиломатериалы 293

6—Г. КАМЕННЫЕ МАТЕРИАЛЫ

6—10. Естественные каменные материалы 295
6—11. Кирпич гидротехнический 296

6—Д. ВЯЖУЩИЕ ДЛЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ РАСТВОРОВ И БЕТОНОВ

6—12. Портландцементы 296
6—13. Цементы глиноземистые (алюминатные) . 299
6—14. Цементы расширяющиеся 299
6—15. Основные характеристики важнейших цементов 301
6—16. Тонкомолотые добавки 301
6—17. Извести 302
1. Воздушная известь 302
2. Гидравлическая известь 302

6—Е. ЗАПОЛНИТЕЛИ ДЛЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО БЕТОНА И РАСТВОРОВ

6—18. Песок и мелкие заполнители 303
1. Основные требования к песку для гидротехнических бетонов и растворов 303
2. Требования к песку для подводного бетонирования методом восходящего раствора . 304
6—19. Крупный заполнитель для бетона 304
1. Гравий природный и щебень 304
2. Определение морозостойкости ($M_{рз}$) крупного заполнителя 305
6—20. Гравийно-песчаные природные смеси для бетона 306
6—21. Вода для приготовления и поливки бетона и установление агрессивности воды — среды по отношению к гидротехническому бетону . . . 306
1. Вода, применяемая для приготовления и поливки бетона 306
2. Установление агрессивности воды — среды по отношению к гидротехническому бетону 306

Стр.

6—Ж. РАСТВОРЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ

6—22. Растворы для кладки 309
6—23. Растворы для цементации трещиноватых скальных и гравелистых грунтов, бетонных и каменных кладок 310
6—24. Растворы для глинизации оснований . . 311

6—З. БЕТОН ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЙ

6—25. Определение, классификация и основные характеристики гидротехнического бетона . . 311
1. Определение и разновидности гидротехнического бетона 311
2. Основные характеристики гидротехнического бетона 311
3. Условные обозначения разновидностей гидротехнического бетона 313
6—26. Назначение состава гидротехнического бетона 313
1. Выбор составляющих для гидротехнического бетона 313
2. Формулы для приближенного определения В/Ц и прочности бетона 315
3. Назначение состава бетона при малых его объемах и для первоначальной ориентировки по таблицам 315
4. Лабораторный подбор состава бетона по способу ЦНИПС 316
5. Состав бетона для подводного бетонирования 317
6—27. Добавки в бетоны и растворы для повышения их подвижности, морозостойкости и долговечности 317
1. Пластифицированные цементы и пластифицирующие добавки концентратов сульфитно-спиртовой барды 317
2. Винсол 318

6—И. БИТУМНЫЕ И ГИДРОИЗОЛЯЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ

6—28. Битумы и пеки 318
6—29. Рулонные материалы для гидроизоляции . 319
1. Гидроизоляционные рулонные материалы . 319
2. Кровельные рулонные материалы, применяемые для гидроизоляции 319
6—30. Гидроизоляционные мастики 320

6—К. ПРОЧИЕ МАТЕРИАЛЫ

6—31. Хворостяные и фашинные материалы . . . 320
6—32. Металлические сетки для габионов 320
6—33. Силикат-глыба и растворимое стекло . . 321
6—34. Хлористый кальций 321
6—35. Церезит 321
Литература 322

Глава седьмая

Общие нормы проектирования гидротехнических сооружений

Канд. техн. наук Олешкевич Л. В.

7—1. Классификация гидротехнических сооружений по капитальности 323
7—2. Действующие силы и нагрузки 324
1. Расчетные группы действующих на гидротехнические сооружения сил и нагрузок . 324
2. Собственный вес сооружения 325

Стр.

3. Гидростатическое и гидродинамическое давление воды 325
4. Волновое давление воды 325
5. Давление фильтрационного потока . . . 326
6. Давление льда 328
7. Давление наносов 329
8. Давление ветра и снега 329
9. Сейсмические нагрузки 330
10. Нормы подвижных вертикальных нагрузок для расчета проезжей части гидротехнических сооружений под автомобильную дорогу 331
7—3. Расчеты устойчивости гидротехнических сооружений 333
1. Общие указания 333
2. Коэффициенты запаса устойчивости . . . 334
7—4. Допускаемые давления на грунты 334
1. Скальные и полускальные грунты 334
2. Нескальные грунты 335
7—5. Допускаемые скорости течения воды . . . 336
1. Общие указания 336
2. Допускаемые скорости течения воды в гидротехнических сооружениях без искусственных креплений 336
3. Допускаемые скорости течения воды в гидротехнических сооружениях с искусственными креплениями 338
7—6. Транспортирующая способность и незаиляющие скорости течения воды в каналах . . . 340
7—7. Ориентировочные значения коэффициентов трения 341
7—8. Строительные характеристики горных пород 342
Литература 345

Глава восьмая

Общие указания по проектированию деревянных конструкций гидротехнических сооружений

Канд. техн. наук Латышенков А. М.

8—1. Общие данные 346
8—2. Материалы 346
8—3. Допускаемые напряжения 347
8—4. Расчет и конструирование элементов и сопряжений 348
1. Центрально растянутые элементы . . . 348
2. Растяжение и изгиб 349
3. Центрально сжатые цельные элементы . . 349
4. Сжато изогнутые цельные элементы . . . 349
5. Врубки 349
6. Допускаемые прогибы 349
Литература 349

Глава девятая

Общие указания по проектированию стальных конструкций гидротехнических сооружений

Д-р техн. наук Березинский А. Р.

9—1. Материалы 350
9—2. Допускаемые напряжения 350
9—3. Расчет соединений элементов 353
1. Сварные соединения 353
2. Заклепочные и болтовые соединения . . . 354
9—4. Расчет элементов стальных конструкций . . 355

Стр.
1. Центральное растяжение и сжатие . . . 355
2. Внецентренное растяжение и сжатие . . . 355
3. Изгиб . . . 356
4. Допускаемая гибкость . . . 357

Глава десятая

Общие указания по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений

Кандидаты техн. наук Олешкевич Л. В. (пп. 1 и 2) и Розанов Н. П. (пп. 1 и 3)

10—1. Общие данные . . . 358
10—2. Бетонные конструкции . . . 359
1. Общие указания . . . 359
2. Центральное сжатие . . . 360
3. Изгиб . . . 360
4. Внецентренное сжатие . . . 360
5. Указания по конструированию . . . 361
10—3. Железобетонные конструкции . . . 361
1. Общие указания . . . 361
2. Центральное сжатие . . . 362
3. Центральное растяжение . . . 363
4. Изгиб . . . 363
5. Внецентренное сжатие . . . 364
6. Внецентренное растяжение . . . 365
7. Малоармированные конструкции . . . 365
8. Указания по конструированию . . . 365
Литература . . . 366

Раздел второй

ИССЛЕДОВАНИЯ, ИЗЫСКАНИЯ, ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

Глава одиннадцатая

Гидротехнические изыскания и исследования (общие данные)

Д-р техн. наук Близняк Е. В.

11—1. Классификация гидротехнических изысканий и исследований. Состав работ . . . 369
1. Классификация . . . 369
2. Состав работ . . . 369
11—2. Геодезические и топографические работы 370
1. Нивелирование . . . 370
2. Съемка . . . 370
11—3. Промерные работы . . . 371
1. Приборы . . . 371
2. Расположение промерных профилей . . . 371
Литература . . . 371

Глава двенадцатая

Гидрологические (гидрометрические) работы

Научн. сотр. Бочков Н. М.

Стр.
12—1. Общие данные . . . 372
12—2. Наблюдения над уровнями . . . 372
12—3. Определение расходов воды . . . 372
1. Вертушечный способ . . . 372
2. Поплавковый способ . . . 373
3. Объемный способ . . . 373
4. Способ смешения . . . 373
12—4. Кривая расходов . . . 373
1. Случай неустойчивого или заросшего русла 373
2. Верхняя часть кривой . . . 373
3. Кривая расходов зимнего времени . . . 373
12—5. Среднесуточные и среднемесячные расходы. Сток . . . 374
1. Среднесуточные и среднемесячные расходы 374
2. Сток . . . 374
12—6. Расходы наносов . . . 374
1. Определение расхода взвешенных наносов 374
2. Определения расхода донных наносов . . . 374
3. Определение расхода растворенных наносов 375
12—7. Основные отчетные документы . . . 375
Литература . . . 375

Глава тринадцатая

Гидрологические расчеты

Научн. сотр. Бочков Н. М.

13— 1. Общие указания . . . 376
13— 2. Водный баланс . . . 376
13— 3. Осадки и испарение . . . 376
1. Осадки . . . 376
2. Испарение . . . 379
13— 4. Сток . . . 381
1. Средний многолетний сток . . . 381
2. Кривые обеспеченности . . . 381
3. Колебания годового стока . . . 385
13— 5. Внутригодовое распределение стока . . . 385
13— 6. Максимальные расходы . . . 387
1. Основные положения . . . 387
2. Вычисление максимальных половодных расходов . . . 389
3. Вычисление максимальных дождевых расходов . . . 389
13— 7. Минимальные расходы . . . 400
13— 8. Зимний режим . . . 400
13—9. Сток наносов . . . 400
13—10. Основные отчетные документы . . . 405
1. Программа гидрологической характеристики 405
2. Программа гидрологического очерка . . . 405
3. Основные графические приложения к запискам . . . 405
Литература . . . 405

Глава четырнадцатая

Инженерно-геологические изыскания

Д-р геолого-минералогич. наук Семенов М. П., канд. техн. наук Бочевер Ф. М.

14-А. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

14—1. Назначение инженерно-геологических изысканий . . . 406
14—2. Основные геологические и инженерно-геологические понятия и определения . . . 406
1. Схема стратиграфического деления земной коры . . . 406
2. Схема деления горных пород по генетическим признакам . . . 409
3. Основные типы тектонических движений земной коры . . . 410

Стр.

4. Виды нарушений в залегании горных пород (дислокации) 410
5. Ориентировочная схема разделения горных пород по инженерно-геологическим признакам 410
6. Классификация подземных вод 411
7. Физико-геологические явления 412

14—Б. СОСТАВ И МЕТОДЫ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ

14— 3. Подготовительные работы 413
14— 4. Инженерно-геологическая съемка 413
14— 5. Разведочные работы 413
14— 6. Геофизические работы 415
14— 7. Гидрогеологические работы 416
1. Изучение режима подземных вод 416
2. Опытные откачки 416
3. Опытные нагнетания 423
4. Наливы воды в шурфы 424
5. Определение скорости движения подземных вод в порах и трещинах горных пород . 424
14— 8. Полевые испытания физико-механических свойств грунтов 425
1. Пробные нагрузки штампом 425
2. Испытания на сопротивления грунтов сдвигу 426
14— 9. Лабораторные исследования 426
14—10. Поиски и разведка строительных материалов 428

14—В. ОСНОВНЫЕ ОТЧЕТНЫЕ ДОКУМЕНТЫ

14—11. Общие замечания 429
14—12. Отчетные документы к технико-экономическому докладу (ТЭД) 430
1. Общая часть 430
2. Специальная часть 430
14—13. Отчетные документы к проектному заданию 430
14—14. Отчетные документы к техническому проекту 431
Литература 431

Глава пятнадцатая

Физико-механические свойства грунтов

Кандидаты техн. наук Истомина В. С. (пп. 1—12) и Мигин С. И. (пп. 8, 13, 14)

15— 1. Гранулометрический состав грунтов . . 432
15— 2. Удельный вес 433
15— 3. Объемный вес и пористость 433
15— 4. Степень плотности 434
15— 5. Влажность 435
15— 6. Границы пластичности и консистенция грунтов 435
1. Граница текучести 435
2. Граница раскатывания 435
3. Число пластичности 435
4. Консистенция грунтов 435
5. Максимальная молекулярная влагоемкость 435
15— 7. Коэффициент фильтрации 436
15— 8. Сопротивление грунтов сдвигу 437
15— 9. Сопротивляемость грунтов разрыву . . . 439
15—10. Коэффициент уплотнения 439
15—11. Коэффициент бокового давления 440
15—12. Модуль деформации 441
15—13. Перечень основных грунтовых характеристик 441

Стр.

15—14. Ориентировочный перечень основных грунтовых характеристик, определяемых опытным путем при проектировании гидросооружений . 442
Литература 442

Раздел третий

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Глава шестнадцатая

Водохранилища

Инж. Шиммельмиц И. Я.

16—1. Типы водохранилищ и их основные характеристики 445
1. Типы водохранилищ 445
2. Назначение водохранилищ 445
3. Кривые площадей и объемов водохранилищ 445
4. Характерные уровни и емкости водохранилища 447
16—2. Гидрологический режим водохранилищ . . 447
1. Потери воды из водохранилища 447
2. Уровни воды в верхнем бьефе водохранилища 449
3. Заиление водохранилищ 450
4. Мертвый объем водохранилища 450
5. Размыв русла в нижнем бьефе водохранилища 450
6. Термический и ледовый режим водохранилищ 451
7. Солевой режим воды в водохранилище . . 452
16—3. Организация водохранилищ 452
1. Затопления и их последствия 452
2. Исследования и проектные работы по организации водохранилищ 453
3. Подготовительные мероприятия для ввода водохранилища в эксплуатацию 454
16—4. Водохозяйственные расчеты (задачи и исходные данные) 454
1. Задачи водохозяйственных расчетов . . . 454
2. Виды регулирования стока 454
3. Требования водопользователей 456
4. Расчетная обеспеченность 456
5. Исходные гидрологические данные 457
6. Выбор расчетного гидрологического ряда или характерных лет 457
16—5. Методы водохозяйственных расчетов . . . 458
1. Основные положения водохозяйственных расчетов 458
2. Методы водохозяйственных расчетов . . . 458
3. Регулирование стока на постоянную отдачу 459
4. Регулирование стока на переменную отдачу 465
5. Регулирование половодий и паводков . . 467
16—6. Водоэнергетические расчеты 468
1. Основные зависимости и положения . . . 468
2. Режим работы водохранилища 469
3. Суточное регулирование 471
Литература 473

Глава семнадцатая

Общие данные для проектирования плотин

Канд. техн. наук Олешкевич Л. В.

17—1. Классификация плотин 474
17—2. Инженерно-геологическая классификация поперечных створов речных долин 474

Стр.

17—3. Общие требования к основаниям плотин и выбор типа плотины 474
1. Требования к скальным основаниям . . . 474
2. Требования к нескальным основаниям . . 474
3. Соображения по выбору типа плотины . . 474
17—4. Расчет водосбросных отверстий плотин . . 474
1. Расчетная вероятность паводков и определение расчетного расхода 477
2. Основные условия пропуска паводков через водосбросные отверстия 477
3. Основные принципы назначения размеров водосбросных отверстий 477
а) Общие соображения 477
б) Стандартизация размеров отверстий . . 478
в) Учет рода грунта основания (выбор удельного расхода) и условий гашения энергии в нижнем бьефе (расчетная схема эксплуатации) 478
г) Учет пропуска наносов 480
д) Учет ледовых условий 480
е) Учет условий судоходства 480
17—5. Превышение гребня глухой плотины над горизонтом воды верхнего бьефа 480
17—6. Нормы габаритов приближения конструкций для мостов на автомобильных дорогах 481
1. Область применения 481
2. Габариты и правила применения 481
Литература 482

Глава восемнадцатая

Фильтрационные расчеты

Кандидаты техн. наук Недрига В. П. (пп. 1—12), Истомина В. С. (пп. 11, 15), канд. геолого-минералогич. наук Биндеман Н. Н. (пп. 12, 13, 14), инж. Романов А. В. (пп. 1—10)

18— 1. Общие сведения о фильтрационных расчетах 483
1. Основные цели и назначения фильтрационных расчетов 483
2. Основные положения теории фильтрации . 483
18— 2. Указания о выборе и назначении противофильтрационных устройств 484
1. Понуры 484
2. Шпунтовые стенки, завесы и зубья . . . 484
3. Дренажи 484
4. Сопряжение плотин с берегами и дамбами 485
18— 3. Гидромеханический метод расчета напорной фильтрации в основании гидротехнических сооружений 485
1. Одиночный водонепроницаемый шпунт при безграничной мощности проницаемого основания 485
2. Одиночный водонепроницаемый шпунт при ограниченной мощности проницаемого основания 486
3. Плоский флютбет без шпунтов при неограниченной мощности проницаемого основания 486
4. Плоский флютбет без шпунтов при ограниченной мощности проницаемого основания 486
5. Флютбет, заглубленный при неограниченной мощности проницаемого основания . . . 489
6. Плоский флютбет с одним водонепроницаемым шпунтом при неограниченной мощности проницаемого основания 489
7. Плоский флютбет с полукруглой дренажной траншеей при бесконечной мощности проницаемого основания 490
8. Флютбет с плоским дренажем при бесконечной мощности проницаемого основания 490
18— 4. Фрагментный метод расчета фильтрации в основании гидротехнических сооружений . . . 491
1. Флютбет с водонепроницаемыми шпунтами при ограниченной мощности проницаемого основания 491
2. Флютбет с водопроницаемыми шпунтами при ограниченной мощности проницаемого основания 498
а) Флютбет со шпунтом, доведенным до водоупора 498
б) Флютбет с водопроницаемым шпунтом, не доведенным до водоупора 498
3. Флютбет с дренажем при ограниченной мощности проницаемого основания 500
а) Общие сведения 500
б) Флютбет с горизонтальной дреной . . 501
в) Флютбет с одним рядом совершенных колодцев 502
г) Флютбет с дренажем в виде ряда несовершенных колодцев 504
18— 5. Графический метод расчета фильтрации в основании гидротехнических сооружений . . . 505
1. Построение сетки 505
2. Вычисление элементов потока по гидродинамической сетке 506
3. Случай анизотропных грунтов в основании 506
18— 6. Приближенный метод определения фильтрационного давления на флютбет 506
18— 7. Расчет безнапорной фильтрации в обход гидротехнических сооружений на участке сопряжений их с берегами при условии наличия горизонтального подстилающего водоупора . . . 507
1. Общие указания 507
2. Одиночная шпора 507
3. Плоский устой 508
4. Устой с одной произвольно расположенной шпорой 510
18— 8. Расчет напорной фильтрации в обход гидротехнических сооружений 511
18— 9. Обходная фильтрация в условиях отсутствия берегового грунтового потока 511
18—10. Расчет обходной фильтрации при сопряжении плотин с земляными дамбами, расположенными на горизонтальном водоупоре . . . 512
1. Метод расчета 512
2. Фрагмент устоя с двумя шпорами типа I . 512
3. Фрагменты типов II, III и IV 513
4. Фрагмент типа V 513
5. Глубина потока на границах смежных фрагментов 514
18—11. Фильтрация в земляных плотинах . . . 514
1. Перемычка из однородного грунта с вертикальными откосами на водонепроницаемом основании 514
2. Плотина из однородного грунта на водонепроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе 517
3. Плотина из однородного грунта на водонепроницаемом основании при наличии воды в нижнем бьефе 518
4. Плотина с экраном и дренажной призмой на водонепроницаемом основании 519
5. Плотина с ядром (или проницаемым шпунтом) на водонепроницаемом основании . . 519

Стр.

6. Плотина смешанного типа на водонепроницаемом основании 520
7. Плотина из однородного грунта на проницаемом основании бесконечной мощности при отсутствии воды в нижнем бьефе . . 521
8. Плотина с экраном и понуром на проницаемом основании конечной мощности . . 522
9. Плотина на проницаемом основании конечной мощности с экраном и зубом . . . 523
10. Плотины любого типа на проницаемом основании конечной и бесконечной мощности 523

18—12. Полунапорная фильтрация под сооружениями 524
18—13. Расчет фильтрационных потерь из водохранилищ 525
1. Постоянные потери воды из водохранилища 525
2. Временные фильтрационные потери из водохранилища 527
18—14. Расчет подпора грунтовых вод 527
1. Расчет подпора при установившемся движении подземных вод 527
2. Формирование подпора во времени . . . 527
18—15. Фильтрационная устойчивость нескальных грунтов 530
1. Общие замечания 530
2. Устойчивость несвязных грунтов 530
3. Устойчивость связных грунтов 531
4. Подбор обратных фильтров дренажей . . 532
Литература 535

Глава девятнадцатая

Бетонные гравитационные плотины

Канд. техн. наук Олешкевич Л. В.

19— 1. Классификация 536

19—А. ГЛУХИЕ ГРАВИТАЦИОННЫЕ БЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ

(На скальных основаниях)

19— 2. Очертание плотины в профиле 537
1. Очертание профиля 537
2. Предварительное определение размеров плотины 537
19— 3. Определение вертикальных нормальных напряжений в горизонтальных расчетных швах плотины 538
1. Ход расчета 538
2. Нормальные краевые вертикальные напряжения 538
3. Условия расчета 538
4. Расчетные случаи 538
19— 4. Определение главных напряжений на гранях плотины 539
1. Определение горизонтальных нормальных и скалывающих напряжений 539
2. Определение главных напряжений . . . 539
19— 5. Поверка устойчивости гравитационной плотины на скальном грунте на сдвиг 540
1. Поверка устойчивости плотины на сдвиг с учетом только сил трения 540
2. Учет сил сцепления кладки тела плотины со скалой основания 540
3. Случай наклонного основания плотины . . 540
19— 6. Противофильтрационные завесы в основании плотин и в берегах 541
1. Общие замечания 541

Стр.

2. Цементационные противофильтрационные завесы в основании плотин и в берегах . . 541
3. Битумизация оснований плотин 543
4. Глинизационные завесы 543
19— 7. Подготовка скальных оснований плотин . 544
19— 8. Дренаж основания и тела плотин . . . 545
19— 9. Конструктивные швы в гравитационных плотинах 545
19—10. Облицовка поверхности плотины 546
19—11. Конструкция и размеры гребня плотины . 547
19—12. Общие требования к бетону и размещение бетона различных марок по профилю . . 547
19—13. Разбивка на блоки кладки тела плотины . 547

19—Б. ВОДОСЛИВНЫЕ БЕТОННЫЕ ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНЫХ И НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

19—14. Расчет прочности тела гравитационной водосливной бетонной плотины на скальном грунте 548
19—15. Определение напряжений в грунте основания под плотиной 549
1. Общие соображения 549
2. Определение напряжений в грунте основания для случая жесткого сооружения . . 549
19—16. Расчет устойчивости гравитационных водосливных плотин на скальном и нескальном основании 550
1. Расчетные случаи 550
2. Устойчивость водосливной бетонной плотины на скальном основании 550
3. Поверка устойчивости на сдвиг бетонных гравитационных плотин на нескальном основании 550
19—17. Конструкция тела гравитационных бетонных плотин на нескальных грунтах элементов их флютбета 556
1. Общие соображения 556
2. Ориентировочные размеры флютбета плотины 556
3. Понуры 556
4. Шпунты 557
5. Силикатизационные завесы 558
6. Тело плотины (водослив) 558
7. Водобой плотины и гасители энергии . . 561
8. Рисберма 563
19—18. Быки водосливных гравитационных бетонных плотин 565
1. Конструкции быков 565
2. Статические расчеты быков 565
19—19. Сопряжения водосливных частей бетонных плотин с глухими частями и с берегами (сопрягающие и береговые устои) 568
1. Конструкция устоев 568
2. Статический расчет устоев 568
Литература 569

Глава двадцатая

Железобетонные и бетонные контрфорсные плотины

Канд. техн. наук Розанов Н. П.

20— 1. Типы и конструкции контрфорсных плотин 570
1. Классификация 570
2. Напорные перекрытия 572
3. Водосливные плиты 573

Стр.

4. Фундаментные плиты 574
5. Контрфорсы 574
6. Элементы жесткости 575
20— 2. Предварительное определение основных размеров элементов и технико-экономических показателей контрфорсных плотин 576
1. Плоские напорные плиты 576
2. Водосливные плиты 576
3. Фундаментные плиты 576
4. Арочные перекрытия 576
5. Консольные оголовки контрфорсов . . . 576
6. Контрфорсы 577
7. Определение некоторых технико-экономических показателей 578
20— 3. Расчет контрфорсных плотин 579
1. Расчет напорных перекрытий 579
2. Расчет водосливных плит 580
3. Расчет контрфорсов на прочность 580
4. Расчет контрфорсов на устойчивость (при продольном изгибе) 583
5. Расчет фундаментных плит 584
6. Расчет контрфорсных плотин на сдвиг . . 584
7. Приближенные расчеты контрфорсных плотин на боковой сейсм 585
8. Тепловой расчет полостей 587
20— 4. Выбор типа и конструкции контрфорсной плотины и общие указания по проектированию 589
1. Основные предпосылки 589
2. Плотины с плоскими напорными перекрытиями 591
3. Многоарочные плотины 591
4. Массивно-контрфорсные плотины 591
5. Плотины прочих типов 591
20—5. Плотины системы А. М. Сенкова 592
Литература 592

Глава двадцать первая

Деревянные плотины

Канд. техн. наук Латышенков А. М.

21— 1. Типы деревянных плотин 593
1. Основные части деревянных плотин . . . 593
2. Классификация деревянных плотин . . . 593
21— 2. Флютбеты деревянных плотин низкого напора 593
1. Свайные флютбеты 593
2. Свайно-ряжевые флютбеты 595
3. Ряжевые флютбеты 597
21— 3. Флютбеты плотин повышенного напора . 597
1. Контрфорсные флютбеты 597
2. Вертикально-ряжевые флютбеты 598
3. Наклонно-ряжевые флютбеты 598
21— 4. Устои деревянных плотин 599
1. Ряжевые устои 599
2. Свайно-обшивные устои 601
3. Контрфорсные устои 601
21— 5. Устройство отверстий деревянных плотин . 602
1. Быки 602
2. Контрфорсы 602
3. Стойки 603
4. Поворотные фермы 604
5. Затворы и подъемники 604
6. Мосты 605
21— 6. Нагрузки, действующие на части деревянных плотин 606

Стр.

21— 7. Фильтрационный расчет флютбета деревянных плотин 606
21— 8. Расчет элементов деревянных плотин . . 606
1. Расчет плоских затворов, полов и стоек . . 606
2. Расчет ряжей 608
3. Расчет ворота 610
21— 9. Расчет свай и шпунтов 611
1. Расчет одиночных свай на вертикальные нагрузки 611
2. Расчет свай и шпунтов на горизонтальные нагрузки 613
21—10. Область применения отдельных типов деревянных плотин 618
1. Общие соображения 618
2. Свайные плотины 618
3. Свайно-ряжевые плотины 618
4. Ряжевые плотины 618
21—11. Расчетные таблицы 619
1. Моменты сопротивления W сечений бревен, лежней и пластин в $см^3$ 619
2. Объемы 1 *пог. м* бревен, пластин и лежней (без учета конусности) в $м^3$ 620
Литература 620

Глава двадцать вторая

Земляные плотины

Д-р техн. наук Ничипорович А. А., канд. техн. наук Истомина В. С.

22—1. Классификация земляных плотин 621
22—2. Грунты для земляных плотин 621
22—3. Общие положения, применяемые при проектировании профиля земляных плотин . . . 622
22—4. Фильтрация в земляных плотинах . . . 624
22—5. Расчеты устойчивости земляных плотин . . 624
1. Расчет устойчивости откосов 624
2. Расчет устойчивости наружных призм намывных и полунамывных плотин 627
3. Расчет устойчивости экрана и защитного слоя 628
4. Коэффициенты запаса при расчетах устойчивости земляных плотин 629
5. Расчет устойчивости низового откоса на оплывание в месте выхода фильтрационного потока на поверхность 629
22—6. Конструирование и назначение размеров отдельных элементов земляной плотины . . . 629
1. Крепление гребня 629
2. Крепление откосов 630
3. Ядра и диафрагмы 631
4. Экраны и понуры 632
5. Дренажные устройства 633
6. Сопряжение земляной плотины с основанием и берегами 636
7. Сопряжение земляной плотины в плане с сооружениями из других материалов . . . 636
22—7. Выбор плотности и влажности глинистого грунта для тела насыпных земляных плотин . . 636
22—8. Раскладка фракций грунта в отдельных частях намывной плотины с ядром 636
22—9. Выбор типа и способа возведения земляной плотины 638

Стр.

Литература 640

Глава двадцать третья

Плотины из каменной наброски

Кандидаты техн. наук Мигин С. И. (пп. 1, 2, 6, 7, 8, 9), Хрусталев Н. Я. (пп. 3, 4, 5)

23—1. Типы плотин из камня и условия их возведения 641
1. Классификация 641
2. Условия применения и выбор типа набросных плотин 642
23—2. Требования к камню, каменной наброске и кладке 642
1. Требования к камню 642
2. Требования к каменной наброске и кладке 643
3. Высота сбрасывания камня при наброске . 643
4. Виды наброски камня по способу уплотнения 643
23—3. Устойчивость набросных плотин, их откосов и основания 643
1. Расчеты устойчивости плотины на сдвиг . 644
2. Поверка устойчивости основания плотины на выпирание 644
3. Заложение откосов и ширина по гребню . 644
23—4. Противофильтрационные устройства плотин из каменной наброски 644
1. Экраны 645
2. Диафрагмы 649
23—5. Сопряжение тела набросных плотин с основанием и дренажные устройства 649
1. Конструкция сопряжений 649
2. Дренаж 649
23—6. Плотины из сухой каменной кладки и полунабросные 649
1. Плотины из сухой каменной кладки . . . 649
2. Полунабросные плотины 650
23—7. Плотины смешанные 650
23—8. Пропуск воды через набросные плотины . 650
1. Перелив воды через наброску 650
2. Наброска камня в текущую воду 651
23—9. Преимущества и недостатки плотин из каменной наброски 655
Литература 655

Глава двадцать четвертая

Подпорные стенки

Канд. техн. наук Мейстер В. А.

24—1. Классификация 656
24—2. Конструкция подпорных стенок 657
1. Конструктивные характеристики 657
2. Конструктивные элементы 658
3. Сопряжение подпорных стенок с основанием 658
4. Дренажные мероприятия 659
5. Основные указания по выбору материала и конструкции подпорных стенок 659
6. Выбор материала засыпок 659
24—3. Расчет подпорных стенок 660
1. Общие положения 660
2. Силы, действующие на подпорную стенку . 660
3. Расчет жестких подпорных стенок 660

Стр.

4. Определение распора (активного давления) грунта 660
5. Определение отпора (пассивного давления) грунта 663
6. Расчет шпунтовых стенок 663
7. Расчет анкерных подпорных стенок . . . 664
Литература 665

Глава двадцать пятая

Водосбросы и водоспуски гидроузлов

Д-р техн. наук Ничипорович А. А.

25 — А. ВОДОСБРОСЫ

25—1. Типы водосбросов 666
1. Классификация 666
2. Водосбросы береговые открытые 669
3. Водосбросы береговые закрытые 670
25—2. Расчеты водосбросов 670
1. Гидравлические расчеты 670
2. Фильтрационные расчеты 670
3. Статические расчеты 671
25—3. Конструкции водосбросов 671
25—4. Выбор типа водосбросов 674

25—Б. ВОДОСПУСКИ

25—5. Типы водоспусков 675
1. Классификация 675
2. Трубчатые водоспуски 676
3. Туннельные водоспуски 679
4. Открытые водоспуски 679
25—6. Расчеты водоспусков 679
1. Гидравлические расчеты 679
2. Фильтрационные расчеты 680
3. Статические расчеты 680
25—7. Конструкции водоспусков 681
25—8. Выбор типа водоспусков 682
Литература 682

Глава двадцать шестая

Затворы

Д-р техн. наук Березинский А. Р.

26— 1. Общие сведения 683
1. Понятие о затворе 683
2. Классификация затворов 683
3. Указания по проектированию 683

26—А. ПОВЕРХНОСТНЫЕ ЗАТВОРЫ

26— 2. Плоские затворы 684
1. Область применения 684
2. Типы затворов 685
3. Конструкция затворов 686
4. Определение собственного веса и подъемного усилия 688
5. Подъемный механизм 688
26— 3. Сегментные затворы 689
1. Область применения 689
2. Типы затворов 689
3. Конструкция затворов 689
4. Определение собственного веса и подъемного усилия 690
5. Подъемный механизм 691

Стр.

26— 4. Вальцовые затворы 692
1. Область применения 692
2. Типы затворов 692
3. Конструкция затворов 692
4. Определение собственного веса и подъемного усилия 693
5. Подъемный механизм 694
26— 5. Крышевидные затворы 694
1. Область применения 694
2. Типы затворов 694
3. Условия подъема и опускания затворов . 694
4. Конструкция затворов 696
5. Управление движением 696
26— 6. Секторные затворы 696
1. Область применения 696
2. Типы затворов 696
3. Условия подъема и опускания затворов . 697
4. Конструкция затворов 698
5. Управление движением 699
26— 7. Клапанные затворы 699
1. Область применения 699
2. Клапанные затворы с механическим приводом 699
3. Клапанные автоматические уравновешенные затворы 700
26— 8. Стоечно-плоские затворы 700
26— 9. Поворотные фермы со щитками и спицами 701
26—10. Аварийные, ремонтные и строительные затворы 702

26—Б. ГЛУБИННЫЕ ЗАТВОРЫ

26—11. Условия работы затворов глубинных отверстий 703
26—12. Плоские глубинные затворы 703
26—13. Сегментные затворы 704
26—14. Вертикальные цилиндрические затворы . . 705
26—15. Дисковые затворы 707
26—16. Игольчатые затворы 707
26—17. Выбор типа глубинного затвора 708
Литература 708

Глава двадцать седьмая

Каналы

Канд. техн. наук Хрусталев Н. Я.

27—1. Назначение и условия работы каналов . . 709
27—2. Форма и размеры поперечного сечения каналов 709
1. Форма поперечного сечения каналов . . . 709
2. Выбор заложения откосов 710
27—3. Выбор расчетных скоростей 710
1. Общие указания 710
2. Незаиляющие скорости 710
3. Ограничение скорости течения по условиям зимнего режима 711
4. Выбор скоростей в энергетических каналах 712
5. Скорости в оросительных каналах 713
6. Скорости в судоходных каналах 713
27—4. Расчет каналов на фильтрацию 713
27—5. Одежды и облицовки каналов 715
1. Основные типы одежд и облицовок . . . 715
2. Каменная наброска и каменные мостовые . 715
3. Бетонные и железобетонные одежды . . . 715
4. Торкретирование 717
5. Облицовки из асфальтовых и битумных материалов 717

Стр.

6. Глиняное уплотнение 718
7. Кольматаж 718
8. Нефтяные одежды 718
9. Способ искусственного солонцевания грунтов 718
10. Биологические способы уменьшения водопроницаемости грунтов 718
11. Механическое уплотнение 718
12. Дренаж облицовки 719
27—6. Условия применения облицовок разного типа 719
27—7. Основные требования к трассе каналов . . 720
Литература 720

Глава двадцать восьмая

Сооружения на каналах

Канд. техн. наук Розанов Н. П.

28—1. Классификация сооружений на каналах . 721
28—2. Мосты-водоводы и селепроводы 721
1. Типы мостов-водоводов (акведуков) и селепроводов 721
2. Конструктивные особенности мосто-водоводов 722
3. Конструктивные особенности селепроводов 724
4. Сборные железобетонные конструкции . . 725
5. Указания по статическому расчету 725
6. Указания по гидравлическому расчету . . 725
28—3. Дюкеры 726
1. Типы дюкеров 726
2. Применение сборных конструкций 727
3. Элементы конструкций дюкеров 728
4. Указания по статическому расчету . . . 729
5. Указания по гидравлическому расчету . . 729
28—4. Трубы под насыпями 730
1. Типы труб 730
2. Применение сборных железобетонных конструкций 731
3. Элементы конструкций труб 732
4. Указания по статическому расчету 734
5. Указания по гидравлическому расчету . . 735
28—5. Выбор типа водопроводящих сооружений . 736
Литература 736

Глава двадцать девятая

Напорные трубопроводы

Канд. техн. наук Киракосов В. П.

29—1. Типы и конструкции трубопроводов . . . 737
1. Типы трубопроводов и пределы их применения 737
2. Наивыгоднейший диаметр трубопровода . 737
3. Устройства на трубопроводах 737
4. Конструкции трубопроводов и их опор . . 738
29—2. Гидравлические расчеты трубопроводов . . 741
1. Потери напора на трение 741
2. Местные потери напора 742
3. Гидравлический удар 742
29—3. Статические расчеты металлического трубопровода и его опор 745
1. Силы, действующие на трубопровод и его опоры 745
2. Расчет трубопровода 748
3. Расчет опор 748
29—4. Статические расчеты деревянного трубопровода и его опор 751

Стр.

1. Силы, действующие на трубопровод и его опоры 751
2. Расчет трубопровода 752
3. Расчет опор 753
29—5. Статические расчеты железобетонного трубопровода 753
1. Силы, действующие на трубопровод . . . 753
2. Расчет трубопровода 753
29—6. Расчет температурного режима трубопроводов 756
1. Теплопередача через стенки трубопровода, теплоизоляцию и грунт 756
2. Теплоотдача от наружной поверхности надземного трубопровода или теплоизоляции — воздуху 756
3. Расчет температуры воды, текущей в трубопроводе 756
4. Замерзание воды в трубопроводе при отсутствии течения 756
5. Термические константы теплоизоляционных материалов и грунтов 756
Литература 757

Глава тридцатая

Водоприемники

Инж. Саверин Н. А.

30—А. ВОДОПРИЕМНИКИ С ОТКРЫТЫМ ВОДОЗАБОРОМ

30—1. Общие требования к водоприемнику с открытым водозабором 758
1. Классификация открытых водоприемников 758
2. Требования к водоприемнику 758
3. Выбор типа водоприемника 759
4. Компоновка водоприемника в составе головного узла 759
30—2. Мероприятия по борьбе с наносами, шугой и плавающими телами 761
1. Общие указания 761
2. Бесплотинные водоприемники 761
3. Плотинные водоприемники 762
4. Мероприятия по борьбе с шугой 763
5. Мероприятия по борьбе с сором и плавающими телами 763
30—3. Конструкции открытых водоприемников . . 764
1. Влияние условий работы водоприемников на их конструкцию 764
2. Материал конструкции открытых водоприемников 764
3. Оптимальные конструкции открытых водоприемников с точки зрения статической работы их в различных условиях 764
4. Элементы открытых водоприемников . . . 764
30—4. Особые конструкции водоприемников . . 767
1. Горный водозабор 767
2. Водоприемники в быках и устоях плотины 769
30—5. Расчеты открытых водоприемников . . . 770
1. Общие соображения 770
2. Расчет отверстий открытых водоприемников 770
3. Расчет гашения энергии в нижнем бьефе водоприемника 772
4. Расчет промывных галерей 772
5. Расчет горного водозабора 774

30—Б. ВОДОПРИЕМНИКИ С ГЛУБИННЫМ ВОДОЗАБОРОМ

30—6. Общие требования к глубинным водоприемникам и условия их работы 774
30—7. Конструкции глубинных водоприемников . 775

Стр.

1. Шахтный береговой водоприемник 775
2. Башенный водоприемник 775
30—8. Расчеты глубинных водоприемников . . . 776
1. Состав расчетов глубинных водоприемников 776
2. Расчет береговых водоприемников 776
3. Расчет башенных водоприемников 779
Литература 779

Глава тридцать первая

Отстойники

Инж. Саверин Н. А.

31—1. Общие требования к отстойникам 780
1. Назначение отстойников и условия их применения 780
2. Элементы отстойников 780
3. Классификация отстойников 781
31—2. Выбор типа и местоположения отстойника 781
1. Условия эффективности работы отстойников 781
2. Выбор типа отстойника 781
3. Выбор местоположения отстойника . . . 783
31—3. Конструкции отстойников 784
1. Многокамерные отстойники 784
2. Конструкции элементов многокамерных отстойников 784
3. Однокамерные отстойники с непрерывным промывом 785
4. Отстойники с механической очисткой наносов 785
5. Мероприятия по созданию равномерных скоростей в камерах отстойников 786
6. Гидромеханическое оборудование отстойников 786
31—4. Расчет отстойников 788
1. Определение основных размеров отстойников 788
2. Расчет времени заиления аккумулирующего объема отстойников 789
31—5. Промыв наносов и пропуск шуги в отстойниках 792
1. Промыв наносов в отстойниках периодического действия 792
2. Промыв наносов в отстойниках непрерывного действия 793
3. Пропуск шуги в отстойниках 793
Литература 794

Глава тридцать вторая

Судоходные шлюзы как элемент гидроузлов

Д-р техн. наук Джунковский Н. Н.

32—1. Определения основных элементов 795
1. Элементы шлюза 795
2. Процесс шлюзования 795
32—2. Классификация и типы судоходных шлюзов 796
1. Число и расположение камер 796
2. Типы камер 797
3. Способы питания водой и типы водопроводных устройств 799
4. Классификация по основному материалу . 801
5. Классификация по основным конструктивным признакам 801
32—3. Определение основных габаритов шлюзов . 802
1. Полезная длина камеры 803
2. Ширина камеры 803

Стр.

3. Полезная глубина на короле h_k 803
4. Размеры верхней и нижней голов . . . 803
5. Внешние габаритные размеры шлюза . . 804
32—4. Продолжительность шлюзования и пропускная способность шлюзов 804
1. Продолжительность шлюзования 804
2. Пропускная способность шлюза 805
32—5. Размещение судоходных шлюзов в гидроузле 806
1. Требования по расположению шлюзов в плане 806
2. Устройство подходов к шлюзам 806
3. Пересечение шлюза дорогами 806
4. Схема расположения шлюза по отношению к водосливной плотине и ГЭС 807
32—6. Возможность использования шлюза для пропуска паводков 809
1. Пропуск расходов воды через шлюз в период строительства 809
2. Пропуск расходов воды через шлюз в период эксплуатации 809
Литература 810

Глава тридцать третья

Лесопропускные сооружения

Канд. техн. наук Латышенков А. М.

33—1. Типы лесопропускных сооружений 811
33—2. Бревноспуски 811
1. Типы бревноспусков 811
2. Устройство головной части бревноспусков . 811
3. Типы усиленной шероховатости на бревноспусках 812
4. Сплавопропускная способность бревноспусков 813
33—3. Плотоходы 813

Стр.

1. Плотоходы с наклонными лотками 813
2. Плотоходы со шлюзовой камерой 814
3. Размеры поперечного сечения плотоходов . 814
33—4. Бревнотаски 815
1. Продольные бревнотаски 815
2. Поперечные транспортеры (элеваторы) . . 816
33—5. Особые типы лесопропускных сооружений 816
1. Шлюз-плотоход 816
2. Плотошлюз 817
3. Механические плототаски 817
4. Бревноперегружатели 818
Литература 818

Глава тридцать четвертая

Ячеистые конструкции гидротехнических сооружений с применением металлического шпунта

Канд. техн. наук Федоров И. В.

34—1. Типы ячеистых конструкций 819
34—2. Область применения и долговечность ячеистых конструкций 820
1. Область применения 820
2. Долговечность ячеистых конструкций . . . 820
34—3. Основные требования к организации производства работ 822
34—4. Конструирование и расчет ячеистых конструкций 823
1. Общие соображения 823
2. Основные расчетные схемы 823
3. Расчет устойчивости на сдвиг в вертикальной плоскости 823
4. Расчет замковых соединений на разрыв . 826
5. Поверка устойчивости 827
34—5. Основные данные по фильтрации в ячеистых конструкциях 827
Литература 828

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

ГЛАВА ШЕСТНАДЦАТАЯ

ВОДОХРАНИЛИЩА

16—1. ТИПЫ ВОДОХРАНИЛИЩ И ИХ ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

1. Типы водохранилищ

Основным типом водохранилищ являются искусственные водоемы, образуемые путем преграждения речных долин плотинами. Примером могут служить водохранилища на Волге, Дону, Днепре и других реках. Иногда естественные озера превращаются в водохранилища, когда близ истока рек, вытекающих из озер, сооружаются гидроузлы, регулирующие поступление расходов воды в реку.

Относительно небольшие водохранилища могут быть созданы в искусственных выемках или в естественных понижениях рельефа суши, а также путем обвалования определенной территории [12, 26].

2. Назначение водохранилищ

Цель устройства водохранилищ состоит в перераспределении во времени притекающей к водохранилищу воды в соответствии с требованиями водопользователей.

Эта цель достигается путем регулирования стока, которое обычно заключается в задержании в водохранилищах части или всей притекающей воды в периоды паводков и расходовании накопленной воды во время межени.

Управление водными ресурсами водохранилища производится путем планомерного изменения открытия водопропускных отверстий и соответственно величины пропускаемого через них расхода, чем достигается требуемое заполнение или опорожнение емкости водохранилища. Водохранилища могут служить для снабжения водой потребителей как из верхнего, так и из нижнего бьефа.

Водохранилища создаются в интересах развития следующих отраслей народного хозяйства: гидроэнергетики, судоходства, лесосплава, орошения, водоснабжения, обводнения, рыбного хозяйства, а также для борьбы с наводнениями.

В Советском Союзе в условиях планового социалистического хозяйства большие водохранилища, как правило, являются комплексными, т. е. служат одновременно интересам нескольких различных отраслей народного хозяйства [2, 8, 12].

3. Кривые площадей и объемов водохранилищ

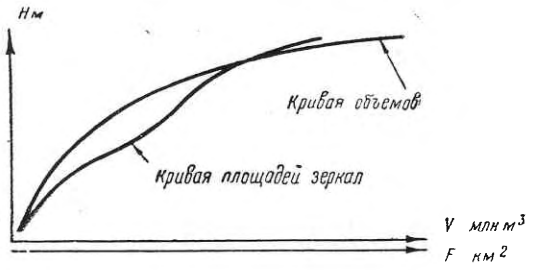
Основной характеристикой чаши водохранилища является зависимость площадей зеркал F и объемов V от уровней воды в водохранилище H (фиг. 16—1).

Площади зеркала устанавливаются путем планиметрирования горизонталей на топографических картах. Масштаб карт и сечение рельефа должны быть выбраны с учетом необходимости надлежащего отображения изменений площадей в пределах зоны затоплений. При высоте подпора 10—20 *м* карты масштаба 1 : 10 000, 1 : 25 000 с сечением рельефа через 1—5 *м* обычно дают достаточную точность.

При более высоком подпоре — 30—50 *м* и выше — можно использовать карты масштаба 1 : 25 000, 1 : 50 000 с сечением рельефа через 2,5; 5; 10 *м*. Для предварительных проектных проработок (технико-экономический доклад) допускается использование карт более мелких масштабов, чем указанные выше.

Объем водохранилища подсчитывается путем последовательного суммирования объемов отдельных слоев, заключенных между двумя смежными горизонталями (фиг. 16—2). Объем слоя воды (например, ΔV_{1-2}) определяется по формуле:

$$\Delta V_{(1-2)} = \frac{1}{3}\left(F_1 + \sqrt{F_1 F_2} + F_2\right)\Delta h_{(1-2)}. \quad (16-1)$$

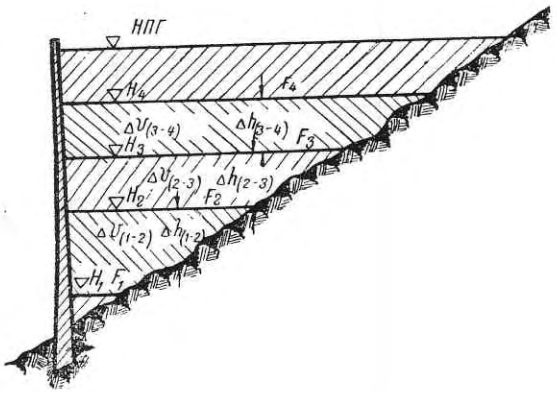


Фиг. 16—1. Кривые зависимости площадей зеркал и объемов водохранилища от уровней воды

H—уровни воды; V — объемы воды; F — площади зеркал

Таблица 16—1

Отметки уровней воды в водохранилище H в $м$	Площадь зеркала воды F в $км^2$	$\sqrt{F_i F_{i+1}}$ в $км^2$	$\frac{F_i+\sqrt{F_i F_{i+1}}+F_{i+1}}{3}$ в $км^2$	Высота слоя $\Delta h=H_{i+1}-H_i$ в $м$	Объем слоя ΔV в млн. $м^3$	Объем водохранилища V в млн.$м^3$
20	0					0
		0	0,07	5	0,35	
25	0,2					0,35
		0,97	1,96	5	9,80	
30	4,7					10,15
		10,2	12,33	5	61,65	
35	22,1					71,80
		32,1	33,63	5	168,15	
40	46,7					239,95
		56,3	56,97	5	284,85	
45	67,9					524,80
		83,2	84,33	5	421,65	
50	101,9					946,45



Фиг. 16—2. Схема подсчета объемов водохранилища

Применяется также менее точная формула:

$$\Delta V_{(1-2)}=\frac{1}{2}\left(F_1+F_2\right)\Delta h_{(1-2)}, \qquad (16—1')$$

где F_1 и F_2 — площади зеркал воды на двух смежных уровнях подпора H_1 и H_2;

$\Delta h_{(1-2)}$ — высота слоя воды между уровнями H_1 и H_2.

Общий объем водохранилища V равен:

$$V=\sum_{1}^{n}\Delta V_i, \qquad (16—2)$$

где n — число слоев.

Пример вычисления координат кривой зависимости водохранилища от уровней воды приводится в табл. 16—1.

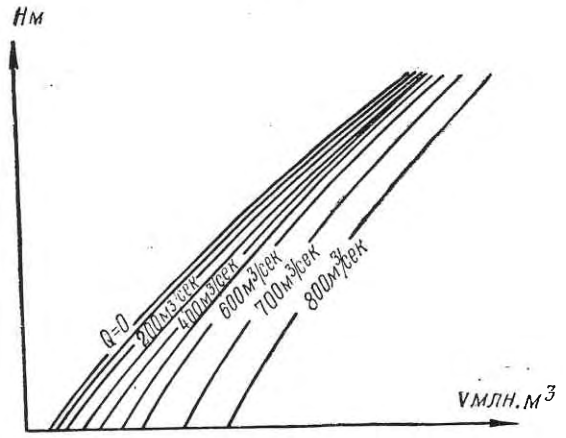
С повышением уровня воды в водохранилище затопляемая площадь возрастает, при этом кривая площадей зеркал в зависимости от конфигурации долины может иметь неправильные очертания (с перегибами); зависимость объемов водохранилища от уровней обычно характеризуется плавной кривой.

При изложенном способе построения кривой объемов водохранилища предполагается, что уровень воды в водохранилище горизонтален. Емкости, соответствующие горизонтальному положению уровня воды, носят название статических. Статические емкости можно рассматривать как достаточно точные характеристики объемов воды в водохранилище в тех случаях, когда высота подпора значительно превышает амплитуду естественных колебаний уровня воды в реке, на которой создается водохранилище.

Если же высота подпора не намного превосходит амплитуду естественных колебаний уровней воды в реке, то для уточнения объемов водохранилища более правильно составлять характеристики объема с учетом очертания свободной поверхности (кривой подпора) в верхнем бьефе гидроузла (см. фиг. 16—8).

Такая характеристика носит название кривой динамических объемов водохранилища.

Для построения кривой динамических объемов (фиг. 16—3) необходимо при разных уровнях воды у плотины H построить кривые подпора для различных расходов притока Q (см. гл. 2).



Фиг. 16—3. Кривые динамических объемов водохранилища

Бьеф водохранилища между створом плотины и створом в конце водохранилища, расположенным вне подпора, разделяется на ряд участков.

Для каждого участка строится кривая статических емкостей. По кривой подпора, отвечающей расходу притока Q и отметке подпора у плотины H, устанавливаются уровни воды в середине отдельных участков и соответствующие этим уровням статические объемы по участкам. Сумма этих объемов принимается равной емкости водохранилища V при данном очертании свободной поверхности воды, т. е. при данных Q и H у плотины. Объемы водохранилища при одном значении Q, но при разных H у плотины дают возможность построить кривую объемов водохранилища при расходе притока Q.

Семейство таких кривых объемов, построенных при разных значениях Q, является характеристикой динамических объемов водохранилища.

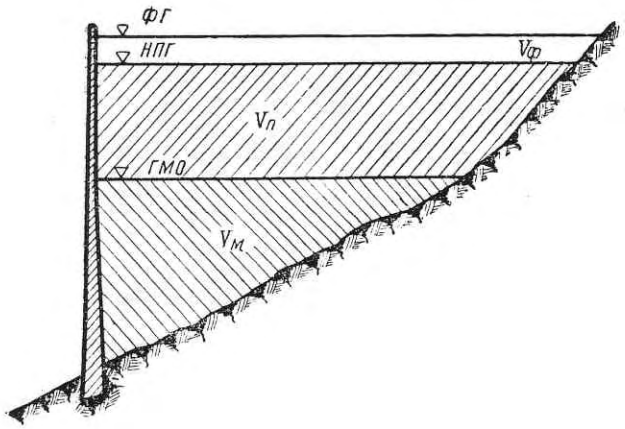
Кривая при $Q = 0$ является кривой статических объемов водохранилища.

При создании водохранилища вокруг него повышается уровень грунтовых вод и образуется дополнительно грунтовое водохранилище. В обычных условиях, как правило, оно в расчетах полезной емкости не учитывается [12].

4. Характерные уровни и емкости водохранилища (фиг. 16—4)

а) Нормальный подпорный горизонт (НПГ) — наивысший уровень воды в водохранилище, применительно к которому рассчитаны сооружения гидроузла с учетом нормальных запасов надежности, предусматриваемых техническими условиями. НПГ является важнейшим параметром, определяющим как показатели работы водохранилища, так и размеры сооружений, затоплений и капитальных вложений в строительство гидроузла и водохранилища.

б) Форсированный горизонт (ФГ) — уровень выше НПГ, до которого временно допускается заполнение водохранилища в период пропуска исключительно многоводных паводков (чрезвычайные условия эксплуатации).



Фиг. 16—4. Характерные уровни и объемы водохранилища

ФГ — форсированный горизонт; НПГ — нормальный подпорный горизонт; ГМО — горизонт мертвого объема; $V_п$ — полезный объем водохранилища; $V_м$ — мертвый объем водохранилища; $V_ф$ — объем форсировки

в) Горизонт мертвого объема (ГМО) — наинизший уровень воды, до которого допускается опорожнение водохранилища.

г) Полный объем водохранилища V — объем, заключенный между дном водохранилища и зеркалом воды на отметке НПГ.

д) Полезный (рабочий) объем водохранилища $V_п$ — объем, заключенный между зеркалами воды на отметках НПГ и ГМО.

Полезный объем используется для целей регулирования стока путем периодического опорожнения и последующего заполнения водохранилища.

е) Мертвый объем водохранилища $V_м$ — объем, заключенный между дном и зеркалом воды на отметке ГМО. Этот объем предназначен для поддержания необходимых минимальных уровней воды и отложения наносов в водохранилище.

ж) Объем форсировки (резервная емкость) $V_ф$ — объем водохранилища между зеркалами воды на отметках НПГ и ФГ, используемый для снижения (срезки) больших половодных или паводковых расходов.

з) Относительная емкость водохранилища [12, 26] характеризуется коэффициентом емкости водохранилища:

$$\beta = \frac{V_п}{W_0},$$

где $V_п$ — полезная емкость;
W_0 — средний многолетний сток.

16—2. ГИДРОЛОГИЧЕСКИЙ РЕЖИМ ВОДОХРАНИЛИЩА

Создание подпора и образование водохранилища вызывают по сравнению с бытовыми условиями следующие основные изменения в режиме водотока:

а) перераспределение стока во времени, в связи с чем уменьшаются половодные или паводковые и увеличиваются меженные расходы реки (см. ниже, п. 16—4);

б) увеличение водного зеркала, в связи с чем сток реки уменьшается за счет повышенного испарения с дополнительной площади зеркала;

в) повышение уровней воды и изменение глубин в пределах водохранилища;

г) уменьшение скоростей течения в верхнем бьефе гидроузла, что приводит к выпадению некоторой части наносов, заполнению ими части емкости водохранилища и размыву русла в нижнем бьефе гидроузла;

д) в некоторых случаях более раннее замерзание и более позднее вскрытие реки в пределах водохранилища;

е) повышение в отдельные периоды времени концентрации солей в воде водохранилища.

1. Потери воды из водохранилища

Потери воды из водохранилища складываются из потерь на дополнительное испарение, фильтрацию и образование ледяного покрова.

а) Потери воды на дополнительное испарение имеют место в случае создания водохранилища в районе, где испарение с водной поверхности превышает испарение с суши (включая транспирацию).

Объем потерь в течение года на дополнительное испарение может быть подсчитан по формуле:

$$W_{исп} = (h_в - h_с)(F_{ср.в} - f), \qquad (16—3)$$

где $W_{исп}$ — объем стока, теряемый в течение года на дополнительное испарение;
$h_в$ — годовой слой испарения с водной поверхности;

$h_с$ — годовой слой испарения с суши;

$F_{ср.в}$ — средняя площадь зеркала водохранилища за период испарения;

f — площадь зеркала потока в бытовых условиях.

Полученный по формуле (16—3) объем потерь вычитается из объема стока, подсчитанного для створа гидроузла, создающего водохранилище.

Методы определения величин $h_в$ и $h_с$ приводятся в гл. 13.

В северных и центральных областях Европейской части Союза ССР, где значения обоих видов испарения близки друг к другу, потери, вызванные дополнительным испарением невелики; на юге и юго-востоке разность между испарением с водной поверхности и суши достигает значительных величин (600 *мм* в год для низовьев Волги и для Урала, 1 000 *мм* в год для Азербайджана и еще больше — для ряда областей Средней Азии и Казахстана) и может иметь существенное значение при определении размеров водохранилищ и эффекта их работы.

При расчетах водохранилищ годовые слои испарения $h_в$ и $h_с$ обычно принимают равными их среднемноголетнему значению.

Для районов неустойчивого увлажнения при наличии относительно большой площади зеркала водохранилища целесообразно принимать в расчетах значения $h_в$ и $h_с$ дифференцированными в соответствии с метеорологическими данными: для засушливых лет — повышенными, для влажных лет — пониженными против их среднемноголетнего значения.

Например, расчетные потери на испарение на одном водохранилище в бассейне Дона составляют в засушливый год 1 000 *мм/год*, во влажный год — 100 *мм/год*, при среднемноголетнем их значении, равном 650 *мм/год*.

Среднемесячные секундные расходы потерь на испарение $Q_{исп}^{ср.м}$ определяют по формуле:

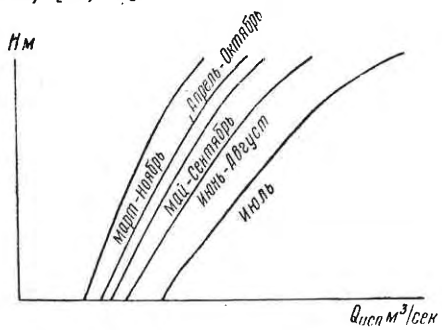
$$Q_{исп}^{ср.м} = \frac{h_{исп}^{м} F^{м}}{t^{м}}, \qquad (16—4)$$

где $h_{исп}^{м} = h_в^{м} - h_с^{м}$ — высота слоя потерь вследствие дополнительного испарения за данный месяц;

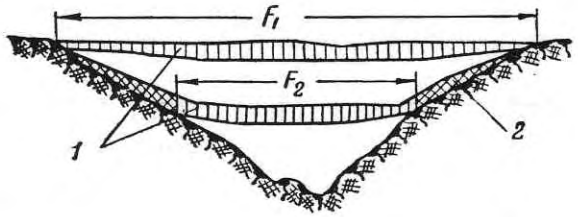
$F^{м}$ — средняя площадь зеркала водохранилища за данный месяц за вычетом площади зеркала потока в бытовых условиях;

$t^{м}$ — количество секунд в данном месяце.

Результатами расчетов по формуле (16—4) удобно пользоваться в виде графиков зависимости величин среднемесячных расходов потерь $Q_{исп}^{ср.м}$ от уровней воды в водохранилище H или от объема заполнения V (фиг. 16—5) [12, 25].



Фиг. 16—5. Кривые зависимости потерь на испарение от уровней воды в водохранилище



Фиг. 16—6. Оседание льда на берегах водохранилища

1 — ледяной покров; *2* — неиспользуемый объем льда

б) Потери воды из водохранилища на фильтрацию слагаются:

1) из фильтрации через ложе и берега водохранилища в обход сооружений гидроузла;

2) из фильтрации через неплотности в сооружениях гидроузла.

Потери воды через ложе и берега водохранилищ следует учитывать по данным специальных гидрогеологических исследований (см. гл. 18).

При отсутствии указанных данных потери на фильтрацию могут быть приняты по аналогии с потерями в существующих или проектируемых сооружениях, находящихся в сходных гидрогеологических условиях.

В практике водохозяйственного проектирования потери на фильтрацию в предварительных расчетах оцениваются скоростью понижения уровня воды в водохранилище, вызываемой фильтрацией. Эта скорость для средних геологических условий может быть принята равной 1—2 *мм/сутки*.

Потери воды на фильтрацию исчисляют в этом случае при среднем положении уровня воды в водохранилище и принимают одинаковыми для всех лет и равномерно распределенными в течение года.

Расходы фильтрации, как правило, попадают в нижний бьеф гидроузла и поэтому для водопользователей, расположенных ниже гидроузла, расход фильтрации не является потерей и должен прибавляться к зарегулированному попуску из водохранилища (при отсутствии фильтрации воды в соседние бассейны).

Насыщение водой грунтов, слагающих ложе водохранилища в период его начального наполнения (создание грунтового водохранилища), вызывает единовременные потери на фильтрацию, не попадающие в нижний бьеф.

в) Потери воды на льдообразование связаны с невозможностью использования льда, осевшего на берегах при сработке водохранилища в зимнее время (фиг. 16—6).

Общий объем потерь воды вследствие льдообразования за весь зимний период $W_л$ определяется по формуле:

$$W_л = k\gamma_л h_л (F_1 - F_2), \qquad (16—5)$$

где F_1 — площадь зеркала водохранилища в начале ледостава в данном году;

F_2 — то же, перед весенним половодьем в данном году;

$\gamma_л$ — 0,9 (объемный вес льда);

$h_л$ — значение толщины льда к концу ледостава;

k — коэффициент, учитывающий постепенное нарастание толщины ледяного покрова; в случае равномерного опорожнения водохранилища в течение зимнего периода коэффициент k можно принять равным 0,65; значение коэффициента k увеличивается, если наиболее интенсивная сработка имеет место

в конце зимы, и уменьшается, если сработка водохранилища производится в начале зимы более интенсивно, чем в конце.

Потери вследствие льдообразования в виде среднего расхода $Q_л$ за данный месяц определяются по формуле:

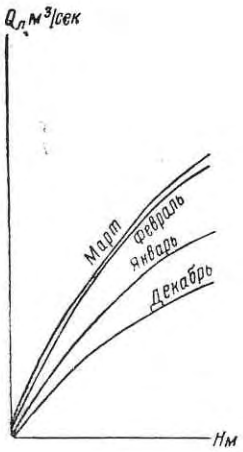
$$Q_л = \frac{\gamma_л \, h_л^м \left(F_1^м - F_2^м\right)}{t^м}, \qquad (16-6)$$

где $F_1^м$ и $F_2^м$ — площади зеркала воды в начале и конце рассматриваемого месяца;

$h_л^м$ — средняя толщина льда в течение данного месяца;

$t^м$ — число секунд в месяце.

Графически (фиг. 16—7) расход на льдообразование в данном месяце определяется как разность между расходами $Q_л$ для начального и конечного горизонтов H сработки водохранилища за рассматриваемый месяц.



Фиг. 16—7. Кривые зависимости потерь на льдообразование от глубины сработки водохранилища

H — горизонты сработки; $Q_л$ — потери на льдообразование

Зимой в связи с оседанием льда на берегах при сработке водохранилища происходит некоторое снижение уровней воды; весной оставшийся на берегах лед тает и соответственно за этот счет увеличивается объем весеннего стока. Когда объем водохранилища достаточен для захвата значительной части половодного стока и холостые сбросы воды отсутствуют, потери вследствие льдообразования являются временными. В случаях, когда избытки половодного стока сбрасываются бесполезно через водосбросные устройства, потери воды вследствие льдообразования являются безвозвратными.

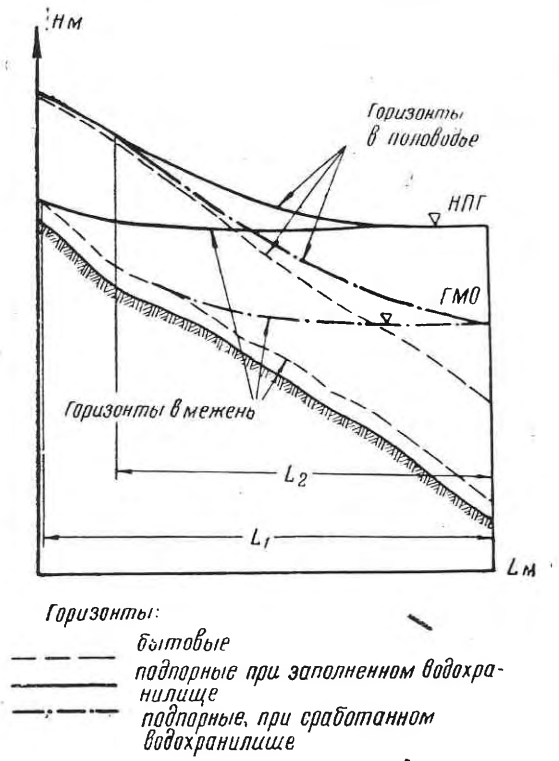
В отношении учета потерь следует подчеркнуть, что при создании водохранилищ в засушливых районах (например, в Казахстане) на относительно маловодных реках вопрос о величине потерь воды из водохранилища приобретает первостепенное значение, и исследования с целью выявления возможных размеров потерь должны быть проведены особо тщательно [12, 22].

2. Уровни воды в верхнем бьефе водохранилищ

Уровни воды в верхнем бьефе водохранилища устанавливаются в зависимости от отметки подпорного горизонта воды, поддерживаемого у плотины, и расходов воды, притекающих к водохранилищу.

Положение уровней у плотины и притекающие расходы воды меняются во времени: в период половодий (паводков), когда расходы притока большие, происходит наполнение водохранилища и уровень воды у плотины может достигнуть или даже превысить НПГ; в этот период уровни воды в пределах водохранилища занимают наиболее высокое положение (фиг. 16—8).

По мере опорожнения водохранилища в межень, когда расходы притока небольшие, уровни воды в пределах водохранилища понижаются.



Фиг. 16—8. Кривые подпора в половодье и межень

H — уровни воды; L — расстояния от створа плотины до места выклинивания подпора

Положение водной поверхности в верхнем бьефе в данный момент при заданных отметке уровня воды у плотины и расходах притока определяется очертаниями подпорной кривой (фиг. 16—8), расчет которой может производиться различными способами (см. гл. 2).

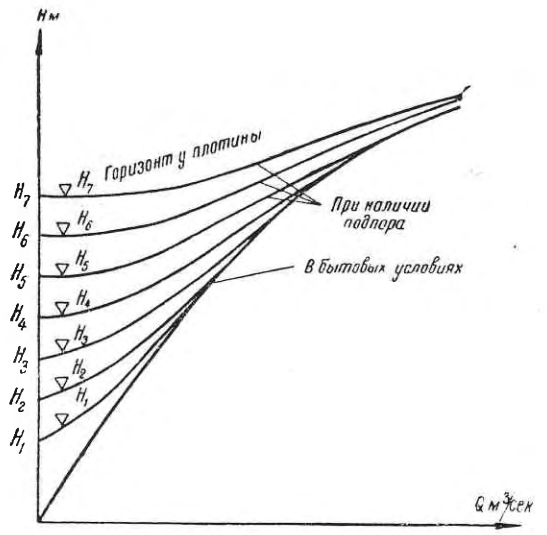
Зависимость уровней воды в отдельных створах верхнего бьефа от расходов притока и подпорных уровней у плотины может характеризоваться семейством кривых расходов (фиг. 16—9), для построения которых используются уровни воды в данном створе, взятые из кривых подпора.

Из фиг. 16—9 следует, что, чем выше отметка подпорного уровня у плотины и чем меньше расход притока, тем больше превышение подпорного уровня в данном створе над бытовым уровнем воды в реке при том же расходе притока; по мере увеличения расходов притока превышение подпорных уровней над бытовыми в данном створе уменьшается при одновременном возрастании абсолютного значения отметки подпорного уровня воды в рассматриваемом створе.

Превышение подпорных уровней над бытовыми уменьшается также по мере удаления рассматриваемого створа от плотины и в районе выклинивания подпора становится близким к нулю.

Чем выше отметка горизонта у плотины и чем меньше уклоны поверхности воды и приточные расходы, тем дальше от плотины место выклинивания подпора (фиг. 16—8).

Следовательно, наибольшее распространение подпора, т. е. наибольшее удаление места его выклинивания от плотины, наблюдается в низкую межень (в период от-



Фиг. 16—9. Кривые зависимости расходов от горизонтов в створе выше плотины

крытого русла) при заполненном до НПГ водохранилище.

В зимних условиях некоторое дополнительное поднятие уровней воды в районе выклинивания подпора может быть вызвано зажорно-заторными явлениями [10, 12].

3. Заиление водохранилищ

Заиление водохранилищ вызывается выпадением наносов в пределах зоны подпора и постепенным заполнением твердыми частицами емкости водохранилища.

Заиление верхнего бьефа происходит не только за счет наносов, приносимых рекой, но и за счет оседания в водохранилище продуктов разрушения берегов, прежде всего в районах с большим волнением.

Водохранилища на равнинных реках, характеризующихся небольшим содержанием наносов, обычно отличаются большим сроком заиления (50—100 и более лет).

В водохранилищах на горных реках, несущих значительные количества наносов, большая часть емкости заиляется достаточно быстро — в течение нескольких лет.

На скорость заиления существенным образом влияет режим пропуска паводков через водохранилище. Если паводки проходят через водохранилище при уровнях, немного превышающих бытовые, то емкость весьма медленно заиляется. При плотинах, создающих значительный подпор и в период пропуска паводковых вод, заиление водохранилища происходит более быстро.

Постепенное уменьшение продольных уклонов зеркала воды в верхнем бьефе водохранилища (фиг. 16—8) приводит к соответствующему снижению транспортирующей способности водотока. Это влечет за собой определенное распределение отложений в водохранилище; в области выклинивания подпора задерживаются наиболее крупные фракции; ближе к плотине — отлагаются мелкие частицы. Крупные фракции наносов, отлагаясь в верхней части водохранилища, часто образуют гряду, гребень которой постепенно перемещается вниз по течению.

Создание водохранилища на реках с деформирующимся руслом приводит также к нарастанию перекатов, расположенных в районе выклинивания подпора, что приобретает важное значение для судоходства. В период половодья в зоне выклинивания подпора гребень перекатов при прохождении высоких вод повышается так же, как и в естественных условиях; на спаде же половодья подпор приостанавливает размыв перекатов при повышенной против бытовых условий отметке гребня.

4. Мертвый объем водохранилища

Установление необходимого мертвого объема $V_м$, а также размеров возможного уменьшения полезной емкости $V_п$ (в связи с отложением более крупных наносов в верхней части водохранилища выше отметки ГМО) производится методами теории русловых процессов [29].

Для предварительного определения необходимого мертвого объема можно предположить, что весь твердый сток реки останется в пределах водохранилища. В этом случае мертвый объем $V_м$ должен быть большим или равным объему наносов, отложившихся в водохранилище в течение задаваемого срока службы водохранилища T лет, т. е.

$$V_м = \left[\frac{\rho W_0}{\gamma_1}\left(1 + \frac{\beta}{\gamma_2}\right) + W_{бер.отл}\right] T, \qquad (16—7)$$

где ρ — среднегодовая мутность реки;
γ_1 — объемный вес взвешенных наносов;
γ_2 — объемный вес донных наносов;
β — отношение объема взвешенных к объему донных наносов;
W_0 — среднегодовой сток реки;
$W_{бер.отл}$ — объем отложений, которые произойдут от размыва берегов.

При назначении величины мертвого объема водохранилища $V_м$ или отметки ГМО, кроме учета процессов заиления, необходимо принимать во внимание следующие положения:

а) отметка ГМО должна быть выше предельно низкой отметки, допустимой по условиям обеспечения работы водоприемных сооружений, забирающих воду из верхнего бьефа водохранилища (например, обеспечение подачи воды в каналы и т. п.);

б) мертвый объем должен быть назначен таким образом, чтобы при полной сработке полезной емкости не происходило летом прогревания и порчи воды, зарастания водохранилища и развития малярии;

в) мертвый объем должен назначаться с учетом специальных требований, предъявляемых рыбным хозяйством;

г) если верхний бьеф водохранилища используется в качестве водного пути, отметка ГМО должна быть выбрана таким образом, чтобы при навигационной сработке водохранилища были обеспечены в верхнем бьефе требуемые судоходные глубины;

д) в случае сооружения при водохранилище гидроэлектростанции глубина сработки, определяющая отметку ГМО, должна быть установлена из условия получения наибольшей мощности и выработки энергии гидроэлектростанции [10, 25, 29].

5. Размыв русла в нижнем бьефе водохранилища

В нижнем бьефе гидроузла имеют место деформации русла: 1) местные, вызываемые увеличением и перераспределением скоростей течения непосредственно

ниже сбросных устройств (образование ям), и 2) общие, вызываемые поступлением из водохранилища осветленной воды (размыв русла в нижнем бьефе на некотором участке).

Развитие общей деформации в нижнем бьефе гидроузла протекает медленно, постепенно распространяясь вниз по течению.

Наибольшая скорость общего размыва русла наблюдается в первое время после возведения гидроузла на относительно небольшом участке реки ниже плотины.

На этом участке насыщение потока наносами достигает мутности реки в естественных условиях.

С течением времени участок, на протяжении которого вода насыщается наносами, удлиняется и понижение дна, растягиваясь в длину, замедляется.

Общий размыв русла ниже гидроузла постепенно вызывает некоторое понижение уровней воды в нижнем бьефе по сравнению с бытовыми условиями. Например, для крупных волжских водохранилищ это понижение уровней в течение 20 лет может достигнуть 20—30 *см*.

Понижение и размыв дна в нижнем бьефе могут быть определены методами теории формирования речных русел [27]).

Повышение расходов воды ниже водохранилища в период межени вызывает поднятие уровней воды и повышение гребней перекатов, сложенных подвижными грунтами. Обычно повышение гребней перекатов составляет в среднем примерно $^1/_3$—$^1/_4$ от общего поднятия уровня воды, вызвавшего это повышение. Следовательно, приращение глубины на реке равно в среднем примерно $^2/_3$—$^3/_4$ от приращения уровня воды. От указанных соотношений возможны более или менее существенные отклонения.

Следует отметить, что неустановившееся движение в нижнем бьефе вследствие суточного регулирования расходов воды, поступающих из водохранилища, почти не вызывает дополнительной деформации гребней перекатов, так как русло не успевает реагировать на частые колебания расходов и изменения уровней воды.

В этом случае гребень переката устанавливается соответственно среднему по времени уровню воды [10, 25, 27].

6. Термический и ледовый режим водохранилищ

Термический и ледовый режим водохранилищ формируется под воздействием теплообмена, который происходит между водой, атмосферой и ложем водоема.

Весной и летом приток тепла к водохранилищу больше его отдачи, и вода постепенно нагревается. К середине лета температура воды становится близкой к температуре воздуха. Нагреваясь, вода становится теплее, чем ложе водоема, и передает ему часть получаемого от атмосферы тепла. Осенью в результате похолодания вода (а через нее и ложе водохранилища) начинает отдавать тепло атмосфере. После установления морозов поверхностные слои воды переохлаждаются немного ниже нуля, и начинается образование льда.

В спокойных водоемах быстро образующийся ледяной покров и выпадающий на него снег защищают воду от дальнейшего остывания; при этом в момент ледостава температура глубоких слоев воды сохраняет положительные значения.

В текущих водах вследствие турбулентного движения потока и в больших водоемах под действием волнения переохлаждение воды распространяется вглубь. В результате переохлаждения глубинных слоев воды образуется глубинный (внутриводный) лед (шуга, донный лед). Этот процесс прекращается немедленно после установления ледяного покрова. В момент, предшествующий ледоставу, температура переохлажденной толщи воды, подверженной турбулентному водообмену или действию волнения, приближается обычно к 0°. После установления ледостава основными факторами, влияющими на температуру покрытого льдом водоема, являются проточность водохранилища и термический режим дна, тепло от которого через водную толщу передается к нижней поверхности льда. Температура верхнего слоя воды, соприкасающегося со льдом, все время удерживается равной 0°; температура придонных слоев оказывается наиболее высокой.

Чем больше проточность водоема, тем (при прочих равных условиях) интенсивнее теплообмен и тем холоднее его вода.

В водохранилищах средняя по сечению температура воды в районе выклинивания подпора близка к 0°. С приближением к плотине средняя по сечению температура повышается. Наибольшее ее значение отвечает наиболее глубокой и широкой по сравнению с естественными условиями области водохранилища.

На непроточных или слабо проточных водохранилищах, не подверженных волнению, ледостав наступает на 2—10 дней раньше, чем на реках в бытовых условиях, хотя сроки начала льдообразования на них совпадают.

В водохранилищах с быстрым течением, особенно в южных районах, в области выклинивания подпора в период ледостава создаются условия, благоприятствующие образованию шуги и развитию зажоров.

Толщина льда после создания подпора обычно повышается на 10—20% по сравнению с естественными условиями реки. Толщина льда может быть подсчитана по разным формулам [10, 25].

Обычно водохранилища, расположенные на реках, освобождающихся от льда под воздействием полых вод (реки, текущие с юга на север, или реки небольшой длины), очищаются от льда позднее (на 5—10 и более дней), чем неподпертые участки реки.

На водохранилищах, расположенных на реках, текущих с севера на юг и освобождающихся от льда снизу вверх, отставание вскрытия может не иметь места.

Ледоход в водохранилищах возникает, когда пропуск больших половодий начинается при ледяном покрове; в этом случае в водохранилищах создаются повышенные скорости течения ($V > 0{,}5$ *м/сек*), приводящие в движение ледяные поля. На очень крупных водохранилищах явления ледохода могут происходить также под влиянием ветра.

Замедленное вскрытие водохранилищ может служить причиной формирования в зоне выклинивания подпора ледяных заторов, вызывающих значительный подъем уровней воды (3—5 *м* и более).

Затор обычно продвигается по водохранилищу сверху вниз, и высота его при этом постепенно снижается. Если место выклинивания подпора в начальный период ледохода на реке, где обычно формируются заторы, находится на недостаточном расстоянии от плотины, то появляется опасность приближения затора к сооружениям гидроузла.

В нижних бьефах водохранилищ, на ближайшем расстоянии от гидроузлов, под влиянием поступающей из водохранилища относительно теплой воды наблюдаются в зимнее время незамерзающие участки реки (полыньи).

По мере продвижения вниз по течению вода постепенно остывает, и на некотором расстоянии от гидроузла образуется ледяная кромка.

Из-за непрерывного изменения метеорологических и гидравлических условий ледяная кромка находится постоянно в движении, приближаясь к гидроузлу при понижении температур воды и воздуха и удаляясь при их повышении, в связи с чем длина участка открытого русла (полыньи) меняется. Уровни воды в нижнем бьефе гидроузла в пределах полыньи определяются путем построения кривых подпора от отметки уровня воды у кромки льда. Приближение последней к гидроузлу вызывает повышение уровней воды на участке реки, занятом полыньей.

Перемещение ледяной кромки может быть установлено расчетными способами, разработанными С. Н. Крицким, М. Ф. Менкелем и К. И. Россинским [10, 11, 13].

7. Солевой режим воды в водохранилище

Создание водохранилищ в определенных условиях оказывает существенное влияние на качество воды в водохранилищах.

В водохранилищах, из которых испарение составляет относительно незначительную величину, концентрация солей в воде с течением времени мало возрастает и совпадает с естественной минерализацией притока. В водохранилищах, из которых значительная часть воды уходит путем испарения, концентрация солей в определенные периоды времени может значительно превысить концентрацию солей в воде притока.

Солевой баланс водохранилищ колеблется во времени и зависит от концентрации солей в притоке, величины притока воды в водохранилище, испарения, отъема воды из водохранилища и его заполнения.

Если колебания всех указанных факторов во времени известны, то последовательность изменения концентрации солей в водохранилище может быть установлена расчетом, который сводится к составлению для каждого отрезка времени (месяца, сезона) балансов воды и солей.

Заполнение водохранилища производится преимущественно половодными (паводковыми) водами, которые притекают в основном поверхностным путем и концентрация солей в которых относительно слаба. Поэтому к концу периода заполнения водохранилища его минерализация приближается к концентрации солей в половодном стоке; такое положение наблюдается прежде всего в водохранилищах с незначительной емкостью, где довольно часто производятся холостые сбросы.

В межень концентрация солей в водохранилище возрастает в связи с повышением в притоке к водохранилищу удельного веса более минерализованного грунтового стока, увеличением испарения с площади зеркала и уменьшением емкости в связи со сработкой водохранилища.

Чем больше относительная емкость водохранилища (β) и чем больше площадь зеркала воды, тем степень концентрации солей в водохранилище возрастает, что особенно сказывается на водохранилищах многолетнего регулирования в засушливых районах.

Необходимо добавить, что наряду с концентрацией солей в водах водохранилища происходят химические и биологические процессы, влияющие на качество воды.

При использовании вод водохранилища для водоснабжения и орошения прогноз этих процессов должен быть составлен на основе специальных исследований [4, 12, 24].

16—3. ОРГАНИЗАЦИЯ ВОДОХРАНИЛИЩ

1. Затопления и их последствия

Создание водохранилищ, помимо положительного народнохозяйственного эффекта, вызывает:

а) затопление территории в пределах чаши водохранилища;

б) подтопление прилегающих к водохранилищу земель;

в) переработку берегов водохранилища.

К постоянным затоплениям причисляются затопления такой продолжительности и повторяемости, при которых невозможна хозяйственная эксплуатация затопляемой территории.

К временным затоплениям относятся затопления такой продолжительности и повторяемости, при которых возможно планомерное хозяйственное использование периодически затопляемой территории.

Временные затопления вызываются поднятием уровней воды в водохранилище при пропуске паводков, при образовании заторов и зажоров и нагонах воды ветром на берега водохранилища.

Под подтоплениями при образовании водохранилищ подразумевается вызванный подпором подъем уровня грунтовых вод, ухудшающий условия или делающий невозможным хозяйственное использование земель и расположенных на ней строений и сооружений.

В некоторых случаях подъем уровня грунтовых вод при создании водохранилищ может иметь и положительный эффект для хозяйственного использования земель.

Переработка берегов, вызываемая прежде всего создающимися на водохранилищах волнами, приводит обычно к образованию на участках переработки вокруг водохранилища пологого берега—«пляжа».

Переработка берегов вызывает иногда достаточно большое увеличение площади затоплений и усиление процессов заиления водохранилища.

Созданию водохранилищ сопутствует, как правило, следующее:

а) потеря или ухудшение возможности использования природных ресурсов (сельскохозяйственных угодий, лесов и месторождений полезных ископаемых) в пределах зоны затоплений, подтоплений и обрушений берегов;

б) переселение населения из указанной зоны;

в) перенос, ликвидация или специальная защита построек, сооружений, промышленных объектов, попадающих в зону воздействия водохранилища;

г) изменение условий судоходства, рыбного хозяйства и санитарной (малярийной) обстановки в районе водохранилища.

Кроме того, при устройстве относительно больших водохранилищ земли, расположенные в пойме реки, в нижнем бьефе гидроузла, частично освобождаются от паводковых затоплений; в летнее и, в особенности, в зимнее время повышенные против бытовых уровни воды в нижнем бьефе могут вызвать некоторые затопления ниже гидроузла. Указанное влияние водохранилищ на нижний бьеф должно быть учтено при рассмотрении последствий, связанных с устройством водохранилищ.

2. Исследования и проектные работы по организации водохранилищ

При выборе местоположения водохранилища необходимо стремиться к минимальному затоплению и подтоплению крупных населенных и промышленных центров, сельских населенных пунктов, крупных сооружений, железных и автогужевых дорог, сельскохозяйственных угодий и месторождений полезных ископаемых.

В целях предотвращения распространения малярии необходимо избегать образования мелководных участков, в особенности в 3-километровой зоне от крупных населенных пунктов.

Плотины, образующие водохранилища, как правило, следует строить выше крупных населенных пунктов (городов).

Выявление объектов, затрагиваемых воздействием водохранилищ, предварительно производится по топографическим картам в масштабах от 1 : 10 000 до 1 : 50 000 и уточняется в последующем путем специального технико-экономического обследования на месте, с использованием крупномасштабных съемок в масштабах от 1 : 500 до 1 : 10 000, а также необходимых дополнительных геодезических работ.

Затопление и подтопление земель определяют по видам угодий, по каждому землепользователю в отдельности.

Количество подвергающихся воздействию водохранилища дворов, установленное по картам и планам, должно уточняться в районных инспекциях Центрального статистического управления и Госстраха. По всем строениям должны быть получены их характеристики, включая инвентарную и балансовую стоимости.

Сооружения промышленных предприятий, участки и сооружения железных и автогужевых дорог, линии связи и электропередач, попадающие в зону воздействия водохранилища, определяются по крупномасштабным планам, профилям дорог и разным материалам, получаемым от заинтересованных предприятий, управлений дорог и других специализированных организаций.

Для определения стоимости мероприятий по организации водохранилища и способов их проведения должен быть составлен на основе выполненных непосредственно на месте обследований проект, включающий следующие разделы:

а) земельно-хозяйственное переустройство колхозов с учетом освоения новых земель и улучшения условий использования остающихся;

б) перенос из зоны затопления, подтопления и обрушения берегов строений и промышленных предприятий;

в) переустройство участков железных и автогужевых дорог, сооружений водного транспорта, линий и сооружений связи и электропередачи, затрагиваемых воздействием водохранилища;

г) эвакуация населения из зоны водохранилища и мероприятия по его устройству во вновь организуемых и переустраиваемых населенных пунктах;

д) мероприятия по защите от затопления и подтопления городов и селений, важных промышленных предприятий и ценных земельных угодий (обвалования, берегоукрепления, планировки, дренажные устройства, насосные станции, укрепление фундаментов и другие мероприятия);

е) лесосводка, лесоочистка и использование полезных ископаемых в зоне затопления;

ж) санитарная очистка ложа и создание охранной и санитарной зон вокруг водохранилища при использовании последнего для питьевого водоснабжения;

з) противомалярийные мероприятия в районе водохранилища, в том числе лечебно-профилактические;

и) мероприятия по подготовке водохранилища для рыбохозяйственного и воднотранспортного освоения.

Проектирование мероприятий по организации водохранилища должно производиться с учетом переменного режима уровней воды в верхнем бьефе гидроузлов.

Границы постоянных и временных затоплений, а также подтоплений устанавливаются для каждого водохранилища в отдельности на основе оценки влияния создаваемого водохранилища на изменение условий хозяйственной жизни в районе его расположения.

Для выявления влияния водохранилища на изменение этих условий должны быть определены:

а) отметки уровней воды в пределах водохранилища и ниже его по реке как в периоды прохождения половодий и паводков, так и в периоды межени;

б) повторяемость, длительность и календарные сроки стояния этих уровней;

в) возможные обрушения берегов водохранилища;

г) режим глубин, соответствующий выявленной характеристике стояния уровней;

д) возможное поднятие уровня грунтовых вод.

При выявлении характеристики режима уровней в нижнем бьефе гидроузла необходимо учесть возможность их повышения в течение достаточно длительного времени в период межени, в особенности, зимой.

Такое повышение уровней может иметь место в случае больших попусков из водохранилища в нижний бьеф, например, при длительной работе гидростанции со среднесуточным расходом, составляющим значительную часть от полной пропускной способности ГЭС.

При наличии каскада водохранилищ характеристики режима уровней в рассматриваемом водохранилище и на участке реки ниже его должны быть установлены с учетом регулирующего влияния вышележащих водохранилищ.

Границы зоны подтопления обычно в предварительных проектных проработках принимают для сельскохозяйственных угодий на 1 *м* выше границы постоянного затопления, для населенных пунктов и сооружений — на 2 *м* и в особых случаях более указанных величин.

При детальном проектировании допустимый предел залегания грунтовых вод от поверхности земли может быть различным для отдельных объектов и подлежит определению в каждом конкретном случае (см. гл. 18).

В качестве расчетных горизонтов для защитных мероприятий принимаются уровни воды при пропуске паводков расчетной вероятности превышения.

Расчетная вероятность превышения паводков принимается в соответствии с классом капитальности гидротехнических сооружений, к которому могут быть отнесены проектируемые защитные мероприятия (см. гл. 13 и Строительные нормы и правила [31]).

Класс капитальности защитных мероприятий устанавливается в зависимости от народнохозяйственного значения защищаемых объектов.

При составлении проектного задания объемы работ и затраты по организации водохранилища определяются для нескольких рассматриваемых в проекте гидроузла вариантов отметки НПГ; в техническом проек-

те объемы работ и затраты уточняются для принятого в проектном задании значения НПГ водохранилища.

Организация крупных водохранилищ, в особенности на равнинных реках (Волга, Днепр, Ока), затрагивает интересы большого числа жителей и требует весьма значительных затрат труда и капиталовложений, достигающих иногда 30—40% от общей стоимости гидроузла. Поэтому тщательное выявление последствий затоплений и мероприятия по организации водохранилища имеют важнейшее, иногда решающее, значение для использования водных ресурсов водотока и установления параметров гидроузла [17].

3. Подготовительные мероприятия для ввода водохранилища в эксплуатацию

Отбивка в натуре границ затоплений производится при составлении технического проекта и рабочих чертежей.

В порядке подготовки чаши водохранилища к затоплению должны быть проведены следующие подготовительные работы.

1. Сведение леса и очистка от него зоны затопления заключаются в мероприятиях, обеспечивающих получение и использование деловой и дровяной древесины и очистку чаши водохранилища от мелколесья и порубочных остатков.

Характер очистки от леса зоны затопления зависит в значительной степени от назначения и глубины водохранилища и определяется специальными техническими условиями.

2. Санитарная очистка чаши водохранилища предусматривает многочисленные мероприятия: очистку затопляемых населенных пунктов от нечистот, специальную санитарную обработку территории кладбищ и скотомогильников, загрязненных площадок кожевенных заводов, боен и т. п., закрытие и заблаговременную перепашку (за год до затопления) территории свалок и полей ассенизации и др.

3. Основные противомалярийные мероприятия (относящиеся непосредственно к водохранилищу) состоят в углублении мелководий и очистке их от растительности, обработке анофелогенных участков специальными препаратами, разведении в водохранилище специальных пород рыб, уничтожающих личинки малярийного комара, и др.

4. Подготовка чаши водохранилища для рыбного хозяйства заключается в проведении мелиоративных работ и подготовке тоневых участков, предназначенных для активного лова, и др.

5. Перед затоплением ложа водохранилища необходимо по возможности максимальным образом использовать все полезные ископаемые, находящиеся в зоне затопления.

Особое внимание следует обратить на торфяники, так как при затоплении их создается опасность всплывания иногда огромных масс торфа, которые могут нарушить условия судоходства по водохранилищу или остановить работу водопропускных сооружений гидроузла.

6. Для учета и изучения памятников материальной культуры в зоне затопления предусматриваются: снятие детальных планов памятников, фотосъемка и полное их описание, а иногда и защитные мероприятия для сохранения особо ценных памятников [17].

16—4. ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ РАСЧЕТЫ

(задачи и исходные данные)

1. Задачи водохозяйственных расчетов

Эти задачи заключаются в следующем:

а) в подготовке данных для выбора схемы использования водотока;

б) в определении объема водохранилища, который может обеспечить водопользователям получение требуемого количества воды или энергии;

в) в подготовке данных для определения размеров сооружений гидроузла, создающего водохранилище, мощности машин гидроэлектрических или насосных станций, а также границ затоплений;

г) в разработке плана регулирования стока водохранилищем, обеспечивающего получение в условиях эксплуатации наибольшего водохозяйственного эффекта.

Результаты водохозяйственных (водноэнергетических) расчетов используются наряду со стоимостными и другими показателями в качестве исходных данных для технико-экономических сопоставлений, на основе которых выбираются параметры гидроузла и режим работы водохранилища [12].

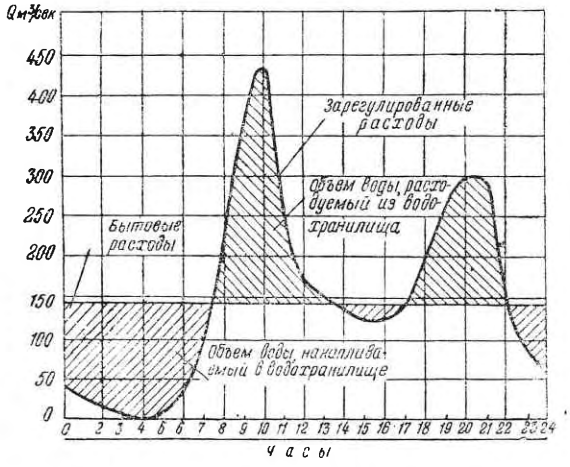
2. Виды регулирования стока

По степени регулирования стока различают водохранилища:

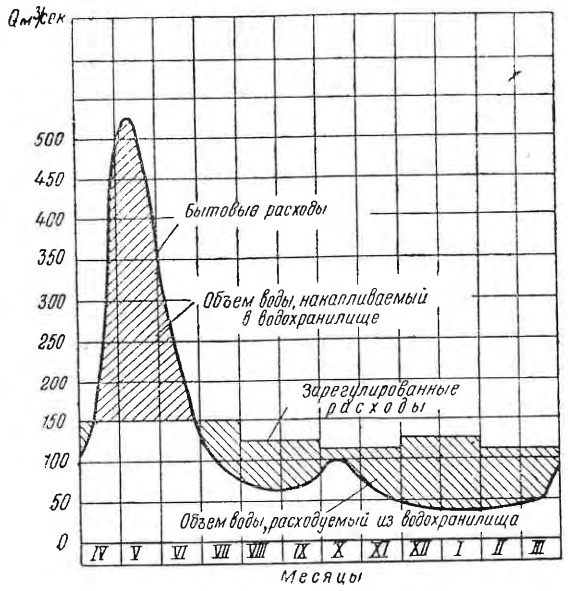
суточного, недельного, годичного (сезонного) и многолетнего регулирования.

Водохранилища суточного и недельного регулирования перераспределяют обычно равномерный приток в течение суток и недели в неравномерную отдачу воды из водохранилища за указанные промежутки времени (фиг. 16—10).

Водохранилища годичного (сезонного) регулирования перераспределяют сток в течение года, задерживая часть паводковых вод и повышая за счет накопленного объема воды расходы водотока в маловодные сезоны или месяцы данного года (фиг. 16—11).



Фиг. 16—10. Схема суточного регулирования

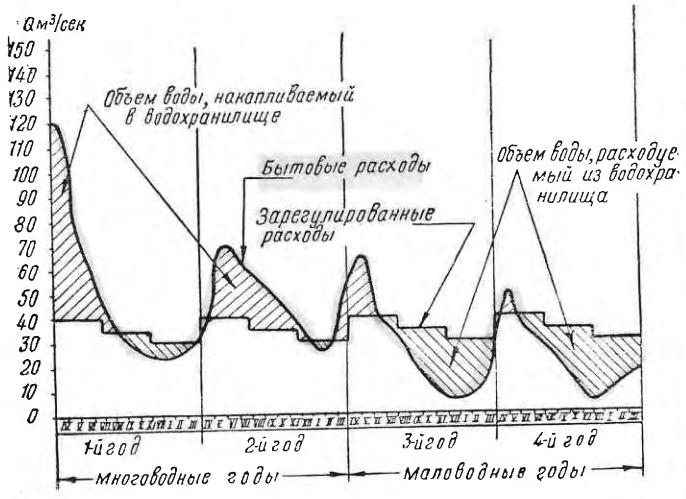


Фиг. 16—11. Схема годичного регулирования

Водохранилища многолетнего регулирования перераспределяют сток в течение периода, охватывающего несколько лет, задерживая часть стока многоводных лет и повышая за счет накопленного объема воды расходы водотока в маловодные годы (фиг. 16—12).

Как правило, водохранилища многолетнего регулирования одновременно служат и для годового (сезонного), недельного и суточного регулирования, а водохранилища годичного регулирования — для недельного и суточного.

Водохранилища суточного и недельного регулирования опорожняются и заполняются соответственно в течение суток, недели; водохранилища годового (сезонного) регулирования, как правило, ежегодно срабатываются до определенной отметки, от которой в период паводка заполняются до НПГ. В водохранилищах многолетнего регулирования только часть полезной емкости ежегодно опорожняется и наполняется; полная сработка водохранилища многолетнего регулирования происходит к концу маловодного ряда лет.



Фиг. 16—12. Схема многолетнего регулирования

К водохранилищам сезонного регулирования могут быть причислены специальные паводковые водохранилища, задерживающие в период прохождения высоких вод часть стока и снижающие при этом максимальные расходы; после прохода паводка водохранилище опорожняется, и таким образом подготовляется емкость для принятия стока следующего паводка.

Часто водохранилища, назначением которых является повышение низких расходов, одновременно выполняют роль паводковых водохранилищ, уменьшающих высокие расходы; в этом случае в полезной емкости водохранилища иногда необходимо выделить специальный объем для трансформации паводков и срезки максимальных расходов.

Во всех водохранилищах объем форсировки $V_ф$ используется для снижения максимальных расходов во время паводков, вызывающих переполнение водохранилища выше НПГ.

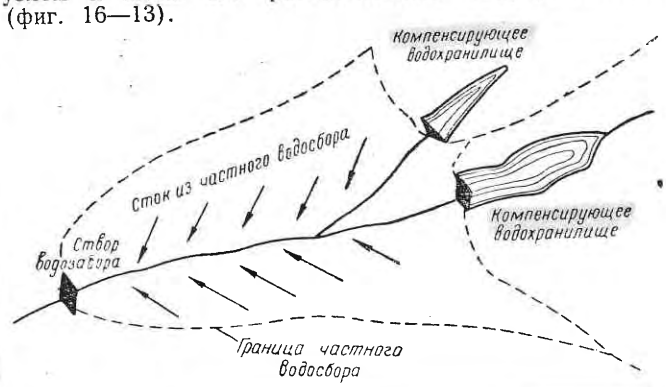
Если от водохранилища годичного или многолетнего регулирования требуется получение расхода определенной величины для целей водоснабжения, орошения или для нужд гидростанции, обслуживающей отдельное предприятие, то сработка полезной емкости производится в периоды, когда приточные расходы ниже требуемых; в остальное время опорожнение водохранилища может не производиться.

В этом случае водохранилище регулирует сток на требуемую постоянную по годам, но возможно переменную по сезонам года отдачу $Q_{гар}$, получение которой гарантируется потребителю. Избытки стока, сверх требуемого водопользователями, при заполненном водохранилище сбрасываются в нижний бьеф в виде холостых сбросов, а при сработанном водохранилище используются для его заполнения.

При другом типе регулирования стока — на переменную отдачу — водохранилище обеспечивает не только получение определенной гарантированной водо- или энергоотдачи, но и позволяет использовать избытки стока для повышения в отдельные периоды отдачи сверх гарантированной.

Регулирование стока на переменную отдачу обычно производят в водохранилищах, обслуживающих гидростанции, работающие в энергетической системе.

При наличии на реке системы гидроустановок водохранилище может регулировать сток таким образом, чтобы попусками из него дополнять расходы воды с частного водосбора, т. е. с той части бассейна реки, которая находится между водохранилищным гидроузлом и ниже его расположенной гидроустановкой (фиг. 16—13).



Фиг. 16—13. Схема расположения водохранилищ при компенсированном регулировании

Такой вид регулирования стока, учитывающий интересы системы водохранилищ и гидроустановок (каскад), расположенных на данном водотоке или в его бассейне, называется компенсированным регулированием.

Компенсированное регулирование можно применять также на водохранилищах, расположенных на разных реках с различным гидрологическим режимом, с целью взаимного выравнивания и увеличения суммарной энергоотдачи гидростанций, построенных при этих водохранилищах [12, 20, 22, 26].

3. Требования водопользователей

Требования водоснабжения, водного транспорта, лесосплава, орошения, обводнения и рыбного хозяйства в основном сводятся к повышению по сравнению с бытовыми условиями расходов воды реки в периоды маловодья до определенных, требуемых указанными водопользователями, расчетных величин.

Кроме того, водный транспорт и другие водопользователи могут требовать обеспечения определенного режима уровней воды как в верхнем, так и в нижнем бьефах гидроузла.

Необходимо добавить, что водоснабжение, орошение и рыбное хозяйство требуют также обеспечения надлежащего качества накопленной в водохранилище воды.

Энергетика предъявляет требования, которые в основном сводятся к оптимальному использованию стока реки и созданного гидроузлом напора с целью получения на ГЭС наибольшей мощности и выработки энергии в режиме, определяемом потребителем.

Особые требования предъявляет борьба с наводнениями: с целью предотвращения опасности разрушительных разливов воды в долине реки ниже водохранилища необходимо снизить максимальные расходы реки до величины, не угрожающей наводнением.

Расходы воды или количество энергии, удовлетворяющие потребности снабжаемых предприятий (норма потребления), меняются по временам года, дням недели и часам суток.

Потребление воды или энергии характеризуется графиками нагрузок, которые отражают колебания потребления во времени (фиг. 16—14).

Основной характеристикой графика нагрузок является коэффициент неравномерности, выражающий отношение максимальной нагрузки к среднему ее значению за данный промежуток времени.

Потребление для нужд орошения, судоходства, лесосплава носит резко сезонный характер; водоснабжение требует более выравненной отдачи в течение года; требования энергетики к распределению отдачи гидростанции во времени в значительной степени зависят от структуры энергосистемы и характера потребителей энергии.

Различие в интересах отдельных водопользователей приводит неоднократно к противоречиям в требованиях, предъявляемых к режиму работы и параметрам водохранилища.

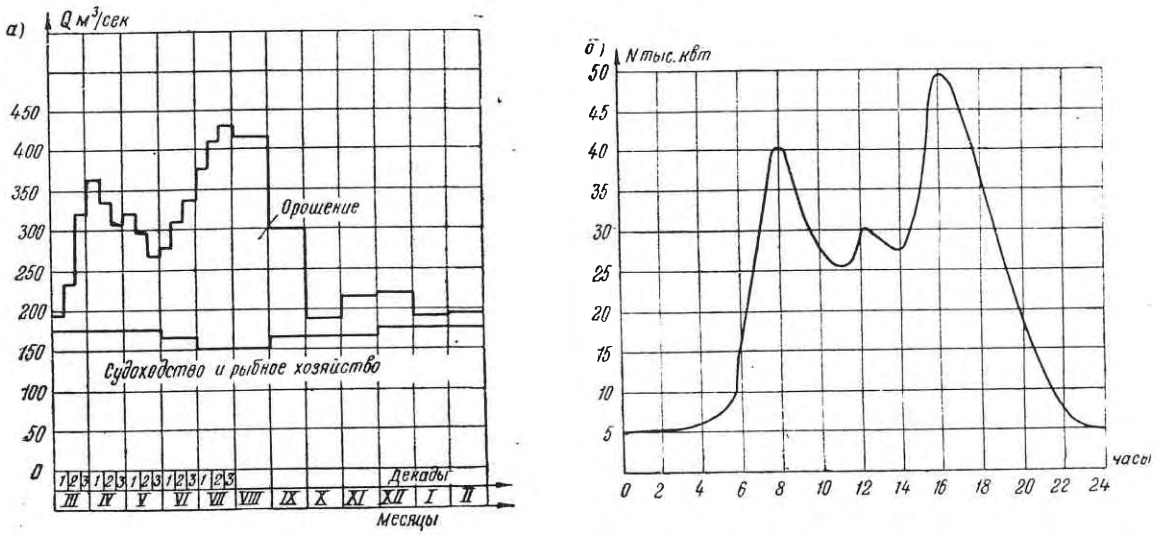
Сочетание наиболее целесообразных размеров водохранилища и величин водо- или энергопотребления устанавливается на основе комплексного, наиболее выгодного с народнохозяйственной точки зрения решения.

Количественные значения потребления устанавливаются в результате специальных экономических исследований, учитывающих будущее расширение и развитие снабжаемых водой (энергией) предприятий [2, 8, 12, 22, 26].

4. Расчетная обеспеченность

Отдача водохранилища, т. е. расход воды, получаемый из водохранилища, отражая колебания стока, меняется во времени в довольно значительных пределах. С народнохозяйственной точки зрения целесообразно принимать в качестве расчетной для водопользователей такую величину отдачи $Q_{гар}$, которая может быть гарантирована им в течение преобладающей части будущего периода эксплуатации водохранилища.

В течение остальной части этого периода отдача водохранилища будет ниже гарантированной $Q_{гар}$.



Фиг. 16—14. Графики потребления воды и энергии

а — потребление воды; *б* — суточный график нагрузок гидроэлектростанции

Вероятность того, что гарантированная водопользователям величина отдачи $Q_{гар}$ не будет понижена, является характеристикой надежности работы водохранилища или гидроустановки и называется расчетной обеспеченностью $p_{расч}$.

Обычно расчетная обеспеченность определяется как вероятность бесперебойных лет. При этом в число перебойных лет включается любой год, в течение которого может иметь место нарушение гарантированной отдачи независимо от длительности и количественного значения указанного нарушения.

Для оценки продолжительности перебоев (нарушений) гарантированной отдачи часто расчетная обеспеченность выражается в виде вероятного времени бесперебойной работы установки (в процентах от общей длительности периода эксплуатации). Общая длительность работы установки с пониженной против гарантированной отдачей определяется как сумма всех отдельных отрезков времени перебойной работы вне зависимости от количества этих случаев и длительности каждого из них.

Для полной характеристики надежности будущей работы гидроустановки необходимо определить не только вероятное число случаев (лет) работы гидроустановки со сниженной против $Q_{гар}$ отдачей или вероятную продолжительность такой работы, но и величину самого снижения расчетной отдачи в отдельные периоды времени и длительность последних.

Расчетная обеспеченность является важнейшей исходной величиной, в значительной степени определяющей как режим работы гидроустановки, так и необходимый объем водохранилища. Чем больше значение расчетной обеспеченности $p_{расч}$ при заданном значении $Q_{гар}$, тем больше должен быть полезный объем водохранилища $V_п$.

Как общее правило, следует заметить, что чем больше народнохозяйственное значение объекта, использующего отдачу водохранилища, тем выше должно быть значение расчетной обеспеченности.

Кроме того, значение расчетной обеспеченности принимается тем больше, чем выше степень регулирования стока, например, при многолетнем регулировании $p_{расч}$ обычно больше, чем при годичном регулировании.

В практике проектирования значение расчетной обеспеченности отдачи водохранилища принимается с учетом класса капитальности сооружений и местных условий:

1) для водоснабжения — в пределах 90—95—99%;
2) для орошения — 75—80%;
3) для водного транспорта — 85—95%;
4) для энергетики:

а) в случае работы ГЭС в энергосистеме —85—95%;

б) в случае работы крупных ГЭС в качестве основного источника энергоснабжения ответственных потребителей — 95—99%.

От указанных нормативов при соответствующем обосновании могут быть приняты те или другие отклонения [1, 6, 9, 12, 22].

5. Исходные гидрологические данные

Для установления целесообразного объема и режима работы водохранилища необходимо определить с наибольшей достоверностью гидрологические условия, в которых в будущем водохранилище будет работать.

При водохозяйственных расчетах для характеристики этих условий используются обычно многолетние гидрологические ряды наблюдений.

В этом случае предполагается, что в будущем величина и хронологическая последовательность колебаний стока будут соответствовать наблюденным в прошлом.

Кроме того, используются также обобщенные гидрологические характеристики стока в виде кривых обеспеченности стока за периоды половодья и межени и типовых распределений стока на протяжении этих периодов.

Деятельность человека в бассейне рассматриваемой реки влияет на режим стока (создание водохранилищ, агро- и лесотехнические мероприятия) и поэтому в ряд гидрологических наблюдений необходимо внести соответствующие поправки. Учет преобразующей деятельности человека при установлении расчетного значения стока особенно большое значение приобретает в СССР, в условиях планового развития народного хозяйства.

В состав исходных гидрологических данных, необходимых для водохозяйственных расчетов водохранилищ, входят:

а) характеристика колебаний стока в естественном состоянии в рассматриваемых створах реки за весь период наблюдений в виде среднегодовых, среднемесячных расходов и за периоды паводков — в виде среднедекадных и среднесуточных;

б) многолетняя характеристика стока (см. гл. 13) в виде:

1) параметров стока — среднемноголетнего его значения W_0, значений коэффициентов изменчивости C_v и асимметрии C_s;

2) характеристики внутригодового распределения стока;

3) гидрографов половодий или паводков, а также максимальных расходов расчетной вероятности превышения;

в) зависимости расходов воды от уровней в различных створах в верхнем и в нижнем бьефах в летних и зимних условиях.

г) характеристики шуговых и зажорно-заторных явлений;

д) характеристика твердого стока.

В тех случаях, когда на реке непосредственные гидрометрические измерения не производились или сведения о расходах реки имеются только за несколько лет, сток используемого водотока определяется косвенными приемами, в основу которых принимают зависимости между стоком и элементами климата и ландшафта, а также стоковые данные по рекам, протекающим в природных условиях, аналогичных условиям рассматриваемой реки (гл. 13) [10, 12, 25].

6. Выбор расчетного гидрологического ряда или характерных лет

Использование перечисленных гидрологических данных для расчетов регулирования стока с той или другой полнотой зависит от состава и размеров требований водопользователей, характеристики водохранилища и стадии проектирования.

1. Если водохранилище обслуживает потребителей, заинтересованных в регулировании стока на переменную отдачу, т. е. в использовании стока сверх $Q_{гар}$ (энергетика), то при составлении технического проекта или проектного задания следует вести водохозяйственные и водноэнергетические расчеты по достаточно дли-

тельному гидрологическому ряду: за весь многолетний (40—50 лет) период наблюдений или за менее длительный характерный расчетный ряд, который должен включать многоводные, средние и маловодные годы; при этом средний сток этого характерного ряда за год и за отдельные сезоны, а также коэффициенты изменчивости C_v годовых и сезонных стоков должны быть достаточно близки к аналогичным величинам за весь длительный многолетний период.

При составлении технико-экономического доклада при большом количестве рассматриваемых вариантов ГЭС расчеты годичного регулирования допустимо производить по 3 отдельным характерным годам: среднему году со стоком, близким к среднемноголетнему, маловодному с годовым и меженным стоком, соответствующим заданной расчетной обеспеченности гарантированной отдачи водохранилища, и многоводному.

При многолетнем регулировании существенное значение для расчетов водохранилища, обслуживающего ГЭС, приобретают колебания объемов стока за целые годы и периоды лет.

Расчеты регулирования стока в этом случае необходимо вести по достаточно длительному гидрологическому ряду лет со средним годовым стоком, близким к среднемноголетнему и включающему маловодный период лет, в течение которого будет иметь место полная сработка полезной емкости; отдача, подсчитанная по этому маловодному периоду лет, должна соответствовать гарантированной с заданной обеспеченностью.

При расчетах многолетнего регулирования методами математической статистики (см. ниже) гидрологические характеристики колебаний годовых объемов стока используются в виде кривой обеспеченности последних, а характеристики распределения стока в течение года — в виде типовых гидрографов.

Для построения типовых гидрографов обычно используются в качестве модели данные наблюдений по отдельным характерным годам.

Переход от реального года, принятого за модель, к типовому гидрографу осуществляется путем умножения всех расходов воды на отношение объема стока года — модели к стоку года, принимаемого за типовой. Желательно, чтобы это отношение по возможности было ближе к единице.

Модели гидрографов за период половодий (паводка) используются для построения расчетных гидрографов исключительно многоводных половодий или паводков при расчетах пропуска последних через водохранилища.

2. Если водохранилище обслуживает потребителей, заинтересованных лишь в повышении низких расходов водотока до определенной гарантируемой величины (постоянная отдача, например, для водоснабжения), то основное значение для установления емкости и отдачи водохранилища приобретают исследования по расчетному маловодному году в случае годичного регулирования и расчетному маловодному периоду лет — при многолетнем регулировании [12, 18, 22].

16—5. МЕТОДЫ ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫХ РАСЧЕТОВ

1. Основные положения водохозяйственных расчетов

Водохозяйственные расчеты сводятся к составлению водного баланса водохранилища за следующие в календарном порядке расчетные отрезки времени, на которые разделен весь рассматриваемый период.

Водный баланс водохранилища за расчетный отрезок времени выражается уравнением:

$$\Delta V = (Q_{пр} - Q_{заб})T, \qquad (16—8)$$

где ΔV — приращение объема водохранилища;

$Q_{пр}$ — расход притока к водохранилищу за отрезок времени T;

$Q_{заб}$ — расход, забираемый из водохранилища, включающий полезное потребление, потери (испарение, фильтрация, оседание льда на берегах) и холостые сбросы в периоды многоводья.

В межень при мало колеблющихся значениях расходов воды длительность расчетного отрезка времени T принимают обычно равной 1 месяцу. В периоды половодий и паводков при значительных и быстрых изменениях расходов необходимо принимать в качестве расчетных более короткие отрезки времени — декады, пятидневки, а в отдельных случаях — сутки.

Начало и конец годового цикла, за который выполняется водохозяйственный расчет (водохозяйственный год), обычно приурочиваются к началу половодья и концу межени, т. е. к моменту, соответствующему сработке водохранилища.

Исходные данные и положения, принимаемые при водохозяйственных расчетах, производимых для различных вариантов решений (НПГ, V и т. д.), должны обеспечить сопоставимость результатов исследований. Эта сопоставимость достигается путем нахождения оптимальных показателей работы водохранилища и сооружений гидроузла для каждого из рассматриваемых вариантов.

2. Методы водохозяйственных расчетов

В современной практике проектирования для расчета водохранилищ применяются два метода водохозяйственных расчетов.

По первому методу расчеты производятся по календарному гидрологическому ряду, принимаемому за характеристику будущего хода стоковых явлений. Расчет по гидрологическому ряду, наблюденному или скорректированному в связи с планируемым изменением режима стока, дает возможность решить водохозяйственные задачи любой сложности и получить в календарной последовательности подробную и наглядную характеристику режима работы водохранилища за многолетний период.

Во втором методе водохозяйственных расчетов используются кривые обеспеченности годовых стоков, построенные по обобщенным статистическим характеристикам стока: норме стока Q_0 и коэффициентам изменчивости C_v и асимметрии C_s.

Этот метод расчетов регулирования стока, основанный на теории вероятностей, дает возможность определить значения водохозяйственных характеристик для малых и больших значений обеспеченности.

Первый метод рекомендуется использовать преимущественно при проектировании водохранилищ, обслуживающих гидростанции, работающие в энергосистеме, при расчетах каскада водохранилищ и во всех случаях, когда имеет место относительно невысокая зарегулированность стока (сезонное регулирование).

По первому методу при использовании наблюденного ряда в качестве гидрологической основы водохозяйственные расчеты производятся табличным способом или графически.

Если в составе водопользователей имеется энергетика, требующая определенного распределения мощностей в течение года и соответствующего учета колебаний напора, рекомендуется расчеты вести табличным способом. Расчет водохранилищ, обеспечивающих отдачу расходов воды, мало меняющихся в течение года, целесообразнее производить графически с использованием интегральных кривых.

Второй метод расчета применяется при расчетах водохранилищ многолетнего регулирования, обслуживающих потребителей, требующих высокой обеспеченности отдачи, например, водоснабжения.

Для решения задач по второму методу, приемы расчетов по которому разработаны С. Н. Крицким, М. Ф. Менкелем и др., в практике проектирования используются графики, позволяющие быстро определить значения искомых водохозяйственных характеристик (см. ниже) [7, 12, 14, 15, 18, 20, 22].

3. Регулирование стока на постоянную отдачу

Регулирование стока на постоянную по годам, но возможно, переменную по сезонам года отдачу является наиболее простой схемой регулирования. Эта схема применяется на водохранилищах, обеспечивающих потребителей, работающих по жесткому графику отдачи (например, водоснабжение).

а) Правила регулирования стока при работе водохранилища на постоянную отдачу сводятся к следующему. Независимо от величины притока воды к водохранилищу потребителю доставляется гарантированный расход $Q_{гар}$; если водохранилище заполнено до НПГ и расход притока превышает $Q_{гар}$, избытки воды сверх $Q_{гар}$ сбрасываются вхолостую; при снижении притока до значений, меньших $Q_{гар}$, водохранилище срабатывается и вновь заполняется, когда приток становится больше $Q_{гар}$.

При сработанном водохранилище расход воды, доставляемый потребителю в крайне маловодные годы (за пределами расчетной обеспеченности), становится меньше $Q_{гар}$, т. е. имеют место перебои отдачи.

Чтобы по возможности уменьшить разрыв между значением $Q_{гар}$ и расходом воды из водохранилища в период перебоя, т. е. уменьшить величину перебоя, на практике заблаговременно при приближении к полному опорожнению полезной емкости отдача водохранилища постепенно снижается против $Q_{гар}$ [19].

Полезная емкость водохранилища и режим регулирования стока зависят от соотношения требуемой отдачи к стоку: если необходимая отдача (с учетом потерь) ниже или равна стоку маловодного года расчетной обеспеченности, то требуется создание водохранилища сезонного (годичного) регулирования: при величине годовой отдачи, превышающей сток маловодного года расчетной обеспеченности, емкость водохранилища

Таблица 16—

Водохозяйственный расчет

Расчетный промежуток времени (месяц)	Расходы притока в $м^3/сек$	Потери в $м^3/сек$: испарение	фильтрация	льдообразование	прочие	Суммарный расход потерь в $м^3/сек$	Расходы притока за вычетом потерь в $м^3/сек$	Потребление в $м^3/сек$	Сбросные расходы в $м^3/сек$	Накопление и сработка за промежуток времени: в расходах в $м^3/сек$	в объемах в млн. $м^3$	Объем воды в водохранилище к концу промежутка времени в млн. $м^3$	Уровень воды в верхнем бьефе водохранилища в $м$: к концу промежутка времени	средний за промежуток времени	Площадь водного зеркала водохранилища в $км^2$: к концу промежутка времени	средняя за промежуток времени
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
												196,7*	234,41*	—	136,30*	—
IV	41,3	0,9	0,5	+1,8	—	+0,4	41,7	5	5,0	−31,7	−83,3	280,0	235,00	234,70	143,91	140,10
V	58,0	1,9	0,5	—	—	2,4	55,6	5	50,6	—	—	280,0	235,00	235,00	143,91	143,91
VI	23,7	2,2	0,5	—	—	2,7	21,0	5	16,0	—	—	280,0	235,00	235,00	143,91	143,91
VII	7,1	2,3	0,5	—	—	2,8	4,3	5	—	0,7	1,8	278,2	234,99	234,99	143,90	143,90
VIII	2,8	1,9	0,5	—	—	2,4	0,4	5	—	4,6	12,1	266,1	234,91	234,95	142,70	143,30
IX	2,9	1,4	0,5	—	—	1,9	1,0	5	—	4,0	10,5	255,6	234,84	234,87	141,50	142,10
X	4,1	0,8	0,5	—	—	1,3	2,8	5	—	2,2	5,8	249,8	234,80	234,82	141,00	141,25
XI	4,4	—	0,5	0,1	—	0,6	3,8	5	—	1,2	3,2	246,6	234,77	234,78	140,60	140,80
XII	1,5	—	0,5	0,4	—	0,9	0,6	5	—	4,4	11,5	235,1	234,69	234,73	139,80	140,20
I	1,0	—	0,5	0,4	—	0,9	0,1	5	—	4,9	12,9	222,2	234,60	234,64	138,80	139,30
II	1,0	—	0,5	0,4	—	0,9	0,1	5	—	4,9	12,9	209,3	234,51	234,55	137,80	138,30
III	1,2	—	0,5	0,5	—	1,0	0,2	5	—	4,8	12,6	196,7	234,41	234,45	136,30	137,05
Итого за год в млн. $м^3$	392	30	16	0	—	46	346	158	188	0		—	—	—	—	—

* Уровень и объем водохранилища к началу расчетного водохозяйственного года.

должна быть достаточной для многолетнего регулирования стока.

б) Расчет табличным способом на постоянную отдачу для случая сезонного регулирования приведен в виде примера в табл. 16—2.

Из сопоставления величин требуемой отдачи (графа 9) с бытовыми расходами маловодного года расчетной обеспеченности (графа 2) видно, что с августа по март месяц бытовые расходы меньше заданного потребления и в течение указанного периода потребуется сработка искомой полезной (рабочей) емкости водохранилища до отметки горизонта мертвого объема $V_м$.

Потери воды подсчитываются, как указано в п. 16—2.

Полезный расход реки (расход нетто, графа 8) равен разности между бытовым расходом реки (графа 2) и суммарным расходом потерь (графа 7).

Разность величин, помещенных в графах 8 и 9, за данный интервал времени составляет расход сработки или наполнения водохранилища (графа 11). Если полезный расход реки меньше зарегулированного, то дефицит восполняется за счет сработки полезного объема водохранилища; в противном случае водохранилище наполняется; избытки стока, остающиеся после обеспечения потребления и наполнения водохранилища, представляют собой холостые сбросы (графа 10).

Произведение величины графы 11 на число секунд в расчетном промежутке времени дает объем сработки или наполнения водохранилища за данный промежуток времени (графа 12).

Величины графы 13 представляют собой алгебраическую сумму величин графы 12 и значения объема V к началу водохозяйственного года.

Данные граф 14 и 16 определяются по кривым зависимости площадей зеркал и объемов водохранилища от уровней воды (см. фиг. 16—1) для соответствующих значений объема заполнения (графа 13).

Данные графы 17 используются для определения величины испарения за соответствующий промежуток времени.

С целью определения необходимых размеров полезной емкости водохранилища $V_п$ для обеспечения заданной отдачи $Q_{гар}$ расчет начинается с момента, отвечающего концу периода межени и началу половодья, т. е. с момента, когда приточный расход становится больше требуемого. Расчет ведется против хода времени к начальному моменту межени, когда расход водотока начинает превышать суммарный расход отдачи и потерь.

Наибольшее значение суммарного объема (графа 13), полученное в результате расчета, определяет необходимый объем водохранилища V и соответствующую ему отметку нормального подпорного горизонта и полезную емкость $V_п$.

Когда требуемая отдача за год приближается к величине годового стока за расчетный маловодный год, необходимо проверить возможность заполнения выявленного полезного объема $V_п$ в период многоводья (половодья, паводка), для чего производится аналогичный расчет, который начинается с того же момента, т. е. с конца межени и начала половодья, и ведется по ходу времени до момента заполнения полезного объема водохранилища $V_п$.

Для случая постоянной отдачи, равной стоку за год расчетной обеспеченности, необходимая полезная емкость водохранилища определяется из следующего равенства:

$$V_п = W_{р.г} T_{меж} - W_{р.меж}, \qquad (16—9)$$

где $W_{р.г}$ — годовой объем отдачи (включающий полезное потребление и потери), равный годовому стоку расчетной обеспеченности;

$W_{р.меж}$ — сток межени расчетной обеспеченности;

$T_{меж}$ — длительность расчетной межени в долях года.

Если задание заключается в определении зарегулированной отдачи при принятых значениях емкости водохранилища, расчет ведется тоже по указанной табличной форме. Обеспечиваемая при данной емкости $V_п$ отдача водохранилища определяется подбором путем постепенного приближения. Для случая многолетнего регулирования расчет ведется аналогично изложенному способу за весь расчетный маловодный период [12, 26].

в) Графические расчеты регулирования стока при помощи интегральных (суммарных) кривых дают возможность быстро и наглядно решать водохозяйственные задачи.

Интегральной кривой называется графическое выражение зависимости, определяемой следующим уравнением:

$$W_T = \int_{t_0}^{t_к} Q dT, \qquad (16—10)$$

где t_0 и $t_к$ — начальный и конечный моменты промежутка времени T;

W_T — сток, протекший от момента t_0 до момента $t_к$.

Вычисление координат интегральной кривой стока удобнее проводить по таблице следующей формы.

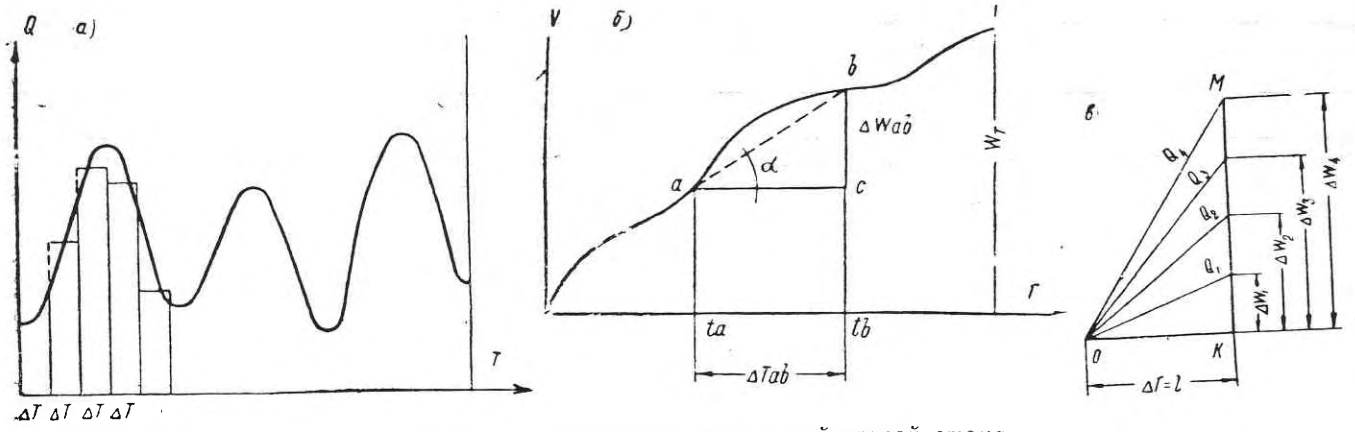
Таблица 16—3

Годы	Дата	Промежуток времени ΔT в секундах	Средний расход воды в течение ΔT Q в $м^3/сек$	Сток за промежуток времени ΔT ΔW в $м^3$	Суммарный сток W в $м^3$
	t_0				
		$\Delta T_1 = t_1 - t_0$	Q_1	$\Delta W_1 = Q_1 \Delta T_1$	$W_1 = \Delta W_1$
	t_1	$\Delta T_2 = t_2 - t_1$	Q_2	$\Delta W_2 = Q_2 \Delta T_2$	$W_2 = \Delta W_1 + \Delta W_2$
	t_2				
	t_{k-1}	. . . . .	. .	. . . . .	
		$\Delta T_k = t_k - t_{k-1}$	Q_k	$\Delta W_k = Q_k \Delta T_k$	. . . . .
	t_k				$W_k = \Sigma \Delta W$

Для построения интегральной кривой данные таблицы наносят на координатное поле: на оси абсцисс откладывают время, а на оси ординат — объем стока.

Построение интегральной кривой иллюстрируется фиг. 16—15.

Разность двух ординат W_a и W_b интегральной кривой стока ΔW_{ab} выражает объем воды, протекший за время ΔT_{ab}, равное $t_b - t_a$. Средний расход за время ΔT_{ab} равен:



Фиг. 16—15. Построение интегральной кривой стока

а — график расходов воды в реке; *б* — интегральная кривая стока; *в* — лучевой масштаб

$$Q_{ab}^{ср} = \frac{\Delta W_{ab}}{\Delta T_{ab}}.$$

Из фиг. 16—15,*б* следует, что

$$\frac{\Delta W_{ab}}{\Delta T_{ab}} = \frac{bc}{ac} = \operatorname{tg}\alpha, \qquad (16—11)$$

т. е. средний расход $Q_{ab}^{ср}$ равен тангенсу угла наклона прямой ab к оси абсцисс. При уменьшении интервала времени ΔT_{ab} до бесконечно малой величины точка b сольется с точкой a и прямая ab станет касательной к интегральной кривой в точке a.

Следовательно:

$$Q = \frac{dW}{dT} = \operatorname{tg}\alpha, \qquad (16—12)$$

т. е. для каждого момента времени расход воды выражается тангенсом угла наклона к оси абсцисс касательной к интегральной кривой.

При определении численного значения расхода воды в данный момент по интегральной кривой необходимо учесть масштабы времени m_T и объемов m_W, использованные при построении интегральной кривой.

Значение расхода воды с учетом масштабов m_T и m_W определится по формуле:

$$Q = \operatorname{tg}\alpha \frac{m_W}{m_T}. \qquad (16—13)$$

Практически значения расходов воды на интегральных кривых определяются графическим путем при помощи лучевого масштаба.

Для построения лучевого масштаба из точки O (фиг. 16—15,*в*) проводится горизонтальный отрезок прямой OK, который в принятом масштабе времени m_T соответствует определенному промежутку времени ΔT. Отрезок $OK=l$ является полюсным расстоянием лучевого масштаба.

Из точки K проводится вертикальная прямая KM, на которой в масштабе объемов m_W откладываются вверх отрезки, представляющие объемы стока ΔW_1, ΔW_2,..., ΔW_n, протекающего за указанный промежуток $\Delta T = OK$, с расходами Q_1, Q_2,..., Q_n. Прямые, соединяющие точку O с концами отрезков ΔW_1, ΔW_2,..., ΔW_n, представляют в лучевом масштабе расходы Q_1, Q_2,..., Q_n. Секущие или касательные к интегральной кривой стока, проведенные параллельно к прямым лучевого масштаба, соответствуют этим же расходам Q_1, Q_2,..., Q_n. Отрезок (луч) OK соответствует нулевому расходу.

Масштаб и полюсное расстояние l определяются из следующей формулы:

$$l = \frac{m_W}{m_T m_Q}. \qquad (16—14)$$

где m_W — масштаб объемов стока на интегральной кривой;

m_T — масштаб времени на интегральной кривой;

m_Q — масштаб расходов воды на прямой KM (фиг. 16—15,*в*).

Пример. Определение полюсного расстояния l при заданных значениях m_W, m_T, m_Q:

$m_T = 1$ сутки $= 86\,400$ сек. в 1 *см*;

$m_W = 2$ млн. *м*³ в 1 *см*;

$m_Q = 5$ *м*³/*сек* в 1 *см*;

$$l = \frac{2\,000\,000}{86\,400 \cdot 5} = 4{,}64\ см.$$

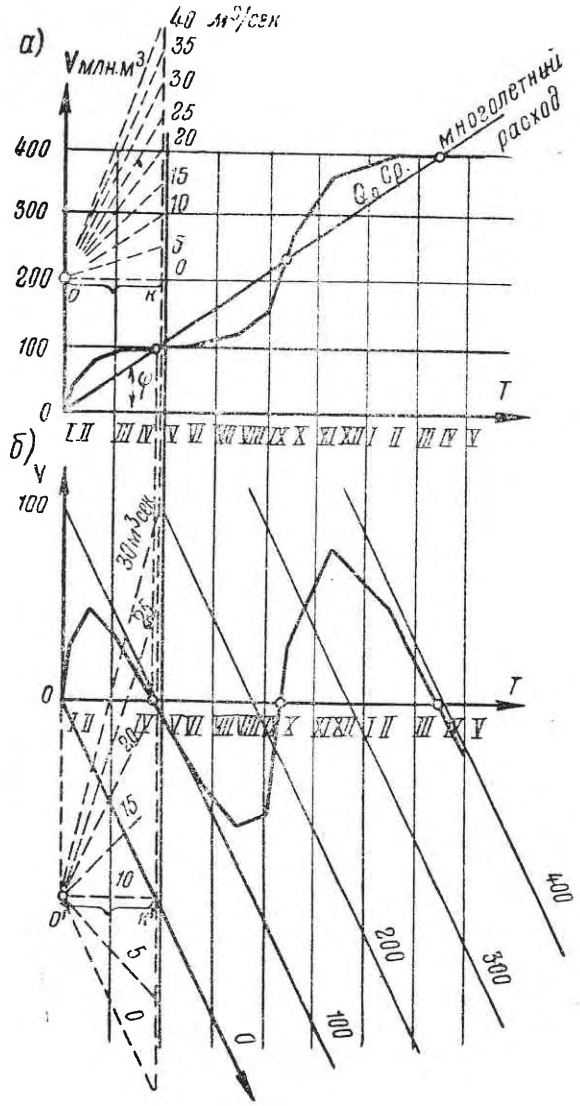
Если интегральную кривую за длительный период времени строить в прямоугольных координатах (фиг. 16—16,*а*), то, чтобы не получить чертежа большого размера по высоте, необходимо масштаб для стока выбирать очень мелким, что в значительной мере затрудняет графический расчет и лишает его точности.

Во избежание этого интегральную кривую обычно строят в виде разностной интегральной кривой стока, уравнение которой имеет следующий вид:

$$W'_T = \int_{t_0}^{t_k} (Q - Q_0)dT, \qquad (16—15)$$

где Q_0 — обычно средний расход за период T.

При построении лучевого масштаба для разностной интегральной кривой (фиг. 16—16,*б*) положение луча,

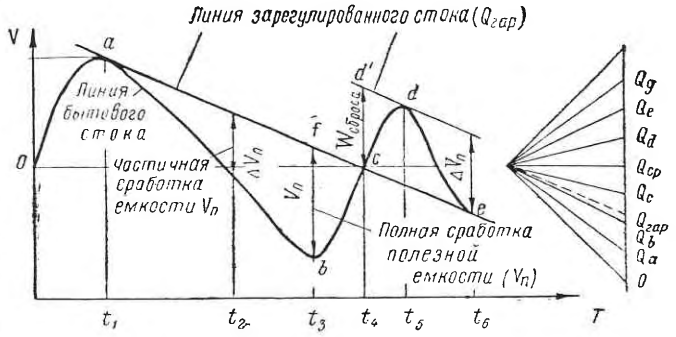


Фиг. 16—16. Интегральная кривая стока в прямоугольных и косоугольных координатах

отвечающего среднему расходу Q_0, принимается горизонтальным, совпадающим с положением линии полюсного расстояния $O'K'$. Лучи, отвечающие расходам меньше Q_0, будут расположены ниже линии $O'K'$, лучи, отвечающие расходам больше Q_0, будут выше линии $O'K'$.

Разностная интегральная кривая стока является интегральной кривой, построенной в косоугольных координатах, что видно из фиг. 16—16, *б*.

Линия Q_0, наклон которой соответствует среднему значению расхода за рассматриваемый период (см. фиг. 16—16, *а*), теперь заняла горизонтальное положение, а прежняя ось абсцисс (ось времени)—наклонное положение, причем угол φ между горизонтальной линией среднего расхода Q_0 и наклонной осью времени определяется по формуле:



Фиг. 16—17. Определение емкости водохранилища по интегральной кривой стока

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{W_T\, m_W}{T m_T}. \qquad (16—16)$$

Наклонные линии на фиг. 16—16,*б* соответствуют определенному объему стока, протекшему с начала рассматриваемого периода времени T.

Схема графического расчета представлена на фиг. 16—17, где нанесена разностная суммарная кривая бытового стока *abcde*. По лучевому масштабу определяется наклон луча, соответствующий величине требуемого водопользователями зарегулированного расхода.

Параллельно указанному лучу проводится касательная в точке *a* к суммарной кривой стока.

Вправо от точки касания *a* бытовой расход меньше требуемого зарегулированного $Q_{зар}$; для увеличения бытового расхода до $Q_{зар}$ необходима сработка полезного объема водохранилища. Этот объем определится отрезком ординаты *bf* между линиями зарегулированного и бытового стока в момент t_3, когда бытовой расход становится больше зарегулированного.

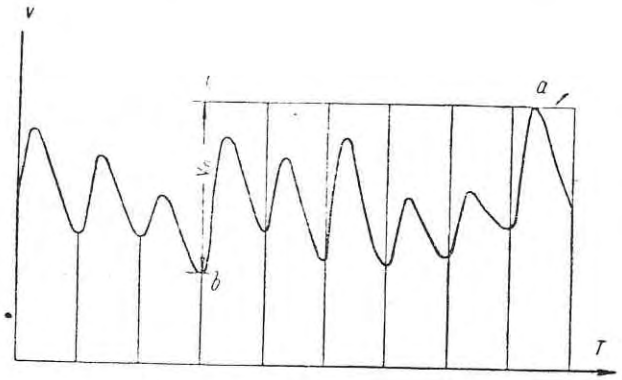
С этого момента происходит наполнение водохранилища, продолжающееся до тех пор, пока линия зарегулированного стока не пересечет кривой бытового стока (точка *c*). Отрезок ординаты *cd'* между линией зарегулированного стока и интегральной кривой стока представляет объем избыточного стока сверх $Q_{зар}$, который, если его нельзя полезно использовать, превращается в холостой сброс. С момента t_5 начинается сработка водохранилища.

Отрезки ординат между касательной *afc* и кривой бытового стока представляют в каждый момент сработанный объем водохранилища $\Delta V_п$.

Полученные графическим способом значения полезного объема следует увеличить на объем потерь воды из водохранилища. Учет потерь в данном случае производится по средней величине водного зеркала водохранилища за период сработки.

Для определения емкости, необходимой для полного зарегулирования стока за многолетний период, следует провести к разностной интегральной кривой за многолетний период две горизонтальные касательные: верхнюю — к самой высокой точке кривой *a* и нижнюю — к самой низкой *b*.

Вертикальный отрезок *bc* определяет требуемую полезную емкость водохранилища (фиг. 16—18), которая



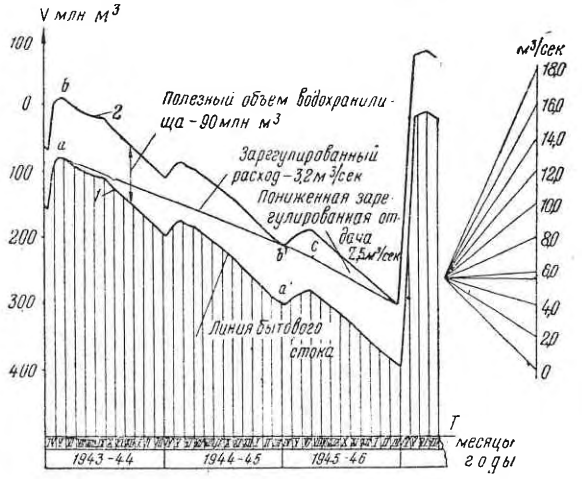
Фиг. 16—18. Определение емкости, необходимой для полного зарегулирования стока

обычно получается очень большой. Поэтому такая высокая степень регулирования стока весьма редко может быть достигнута.

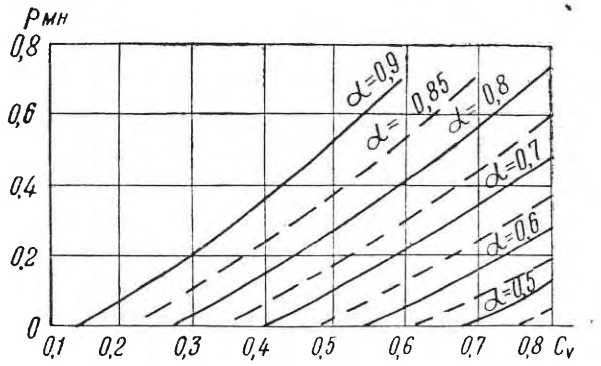
Для решения обратной задачи — определения величины зарегулированного расхода при заданном полезном объеме водохранилища $V_п$ — можно воспользоваться следующим построением: параллельно к данной интегральной кривой стока (фиг. 16—19) строится аналогичная интегральная кривая, отстоящая от данной на отрезок *ab*, отвечающий объему $V_п$; кривая бытового стока — линия *1* — соответствует заполненному водохранилищу, а параллельно к ней построенная линия *2* — сработанной емкости $V_п$.

Проводя общую касательную *ab'c* к обеим суммарным кривым, определяют линию зарегулированного стока, по наклону которой, пользуясь лучевым масштабом, устанавливают значение зарегулированного расхода брутто, из которого следует вычесть потери для получения $Q_{гар}$ [12, 22, 26].

г) Расчеты водохранилища методом математической статистики применяются главным образом при многолетнем регулировании стока. Полезную емкость таких водохранилищ условно можно разделить на две составляющие: 1) многолетнюю $V_{мн}$, используемую для выравнивания колебаний годовых стоков, и 2) годичную



Фиг. 16—19. Определение зарегулированных расходов при заданном полезном объеме водохранилища



Фиг. 16—20. График для расчета многолетнего регулирования при p=0,75

(сезонную) $V_{сез}$, необходимую для выравнивания внутригодовых (сезонных) колебаний стока.

Методами математической статистики обычно определяют многолетнюю составляющую емкости $V_{мн}$, значение которой характеризуется коэффициентом многолетней емкости:

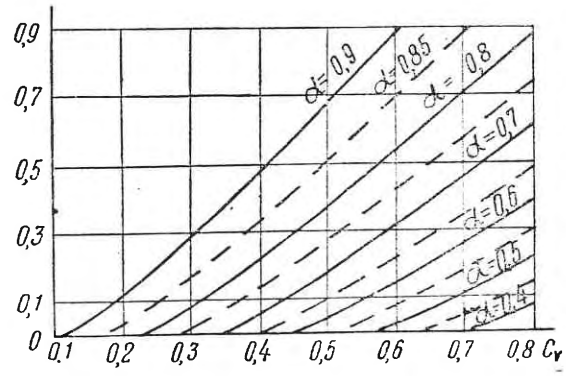
$$\beta_{мн} = \frac{V_{мн}}{W_0}, \qquad (16-17$$

и величину зарегулированного годового стока $W_р$, т. е. гарантированной отдачи за год, характеризуемую коэффициентом зарегулирования:

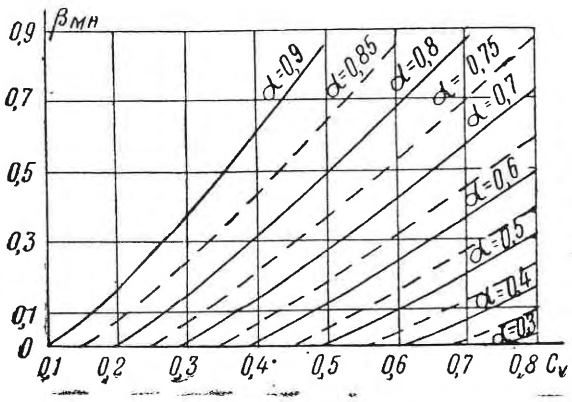
$$\alpha = \frac{W_р}{W_0}, \qquad (16-18)$$

где W_0 — среднемноголетний годовой сток.

Расчеты регулирования стока методом математической статистики производятся суммированием кривых обеспеченности годовых стоков и заполнений многолетней емкости водохранилища. Расчеты эти достаточно сложны, и в практике проектирования для определения значения многолетней емкости $V_{мн}$ используются графики, составленные инж. Я. Ф. Плешковым [23]; они представлены на фиг. 16—20 ÷ 16—25 и дают связь между значениями коэффициентов $\beta_{мн}$, α, C_V и обеспеченностью p: $\beta_{мн} = f(\alpha, C_V, p)$. Графики инж. Плешкова построены для различных значений: зарегулиро-



Фиг. 16—21. График для расчета многолетнего регулирования при p=0,80



Фиг. 16—22. График для расчета многолетнего регулирования при p=0,85

ванного стока (до α =0,90), многолетней емкости $\beta_{мн}$, коэффициента изменчивости годового стока (до C_V = =0,8) и обеспеченности (p=0,75, 0,80; 0,85; 0,90; 0,95; 0,97). Для промежуточных значений обеспеченности решение находится путем интерполяции.

Значение коэффициента асимметрии C_s при построении указанных графиков принималось равным удвоенному коэффициенту изменчивости годового стока: $C_s = 2C_V$.

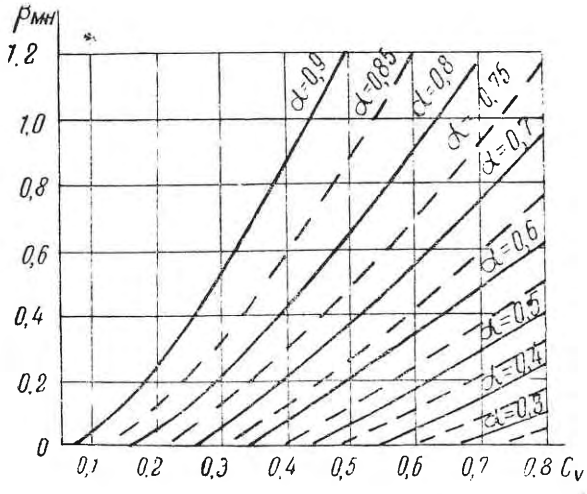
Для данных гидрологических условий (W_0, C_V), задаваясь двумя из трех (α, $\beta_{мн}$, p) характеристик многолетнего регулирования, третью можно определить по указанным графикам.

Расчет многолетней составляющей полезной емкости $V_п$ по графикам инж. Плешкова производится в следующем порядке:

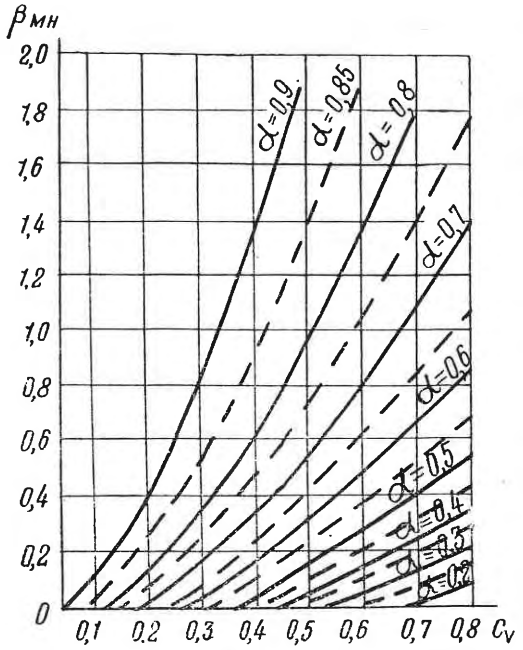
1) устанавливают многолетние характеристики стока W_0 и C_V;

2) определяют, исходя из требований водопользователей, значение зарегулированной отдачи $W_р$, соответствующий этой отдаче коэффициент α и значение расчетной обеспеченности p;

3) выбирают по заданному значению обеспеченности p соответствующий график, по которому при данном



Фиг. 16—23. График для расчета многолетнего регулирования при p=0,90



Фиг. 16—24. График для расчета многолетнего регулирования при p=0,95

C_V определяют $\beta_{мн}$, необходимое для обеспечения требуемой отдачи α;

4) по полученному значению $\beta_{мн}$ подсчитывают многолетнюю составляющую полезной емкости по формуле (16—17):

$$V_{мн} = \beta W_0.$$

Годичную (сезонную) составляющую емкости водохранилища многолетнего регулирования с достаточной точностью можно определить по формуле С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля:

$$\beta_{сез} = \alpha (T_{меж} - M), \qquad (16—19)$$

где $\beta_{сез} = \dfrac{V_{сез}}{W_0}$ — отношение сезонной емкости к среднемноголетнему стоку;

$T_{меж}$ — длительность межени в долях года;

$M = \dfrac{W_{ср.меж}}{W_0}$ — отношение среднего за многолетие стока межени к среднемноголетнему годовому стоку.

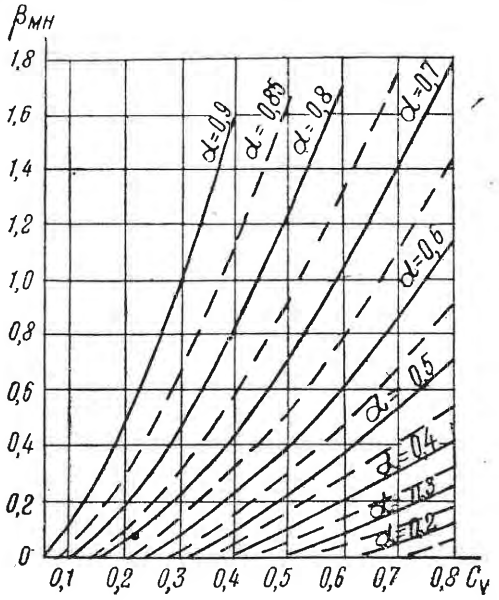
Пример расчета емкости водохранилища методом математической статистики.

1. $Q_0 = 150$ *м³/сек*; $W_0 = 4{,}725$ *км³/год*; $C_V = 0{,}30$; $C_S = 2C_V$.
2. $Q_р = 120$ *м³/сек*; $W_р$*=3,780 *км³/год*; p=95%.

$$\alpha = \frac{3{,}780}{4{,}725} = 0{,}8.$$

3. По графику (фиг. 16—24) $\beta = 0{,}35$.
4. $V_{мн} = 0{,}35 \cdot 4{,}725 = 1{,}65$ *км³*.
5. $M = 0{,}40$, $T_{меж} = 0{,}75$.
6. $\beta_{сез} = 0{,}8\,(0{,}75 - 0{,}40) = 0{,}28$.
7. $V_{сез} = 0{,}28 \cdot 4{,}725 = 1{,}32$ *км³*.
8. $V_п = 1{,}65 + 1{,}32 = 2{,}97$ *км³*.

* $W_р$ — зарегулированная отдача включает потери (отдача брутто).

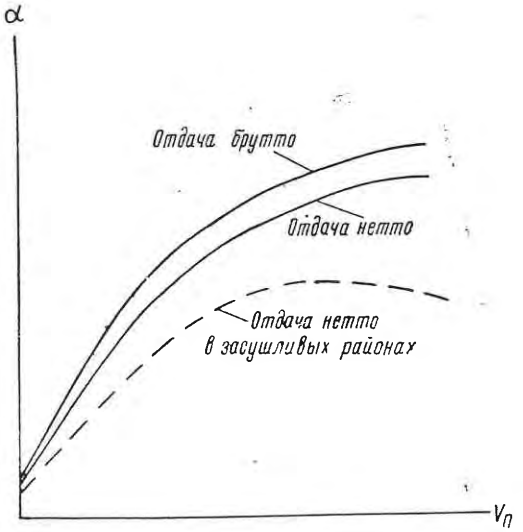


Фиг. 16—25. График для расчета многолетнего регулирования при p=0,97

д) Эффективность увеличения емкости водохранилища по мере повышения зарегулированности стока уменьшается.

Соотношение между емкостью водохранилища и зарегулированным расходом представлено на фиг. 16—26, из которой видно, что прирост зарегулированности $\Delta\alpha$ при высоких значениях α требует резкого увеличения полезной емкости водохранилища. Поэтому часто более целесообразным является некоторое ограничение отдачи, нежели увеличение емкости водохранилища.

Особенно существенное значение приобретает это положение для водохранилищ, расположенных в засушливых районах на маловодных равнинных реках, где с повышением емкости существенно возрастает площадь водного зеркала и соответственно увеличиваются потери.



Фиг. 16—26. Зависимость между емкостью водохранилища и отдачей

Вследствие этого прирост отдачи нетто (фиг. 16—26) меньше прироста отдачи брутто, и при некотором значении емкости отдача нетто достигает своего максимума [12, 14, 15, 16, 22, 28].

4. Регулирование стока на переменную отдачу

Регулирование стока на переменную отдачу в отличие от регулирования на постоянную отдачу заключается не только в обеспечении гарантируемого минимума $Q_{гар}$ в периоды маловодья, что, как правило, является первоочередной задачей, но и в достижении максимального использования стока в годы различной водности. Этот вид регулирования стока применяется на водохранилищах, обслуживающих гидроустановки, которые могут полезно использовать избытки стока сверх $Q_{гар}$. К такого рода гидроустановкам в первую очередь принадлежат гидроэлектростанции, работающие в энергосистемах.

При регулировании на переменную отдачу для повышения использования стока полезная емкость водохранилища ежегодно в течение межени, до начала половодья или паводка, должна срабатываться обычно полностью при годичном (сезонном) регулировании стока и частично — при многолетнем.

Чем бо́льшая часть емкости водохранилища ежегодно срабатывается, тем достигается большее использование стока. Ограничением ежегодной сработки водохранилища при многолетнем регулировании является необходимость сохранения в водохранилище достаточного объема воды для обеспечения требуемой гарантированной отдачи $Q_{гар}$ на случай наступления периода маловодных лет. Обычно при многолетнем регулировании в качестве допустимого объема ежегодной сработки принимается объем сработки водохранилища, достигаемый в первый год расчетного маловодного периода, при регулировании стока этого года на гарантированную отдачу ($Q_{гар}$ или $N_{гар}$).

Порядок использования водохранилища определяется правилами регулирования стока. Целью этих правил является обеспечение минимальных перебоев гарантированной отдачи и максимальное снижение объема холостых сбросов. Правила регулирования стока устанавливаются на основе анализа режима работы водохранилища в условиях различной водности. Основные правила изображаются обычно в виде диспетчерских графиков.

На диспетчерском графике (фиг. 16—27, *а*, *б*) на вертикали отложены емкости водохранилища или соответствующие им горизонты верхнего бьефа, а на горизонтальной оси — время года.

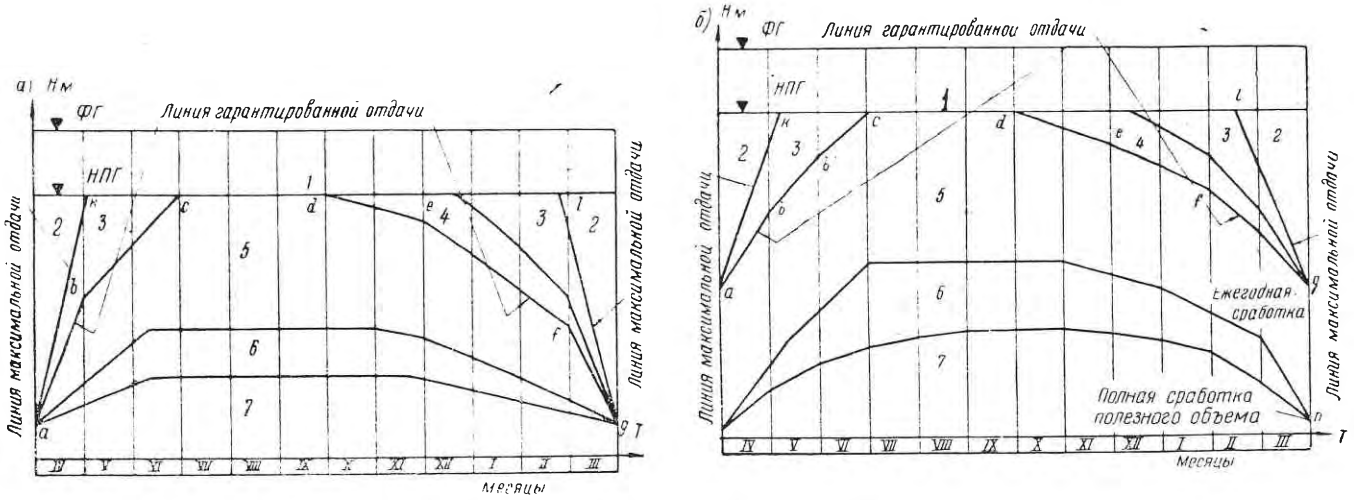
Координатное поле диспетчерского графика разделено на несколько зон, каждой из которых соответствует определенный режим работы водохранилища.

Пользование диспетчерским графиком сводится к следующему:

1) в координатах горизонтов и времени на поле диспетчерского графика наносится уровень воды в водохранилище в данный момент;

2) назначается отдача водохранилища в соответствии с режимом той диспетчерской зоны, в которой окажется нанесенная точка;

3) назначенная отдача водохранилища поддерживается до тех пор, пока фактические уровни воды в водохранилище ложатся на диспетчерском графике в пределах данной зоны;



Фиг. 16—27. Диспетчерский график

а — годичного регулирования стока реки; *б* — многолетнего регулирования стока реки; *1*—зона работы с максимальным расходом через гидроузел; *2* — зона работы с максимальной отдачей; *3* —с отдачей, равной 1,5 $N_{гар}$; *4* — с отдачей, равной 1,25 $N_{гар}$; *5* — с гарантированной отдачей $N_{гар}$; *6*— с пониженной отдачей $N_{сниж} = 0{,}9N_{гар}$; *7* —с пониженной отдачей $N_{сниж} = 0{,}8\ N_{гар}$

4) изменение отдачи водохранилища при переходе уровней из одной зоны в другую осуществляется с учетом требований потребителей (энергосистемы).

Основными элементами диспетчерского графика являются линии, разграничивающие между собой режимные зоны.

Линия *abcdefg* — линия гарантированной отдачи (противоперебойная) является верхней границей зоны, в пределах которой отдача назначается равной $Q_{гар}$ в зоне, расположенной выше линии *abcdefg*, допускается переход на повышенную против $Q_{гар}$ отдачу.

Линии *ak* и *lg* — линии максимальной отдачи (противосбросовые) — являются нижней границей зоны, в пределах которой отдача назначается равной полной пропускной способности установки.

Между линиями *abc* и *ak*, *defg* и *lg* могут быть проведены линии, определяющие постепенный переход от $Q_{гар}$ до Q_{max} установки.

При горизонтах воды в водохранилище выше линии *kcdl*, т. е. выше НПГ, обычно работают все отверстия гидроузла (турбины, водосбросы и водослив).

Линии диспетчерского графика состоят из двух ветвей: ветви сработки для периода межени и ветви наполнения для периода половодья.

Ветви наполнения и сработки линии гарантированной отдачи строятся как верхние огибающие стояния горизонтов в водохранилище при расчете наполнения и сработки водохранилища стоками половодья и межени. Эти стоки должны быть приведены к значениям, соответствующим расчетной обеспеченности при различных вариантах распределения стока в течение указанных сезонов.

Построение линий сработки и наполнения водохранилища, отвечающих отдаче гарантированного расхода воды $Q_{гар}$, начинается соответственно с моментов конца сработки и наполнения.

Распределение стока в течение половодья и межени принимается по данным наблюдений за прошлые годы; определяющими являются распределения стока, при которых получается наивысшее расположение ветвей наполнения и сработки линии гарантированной отдачи.

Ветвь сработки линии гарантированной отдачи с целью предотвращения дополнительных перебоев должна быть рассчитана на наиболее позднее начало половодья.

Линия максимальной отдачи (противосбросовая) строится следующим образом. Для объема многоводного половодья, достаточного для заполнения водохранилища при работе установки с полной пропускной способностью всех турбин при различном распределении стока в течение половодья определяются ординаты кривых наполнения водохранилища. Нижняя огибающая полученных таким образом кривых наполнений является ветвью наполнения линии при максимальной отдаче.

Для периода межени линия максимальной отдачи строится как нижняя огибающая линий стояния горизонтов в водохранилище в наиболее многоводные межени при различном распределении стока в течение этой фазы и работе установки с полной пропускной способностью всех турбин. Расчет горизонтов ветви сработки линии максимальной отдачи начинается обычно с момента достижения отметки ежегодной сработки (точка *g* на фиг. 16—27) и ведется против течения времени (до точки *l*).

Распределения стока как для многоводных половодий, так и многоводных меженей принимаются по данным наблюдений; определяющими являются распределения стока, обусловливающие наинизшее положение горизонтов в водохранилище в периоды многоводных половодий и межени.

Выше указывалось (стр. 459), что при выявлении неизбежности перебоя целесообразно до достижения полной сработки водохранилища заблаговременно сократить гарантированную отдачу с целью предотвращения перебоев большой глубины. Поэтому на диспетчерском графике предусматриваются зоны работы водохранилища с пониженной против гарантированной отдачей.

Для построения линий пониженной отдачи определяются горизонты водохранилища на различные календарные даты, необходимые для поддержания до конца межени пониженной отдачи (0,9; 0,8; 0,7$Q_{гар}$) при при-

токе к водохранилищу, равном стоку межени расчетной обеспеченности.

Расчет горизонтов линий пониженной отдачи ведется при различном распределении стока в период межени против течения времени от опорожненного водохранилища в конце межени. Верхние огибающие горизонтов верхнего бьефа принимаются в качестве границ зоны ограниченной (пониженной) отдачи.

Расчеты регулирования с применением диспетчерских графиков могут выполняться табличным способом или графически на интегральных кривых. В зависимости от наполнения (горизонта верхнего бьефа), как указывалось выше, в начальный момент расчетного промежутка времени по диспетчерскому графику определяется расход (мощность) установки, с которым она должна работать до конца данного отрезка времени. Дальше подсчитывается наполнение водохранилища к концу рассматриваемого отрезка времени, являющегося начальным моментом для следующего расчетного промежутка.

Следует указать, что эффект работы водохранилищ, регулирование стока в которых производится по определенному диспетчерскому графику, может быть повышен путем применения дополнительных правил, учитывающих прогнозы стока. Эффект от применения прогнозов стока заключается, главным образом, в увеличении использования избытков стока сверх $Q_{гар}$ [12, 22].

5. Регулирование половодий и паводков

Целью регулирования половодий и паводков является снижение («срезка») максимальных расходов, пропускаемых в нижний бьеф, что позволяет:

а) предотвратить (или уменьшить) наводнения на участке реки, расположенном ниже водохранилища;

б) сократить размеры водопропускных сооружений гидроузла (водослив, водосбросы).

Расчетами регулирования половодий (паводков) могут быть решены две задачи:

а) определение необходимой емкости водохранилища для обеспечения ниже гидроузла определенного максимального попуска, не превышающего заданную величину расхода;

б) установление величины расхода, до которой может быть снижен максимальный расход половодья (паводка) при заданном объеме водохранилища.

Величина расхода в нижнем бьефе, которая не должна быть превышена, устанавливается на основе специальных исследований прохождения паводков на участках реки ниже водохранилища, вызвавших наводнения.

В расчетах регулирования половодья (паводка) максимальному сбрасываемому в нижний бьеф зарегулированному расходу приписывается вероятность превышения исходного расчетного гидрографа половодья (паводка).

Расчетная вероятность превышения половодных (паводковых) гидрографов принимается, как правило, в зависимости от классов капитальности гидротехнических сооружений (см. гл. 13 и Строительные нормы и правила [31]).

Вероятность превышения половодных (паводковых) гидрографов может определяться вероятностью максимального расхода Q_{max} или объема стока половодья (паводка) $W_{пол}$.

Для водохранилищ относительно небольшой емкости наиболее невыгодные условия для срезки паводочных расходов определяются обычно гидрографом, расчетная вероятность которого установлена по Q_{max}; для водохранилищ относительно больших расчетным, как правило, является гидрограф, вероятность превышения которого принята по объему стока $W_{пол}$.

Часто в качестве расчетных принимаются гидрографы, в которых обе характеристики Q_{max} и $W_{пол}$ отвечают расчетной вероятности превышения.

Расчетные гидрографы, при наличии длительных гидрометрических данных, строятся по моделям наблюденных высоких половодий (паводков) путем умножения ординат гидрографа модели на соотношение Q_{max} или $W_{пол}$ расчетного половодья — к значению Q_{max} или $W_{пол}$ наблюденного гидрографа — модели.

В качестве модели должны приниматься гидрографы наблюденных половодий (паводков), очертание которых (форма) дает наиболее невыгодные условия для срезки максимальных расходов. При отсутствии наблюдений расчетные гидрографы строятся по теоретическим моделям [10, 12].

Расчетный гидрограф должен характеризовать приток к водохранилищу за период половодья или паводка. Поэтому, если гидрограф построен по гидрометрическим данным, отнесенным к створу плотины (гидрограф стока), необходимо его, для расчетов регулирования, превратить в гидрограф притока.

В бытовых условиях на подъеме половодья (паводка) высокие воды заполняют пойму реки, в связи с чем происходит трансформация паводочной волны при ее продвижении. Это явление особенно четко наблюдается на участках рек с малой боковой приточностью (например, Волга ниже устья Камы).

Для превращения гидрографа стока в гидрограф притока необходимо выполнить расчет *ретрансформации*. Целью этого расчета является исключение указанного регулирующего в бытовых условиях влияния речной поймы в пределах водохранилища на гидрограф половодья или паводка.

При наличии выше рассматриваемого водохранилища других водохранилищ гидрограф притока строится с учетом регулирующего влияния этих водохранилищ. При этом необходимо учесть, что в пределах подпорных бьефов скорость распространения паводочной волны увеличивается по сравнению с неподпертыми участками рек, хотя средняя скорость течения воды в водохранилищах меньше, чем в реке в бытовых условиях.

Это связано с тем, что в подпорных условиях «время добегания» расходов воды становится меньше, чем при отсутствии подпора. Под «временем добегания» — $t_д = \frac{\Delta V}{\Delta Q}$ подразумевается время, необходимое для изменения заполнения русла или долины реки на данном участке на объем $\Delta V = V_2 - V_1$ при соответствующем росте расходов на $\Delta Q = Q_2 - Q_1$ [12].

После установления расчетного гидрографа производится водохозяйственный расчет регулирования половодья (паводка) табличным или графическим способом. Длительность расчетного промежутка времени принимается обычно в расчете равной 1—2 суткам. При небольших водохранилищах и кратковременных паводках расчетный промежуток времени уменьшается до нескольких часов; наоборот, в случае больших водохранилищ длительность расчетного промежутка времени может возрасти до 5 и более суток.

Для гидроузлов с высокими напорами при расчетах трансформации половодья (паводков) можно пользоваться кривой статических объемов; при напорах, не-

значительно превышающих диапазон колебаний уровней воды в бытовых условиях (например, в волжских водохранилищах), целесообразно использовать кривые динамических объемов и расчет трансформации произвести с учетом неустановившегося движения волны половодья по бьефу водохранилища.

Расчетами трансформации половодий (паводков) устанавливается зависимость между размерами водопропускных сооружений, расходами, пропускаемыми в нижний бьеф, и емкостью водохранилища, которая используется для регулирования расчетных гидрографов. Расчет производится как для нормальных, так и для чрезвычайных условий.

Водохранилища, назначением которых является лишь борьба с наводнениями, создаются сравнительно редко.

Обычно полезная емкость используется как для повышения низких, так и для снижения максимальных расходов.

Если в этом случае водохранилище должно производить прежде всего срезку дождевых паводков, то в полезной емкости выделяется верхняя часть, которая в любое время в периоды прохождения этих паводков должна быть свободна и подготовлена для приема возможного очередного паводка; нижняя часть полезной емкости используется для повышения низких расходов воды.

В водохранилищах, регулирующих половодья или паводки, наступление которых приурочено к определенным сезонам года, вся или часть полезной емкости водохранилища может быть использована как для срезки максимальных расходов, так и для повышения стока межени, в особенности при наличии прогнозов половодного или паводочного стока.

Наибольшая срезка максимальных расходов может быть достигнута при открытии водопропускных отверстий с начала половодья и заполнении водохранилища частью расходов притока, которая не может быть пропущена в нижний бьеф при данной пропускной способности водопропускных отверстий гидроузла.

При описанной схеме пропуска половодья задерживается поднятие напора на гидроузле, и в отдельных случаях (при ошибках прогноза) водохранилище может оказаться к концу половодья незаполненным.

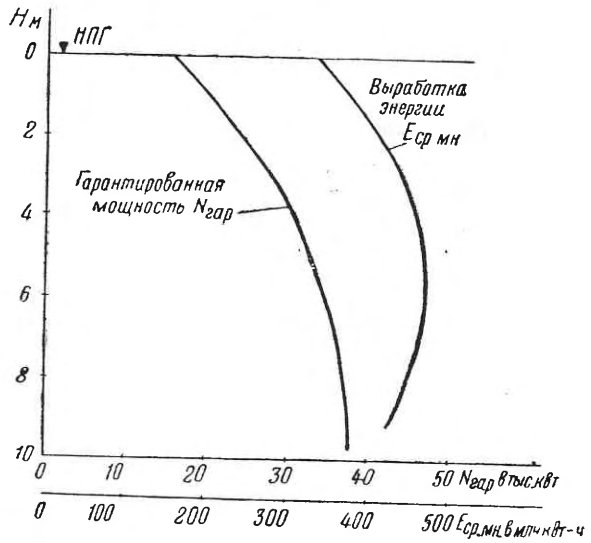
Для устранения отмеченных недостатков обычно разрабатываются диспетчерские графики пропуска половодий (паводков) через водохранилище в увязке с режимом заполнения полезного объема $V_п$ и гарантирующие водохранилище от непредусмотренной форсировки уровней, могущей вызвать аварию сооружений гидроузла.

16—6. ВОДНОЭНЕРГЕТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

1. Основные зависимости и положения

Регулирование стока на переменную отдачу в основном производится водохранилищами, обслуживающими в числе прочих водопользователей энергетику. Энергетический эффект работы водохранилища зависит как от значения зарегулированного расхода Q, так и от величины напора h. Мощность N гидроэлектростанции на зажимах генераторов равна:

$$N = cQh \text{ квт}. \qquad (16—20)$$



Фиг. 16—28. Зависимости между гарантированной среднесуточной мощностью $N_{гар}$, средней за многолетие выработкой $E_{ср.\,мн}$ и глубиной сработки водохранилища H

Коэффициент мощности

$$c = 9{,}81\,\eta_{турб}\,\eta_{ген},$$

где $\eta_{турб}$ — к. п. д. турбин;
$\eta_{ген}$ — к. п. д. генераторов.

При отсутствии детальных характеристик турбин и генераторов коэффициент c может быть принят для больших гидростанций в пределах 8,0—8,5, для небольших гидростанций в пределах 7,5—8,0.

Выработка энергии E гидростанции (в *квт-ч*) равна:

$$E = N_{ср.т}\,T, \qquad (16—21)$$

где $N_{ср.т}$ — средняя мощность за расчетный период в *квт*;
T — количество часов в периоде.

Для предварительных подсчетов общей выработки энергии гидростанции (в *квт-ч*) можно воспользоваться формулой:

$$E = 0{,}0022\,W_{турб}\,h_{ср}, \qquad (16—22)$$

где $W_{турб}$ — объем стока, пропущенный через турбины в *м*³;
$h_{ср}$ — средний напор в *м*, при котором был пропущен через ГЭС сток $W_{турб}$.

На основе формулы (16—22) составлена табл. 16—4, в которой дано количество *м*³ воды, необходимое для выработки *квт-ч* энергии при разных напорах.

Таблица 16—4

Количество *м*³ воды для выработки 1 *квт-ч* энергии

Напоры $h_{ср}$ в *м*	5	15	25	50	75	100
Количество *м*³ воды, необходимое для выработки 1 *квт-ч* энергии	90	30	18	9	6	4,5

Основным параметром гидростанции при принятом НПГ гидроузла является установленная мощность $N_у$, равная суммарной мощности генераторов, установленных на ГЭС.

Минимальный напор, при котором работа турбины обеспечивает получение всей (номинальной) мощности генератора, называется расчетным по мощности напором турбины — $h_{р.турб}$.

При напорах на ГЭС больше $h_{р.турб}$ всегда обеспечивается получение на ГЭС мощности, равной $N_у$.

С уменьшением действующего напора на ГЭС против $h_{р.турб}$ снижается по сравнению с $N_у$ мощность агрегатов гидростанции в соответствии с ограничениями, накладываемыми характеристикой турбинного оборудования.

Максимальная мощность ГЭС, которая может быть получена при данном напоре $h<h_{р.турб}$, называется *располагаемой по напору мощностью гидростанции*.

Основными водноэнергетическими показателями работы гидростанции при принятых НПГ и $N_у$ являются:

а) годовая выработка энергии ГЭС — средняя за длительный период лет (среднемноголетняя);

б) гарантированная отдача в виде соответствующих значений среднесуточных (среднемесячных) мощностей в расчетный маловодный период (год).

Максимальные значения показателей гидростанции получаются при определенных, оптимальных, значениях сработки водохранилища, устанавливаемых на основе анализа зависимости выработки энергии и гарантированной мощности от глубины сработки (фиг. 16—28).

Указанная зависимость строится по данным расчетов гарантированной мощности и годовой выработки энергии для нескольких значений отметки сработки водохранилища при принятом значении НПГ.

Для водохранилищ с приплотинными гидростанциями оптимальная глубина сработки, при которой достигается максимум гарантированной отдачи, в большинстве случаев составляет 25—30% от полного напора ГЭС. Глубина сработки ограничивается также условиями работы турбин, так как при большем углублении сработки и соответствующем падении напора происходит резкое понижение к. п. д. машин и располагаемых по напору мощностей ГЭС.

При наличии достаточно надежных прогнозов стока достижение максимальной выработки энергии может быть обеспечено при дифференцированной сработке водохранилища (глубокой — перед многоводными половодьями и менее глубокой перед маловодными).

При отсутствии прогнозов стока и на предварительных стадиях проектирования для получения максимальной выработки энергии на гидростанции предусматривается ежегодно сработка до одного «диспетчерского» горизонта, который принимается в соответствии с результатами расчетов для средних гидрологических условий.

Этот горизонт при сезонном регулировании может достигать отметки, соответствующей полной сработке полезной емкости водохранилища, т. е. отметки, установленной при определении принятой гарантированной отдачи (мощности). При многолетнем регулировании этот диспетчерский горизонт не должен быть ниже отметки сработки к концу первого года расчетного маловодного периода.

Оптимальное значение полезной емкости водохранилища и соответствующая ему глубина сработки меняются в зависимости от степени использования водных ресурсов в бассейне реки.

Создание нового водохранилища выше существующего повышает зарегулированность притока к существующему водохранилищу и глубина сработки его должна быть соответственно уменьшена. Наоборот, учет регулирующего влияния рассматриваемого водохранилища на гидроустановках, расположенных ниже его, приводит, как правило, к увеличению его полезной емкости и глубины сработки.

Сработка водохранилища, обеспечивающая получение максимальной выработки энергии, зависит также от установленной мощности гидроэлектростанции. При относительно большой $N_у$, при которой весь сток даже многоводных половодий проходит через турбины, для получения наибольшей выработки энергии целесообразно поддерживать уровень воды в водохранилище на возможно более высоких отметках и сработку вести лишь для обеспечения гарантированной отдачи.

2. Режим работы водохранилища

Режим работы водохранилища на равнинной реке, например, схематически может быть охарактеризован следующим образом.

После окончания половодья и заполнения водохранилища до НПГ в течение летней межени через гидростанцию пропускаются расходы притока и лишь в случае их недостаточности для обеспечения гарантированной отдачи производится сработка водохранилища. С начала зимы до конца межени производится постепенная сработка накопившихся в водохранилище выше линии гарантированной отдачи «избытков» стока.

Порядок сработки «избытков» стока в течение зимнего периода может быть назначен различным: или при условии равномерной сработки в течение зимы оставшегося к концу летне-осенней межени объема воды в водохранилище выше линии гарантированной отдачи, или при условии работы водохранилища с расходами воды через турбины ГЭС $Q_{турб}$, назначаемыми в течение зимнего периода в соответствии со следующей формулой:

$$Q_{турб} = \frac{\Delta V_{изб} + \Delta W_{зим}}{\Delta T}, \qquad (16—23)$$

где $\Delta V_{изб}$ — оставшийся избыточный объем воды в водохранилище выше линии гарантированной отдачи в момент t_i;

$\Delta W_{зим}$ — ожидаемый сток за время до конца зимнего периода от момента t_i до конца межени t_k (при отсутствии прогнозов можно принять ΔW равным средним значениям стока за многолетие);

$\Delta T = (t_k - t_i)$ — продолжительность периода от момента t_i до конца межени t_k.

Рекомендуемый режим сработки «избытков» стока обеспечивает обычно получение максимума выработки энергии за период межени, так как в течение значительной ее части (лето—осень) в водохранилище поддерживаются по возможности более высокие уровни и тем самым большие напоры; при этом в большинстве лет в зимний период выработка энергии повышается. От указанной общей схемы режима работы водохранилища могут быть те или иные отклонения, вызываемые как гидрологическими условиями (осенние паводки), так и специальными требованиями водопользователей.

Например, поддержание высоких уровней воды в водохранилище в первые зимние месяцы и сокращение тем самым длительности периода сработки может привести к невозможности использования значительной части мощности гидростанции в моменты прохождения максимумов суточных нагрузок во второй половине зимы.

Это положение, имеющее важное значение для низко- и средненапорных ГЭС, объясняется тем, что расходы воды, поступающие в нижний бьеф, при сокращении длительности периода сработки водохранилища возрастают до величин, вызывающих в зимних условиях значительное повышение уровней воды в нижнем бьефе водохранилища и тем самым уменьшение напоров и располагаемых по напорам мощностей ГЭС.

В период половодья надлежащий учет действия напора может оказать существенное влияние на использование избытков стока.

Обычно в половодье в случае установления уровней воды в водохранилище выше горизонтов, определяемых линией гарантированной отдачи, целесообразно переходить на работу с использованием полной пропускной способности турбин.

От указанного режима работы в отдельных случаях могут быть те или другие отклонения. Например, при достаточно большой пропускной способности гидростанции ускорение наполнения водохранилища в начале половодья за счет работы станции на гарантированную отдачу может привести к более быстрому повышению напора и соответствующему увеличению выработки энергии за период половодья.

При относительно меньшей пропускной способности ГЭС целесообразным является в многоводные половодья замедление наполнения водохранилища по сравнению с режимом горизонтов, определяемым линией гарантированной отдачи; это замедление приводит к уменьшению холостых сбросов и увеличению выработки энергии за период половодья.

Уточнение режима наполнения водохранилища с целью достижения максимума выработки энергии может быть обеспечено путем применения прогнозов половодного стока (см. стр. 459).

При заполнении водохранилища в период половодья может оказаться необходимым обеспечить также определенный режим напоров, достаточных для снятия требуемых энергосистемой мощностей гидростанции.

Фиг. 16—29. Хронограммы элементов режима работы водохранилища и гидроэлектростанции

Пример водноэнергетического расчета приведен в табл. 16—5, вычисления в которой производятся аналогично табл. 16—3.

Результаты водноэнергетических расчетов за многолетний период показаны на фиг. 16—29 в виде хронограмм колебаний: а) уровней воды в верхнем и нижнем бьефах водохранилища; б) расходов воды в нижнем бьефе водохранилища; в) напоров гидростанции; г) среднесуточных (среднемесячных) и располагаемых по напору мощностей гидростанции; д) годовых выработок энергии, а также в виде графиков продолжительности элементов режима ГЭС (фиг. 16—30).

Эти графики строятся путем расположения в убывающем порядке значений водноэнергетических характеристик за многолетний ряд. Обеспеченность (в процентах) каждого члена ряда определяется по формуле:

$$p = \frac{m}{n+1}, \qquad (16—24)$$

где m — порядковый номер члена ряда;
n — общее число членов ряда.

См. [2, 8, 12, 18, 22].

3. Суточное регулирование

При среднесуточной мощности гидроэлектростанции, меньшей установленной, ГЭС работает в течение суток с переменной отдачей, которая достигает наибольшего значения в часы прохождения максимума нагрузки.

Такой режим работы гидроэлектростанции в течение суток является наиболее выгодным, так как позволяет уменьшить необходимое количество тепловых мощностей в энергосистеме [12].

Колебания мощностей гидростанции при суточном регулировании происходят достаточно резко (см. фиг. 16—14,*б*); в течение очень короткого времени мощность гидростанции может возрасти от нуля до полной установленной.

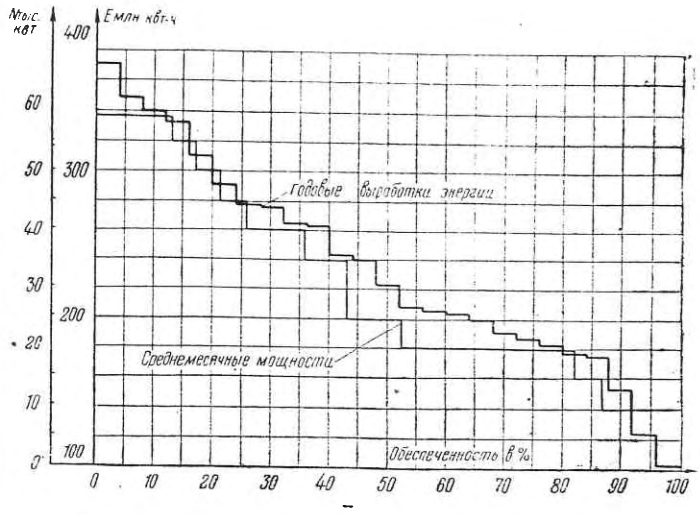
Для перерегулирования равномерного в течение суток притока в неравномерную отдачу в соответствии с суточным режимом мощностей требуется устройство водохранилища суточного регулирования. Емкость водохранилища суточного регулирования определяется табличным способом или графически при помощи интегральных кривых путем сопоставления по часам суток неравномерного потребления с равномерным притоком. В качестве расчетных суток для определения емкости, необходимой для суточного регулирования, следует принимать сутки маловодного периода, в течение которых высокий максимум отдачи имеет место при относительно низкой среднесуточной мощности гидростанции.

В зависимости от меняющейся в течение суток мощности гидростанции происходят изменения расходов воды через турбины станции, вызывающие в свою очередь суточные колебания уровней воды как в верхнем, так и в нижнем бьефах установки.

Расчеты колебаний уровней воды при суточном регулировании проводятся методами гидравлики неустановившегося движения [1].

На водохранилищах, создаваемых в речных долинах, колебания уровней в верхнем бьефе в связи с суточным регулированием имеют небольшую величину, которой на практике можно пренебречь.

Колебания уровней в нижнем бьефе гидроузлов имеют довольно значительную величину (1—2 *м* и более) и могут существенно отразиться на условиях судоходства на достаточно большом участке реки ниже гидростанции, а также на мощности и выработке энергии самих гидростанций, в особенности низко- и средненапорных.



Фиг. 16—30. График продолжительности годовых выработок энергии и среднемесячных мощностей

Для судоходства основное значение имеет полная остановка гидростанции или резкое сокращение расходов через турбины в течение достаточно длительного времени суток (4—6 час.). Это приводит к понижению уровней воды и тем самым судоходных глубин в нижнем бьефе в навигационный период в течение определенной части суток. В зимнее время колебания уровней при суточном регулировании могут иметь влияние на условия зимовки судов в затонах. Указанные обстоятельства на реках с развитым судоходством вызывают в ряде случаев ограничение работы гидростанции в режиме суточного регулирования, что приводит к недоиспользованию мощности ГЭС.

Выработка энергии гидроэлектростанции в результате ее работы в режиме суточного регулирования в небольшой степени уменьшается[2]. Это обусловливается тем, что за часы работы ГЭС средний уровень нижнего бьефа становится более высоким, чем уровень воды, соответствующий среднесуточному расходу. Напор ГЭС, на котором перерабатывается суточный сток, оказывается в среднем меньше среднесуточного напора при равномерной работе гидростанции со средним расходом в течение суток. Это снижение напора непосредственно вызывает уменьшение среднесуточной мощности и выработки гидроэлектростанции и, кроме того, влияет на эти показатели в связи с изменением значения коэффициента полезного действия турбин, которое зависит от действующего напора.

Чем больше напор гидростанции, тем влияние суточного регулирования на уменьшение показателей работы ГЭС становится относительно меньше.

Для средненапорных ГЭС (15—25 *м*) снижение средней годовой выработки может составить 1—3%. Для иллюстрации режима горизонтов при суточном регулировании на фиг. 16—31 приводится ход колебаний уровней в ряде створов, расположенных в ниж-

[1] Изложение методов расчета неустановившегося движения—см. [3, 5, 21, 30].

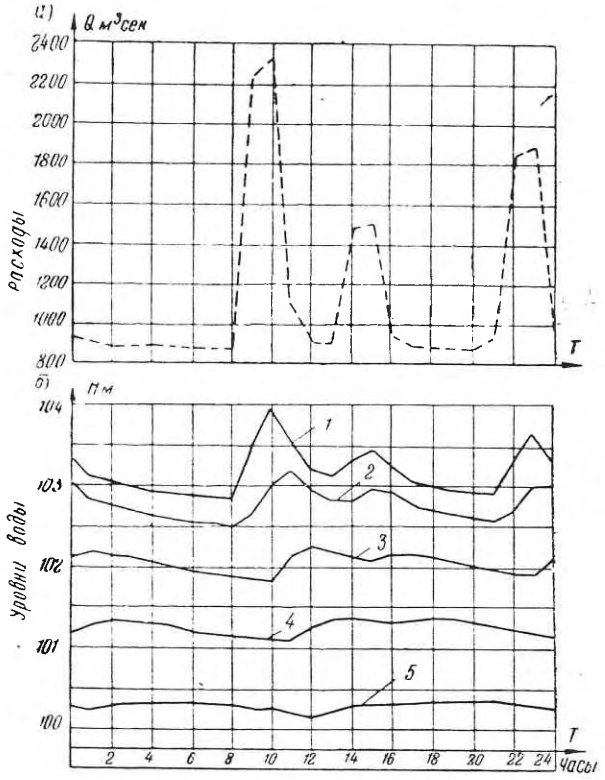
[2] Эти потери значительно перекрываются экономией капитальных вложений за счет уменьшения количества необходимых тепловых мощностей в энергосистеме.

Таблица 16—5

Водноэнергетический расчет

Месяц и декада	Расходы в $м^3/сек$											Объем водохранилища в млн. $м^3$		Горизонт в $м$			Напор h в $м$		Мощность $N_{ср}$ в тыс. $квт$	Выработка энергии E в млн. $квт\text{-}ч$
	приток	потери					полезный приток	наполнение и сработка водохранилища	сбросные	через турбины	нижнего бьефа			верхний бьеф		нижний бьеф—средний	брутто	нетто		
		шлюзование	фильтрация	испарение	льдообразование	прочие						за промежуток времени	полный	конечный	средний					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
IV 1	150		8	2			140			140	148	—	530	149,0	149,0	134,95	14,05	13,55	15,4	3,70
2	1 400		8	2	+117		1 507	—1 261	—	246	254	— 1 090	1 620	153,0	151,0	135,45	15,55	15,05	30,4	7,30
3	1 030		8	2	+117		1 137	— 856		281	289	— 740	2 360	154,5	153,75	135,59	18,16	17,65	40,6	9,74
V 1	382		8	4			370	—284		86	94	—246	2 606	154,9	154,7	134,63	20,07	19,57	13,8	3,31
2	160		8	4			148	— 70,6	—	77,4	85,4	— 61	2 667	155,0	154,95	134,57	20,38	19,88	12,6	3,02
3	92,5		8	4			80,5			80,5	88,5	—	2 667	155,0	155,0	134,50	20,50	20,00	13,2	3,48
VI	135		8	4			123	—		123	131	—	2 667	155,0	155,0	134,86	20,14	19,64	19,5	14,05
VII	147		8	4			135	—		135	143	—	2 667	155,0	155,0	134,92	20,08	19,58	21,4	15,90
VIII	184		8	3			173	—		173	181	—	2 667	155,0	155,0	135,30	19,70	19,20	27,4	20,40
IX	133		8	2			123	—	—	123	131	—	2 667	155,0	155,0	134,86	20,14	19,64	19,5	14,01
X	108		8	—			100	—		100	108	—	2 667	155,0	155,0	134,72	20,28	19,78	16,2	12,05
XI	68,1		8	—			60,1	35,6		95,7	103,7	92	2 575	154,85	154,92	134,69	20,23	19,73	15,5	11,15
XII	41,5		8	—	4		29,5	191,0		220,5	228,5	511	2 064	153,97	154,41	136,18	18,23	17,73	32,1	23,80
I	44,8		8	—	14		22,8	191		213,8	221,8	511	1 553	152,82	153,40	136,13	17,27	16,77	29,4	21,80
II	36,5		8	—	23,5		5,0	211		216	224	511	1 042	151,31	152,06	136,15	15,91	15,41	27,3	18,35
III 1	38,2		8	—	22,5		7,7	197		204,7	212,7	170	871	150,69	151,00	136,08	14,92	14,42	23,8	5,71
2	62,7		8	—	22,5		32,2	197	—	229,2	237,2	170	701	149,96	150,32	136,23	14,09	13,59	25,3	6,08
3	56,5		8	—	25,5		23,0	179,5		202,5	210,5	171	530	149,0	149,48	136,06	13,42	12,92	21,2	5,60
Итого за год*	5 431		260	52	+35		5 154	—2 137 2 137			5 154									199,45
В среднем*																	18,54	18,04	22,8	

* Итоги годовые по расходам в млн. $м^3$, по остальным графам—в их измерителях.



нем бьефе гидроузла на разном расстоянии от створа гидростанции.

Для гидростанции при суточном регулировании наибольшие значения имеют наивысшие горизонты воды в створе, непосредственно расположенном ниже гидростанции, устанавливающиеся в часы работы ГЭС с максимальной мощностью.

Эти наивысшие суточные горизонты определяют минимальные в течение суток напоры и тем самым располагаемые по напору мощности гидростанции в часы прохождения максимума суточных нагрузок[1].

Для предварительных расчетов можно принять, что наивысший горизонт непосредственно в нижнем бьефе гидростанции в условиях суточного регулирования при относительно небольшой длительности максимума суточной нагрузки (1—3 часа) будет примерно равным среднему уровню между уровнем, соответствующим среднему за сутки расходу воды, и уровнем, который установится в нижнем бьефе при длительной работе ГЭС с максимальной суточной нагрузкой [8, 12, 18, 22].

[1] Уровень воды в нижнем бьефе обычно достигает наивысшего значения немного позже момента прохождения максимума нагрузки; этой неточностью можно пренебречь.

Фиг. 16—31. Графики расходов и уровней в нижнем бьефе водохранилища при работе ГЭС в режиме суточного регулирования

а — расходы в нижнем бьефе ГЭС; *б* — уровни в нижнем бьефе; створы: *1* — ГЭС; *2* — в 5 *км* от ГЭС; *3* — в 18 *км* от ГЭС; *4* — в 30 *км* от ГЭС; *5* — в 42 *км* от ГЭС

ЛИТЕРАТУРА

1. Айвазьян В. Г., Определение расчетных норм обеспеченности гидроэлектростанции, журнал „Гидротехническое строительство" № 4, 1947.

2. Айвазьян В. Г., Основные положения энергоэкономических расчетов при проектировании гидроэлектростанций, журнал „Гидротехническое строительство" № 1—2, 1945.

3. Архангельский В. А., Расчеты неустановившегося движения в открытых водотоках, изд. Академии наук СССР, 1947.

4. Бочков Н. М., Водная среда и изменение ее качества при регулировании стока как фактор водохозяйственного расчета, Труды первого совещания по регулированию стока, изд. Академии наук СССР, 1946.

5. Гильденблат Я. Д., Макулов В. В., Семиколенов А. С. (под ред. С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля), Неустановившийся режим нижнего бьефа гидростанции, сборник „Проблемы регулирования речного стока", вып. 2, изд. Академии наук СССР, 1948.

6. Гильденблат Я. Д. и Казак В. Р., О выборе обеспеченности при расчете водохранилищ для промышленного водоснабжения, сборник „Проблемы регулирования речного стока", вып. 4, изд. Академии наук СССР, 1949.

7. Ефимович П. А., Вопросы водохозяйственных расчетов и гидрологии, ОНТИ, 1936.

8. Золотарев Т. Л., Гидроэнергетика, Госэнергоиздат, 1950.

9. Коренистов Д. В., Исследования к выбору обеспеченной и установленной мощностей гидростанции, работающей с суточным регулированием в энергетической системе, сборник „Проблемы регулирования речного стока", вып. 4, изд. Академии наук СССР, 1949.

10. Крицкий С. Н. и Менкель М. Ф., Гидрологические основы речной гидротехники, изд. Академии наук СССР, 1950.

11. Крицкий С. Н., Менкель М. Ф., Россинский К. И., Зимний термический режим водохранилищ, рек и каналов, Госэнергоиздат, 1947.

12. Крицкий С. Н. и Менкель М. Ф., Водохозяйственные расчеты, Гидрометеоиздат, 1952.

13. Крицкий С. Н., Менкель М. Ф., Макулов К. И., Россинский К. И., Семиколенов А. С., Зимний режим водохранилищ и каналов. Наблюдения и исследования, сборник „Проблемы регулирования речного стока", вып. 3, изд. Академии наук СССР. 1948.

14. Крицкий С. Н. и Менкель М. Ф., Многолетнее регулирование стока, журнал „Гидротехническое строительство" № 11, 1935.

15. Крицкий С. Н. и Менкель М. Ф., Обобщенные приемы расчета регулирования стока на основе математической статистики, журнал „Гидротехническое строительство" № 2, 1940.

16. Крицкий С. Н. и Менкель М. Ф., О способах определения сезонной емкости, журнал „Гидротехническое строительство" № 10—11, 1945.

17. Лифанов И. А., Организация чаши водохранилища, Госэнергоиздат, 1946.

18. Ляпичев П. А., Водноэнергетический режим гидроэлектростанций, Госэнергоиздат, 1952.

19. Ляпичев П. А., Бесперебойное регулирование стока с учетом катастрофически маловодных лет, журнал „Гидротехническое строительство" № 12, 1944.

20. Ляпичев П. А., Регулирование стока, изд. „Водный транспорт", 1939.

21. Мелещенко Н. Т. и Якубов М. С., Методика расчетов неустановившегося движения в открытых руслах по методу академика С. А. Христиановича, Изд. ВНИИГ, т. XXXVIII, 1948.

22. Никитин С. Н., Методика водноэнергетических расчетов, Госэнергоиздат, 1949.

23. Плешков Я. Ф., Быстрый и точный расчет водохранилищ, журнал „Гидротехническое строительство" № 6, 1939.

24. Плешков Я. Ф., Солевой режим водохранилищ (теория и инженерный расчет), Гидрохимический институт, сборник „Гидрохимические материалы", т. XIX, изд. Академии наук СССР, 1951.

25. Поляков Б. В., Гидрологический анализ и расчеты, Труды первого совещания по регулированию стока, изд. Академии наук СССР, 1946.

26. Потапов М. В., Регулирование стока, Сельхозгиз, 1940 и 1950.

27. Россинский К. И., Кузьмин И. А., Некоторые вопросы прикладной теории формирования речных русел, сборник „Проблемы регулирования речного стока", вып. 1, изд. Академии наук СССР, 1947.

28. Саваренский А. Д., Графики для расчета дефицитов отдачи и наполнений водохранилищ при многолетнем регулировании стока, сборник „Проблемы регулирования речного стока", вып. 4, изд. Академии наук СССР, 1950.

29. Шамов Г. И., Заиление водохранилищ, Гидрометеоиздат, 1939.

30. Христианович С. А., Неустановившееся движение в каналах и реках сборник „Некоторые вопросы механики сплошной среды", изд. Академии наук СССР, 1938.

31. Строительные нормы и правила, ч. II, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

ГЛАВА СЕМНАДЦАТАЯ

ОБЩИЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПЛОТИН

17—1. КЛАССИФИКАЦИЯ ПЛОТИН

Плотины различных типов могут быть классифицированы по следующим признакам:

а) по роду основного материала: 1) земляные; 2) каменно-набросные и из сухой кладки; 3) каменно-земляные — из земли и камня; 4) бетонные и каменные; 5) железобетонные; 6) деревянные;

б) по способу пропуска расчетных максимальных паводковых вод:

1) глухие плотины (с береговыми водосбросами) и 2) водосбросные, которые делятся на: а) водосливные плотины (сброс расчетных максимальных паводков производится через гребень плотины) и б) плотины с глубинными отверстиями.

Примечания. 1. Классификация плотин из различных материалов по типу их конструкции дается в отдельных главах справочника, относящихся к плотинам.

2. Классификация плотин по капитальности производится по СНиП (см. также гл. 7 справочника).

17—2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ КЛАССИФИКАЦИЯ ПОПЕРЕЧНЫХ СТВОРОВ РЕЧНЫХ ДОЛИН

Примерная инженерно-геологическая классификация поперечных створов речных долин дана в табл. 17—1.

Более подробные данные, характеризующие морфологию речной долины, мощность поверхностных отложений и однородность состава коренной породы приведены в [1].

17—3. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К ОСНОВАНИЯМ ПЛОТИН И ВЫБОР ТИПА ПЛОТИНЫ [5], [9]

1. Требования к скальным основаниям

При возведении плотин на скальном основании к нему предъявляются следующие общие требования: а) достаточная прочность горных пород; б) монолитность пород (отсутствие значительных трещин, расселин, зон глубокого выветривания, разрушения или размягчения); участки сбросов, в особенности продольных и активных, для строительства плотин весьма неблагоприятны и их следует избегать; в) в случае оснований из пластов различных горных пород — отсутствие слоев слабых пород, создающих облегченные условия скольжения плотины (в особенности, слабых горных пород с падением в сторону нижнего бьефа) или облегченные условия фильтрации из верхнего бьефа в нижний; г) достаточная водоустойчивость пород (нерастворяемость, неразмягчаемость и т. п.). В этом отношении наличие гипсов, ангидридов, сильно загипсованных пород и пластов каменной соли в основании весьма неблагоприятно для возведения плотины. Таких створов сооружений следует избегать.

2. Требования к нескальным основаниям

Возведение плотин на нескальном основании требует наличия следующих общих условий: а) достаточной несущей способности пород основания; б) возможно большей однородности грунтов основания и отсутствия прослоек или пластов грунтов, легко вымываемых фильтрационным потоком; в) отсутствия в основании слоев и линз слабых пород, создающих облегченные условия скольжения плотины, и в частности слоев с падением в сторону нижнего бьефа; г) малой и возможно равномерной сжимаемости пород; д) достаточной водоустойчивости пород (нерастворяемости в воде, неразмягчаемости, отсутствия резких изменений плотности, объема и т. п.).

3. Соображения по выбору типа плотины

В зависимости от различных геологических условий створа сооружения (см. табл 17—2) [10] предварительно выбирается тип плотины. Уточнение выбора типа плотины делается на основе анализа конкретных местных условий и вариантов проекта с учетом указанных выше требований к основаниям плотин.

Окончательный выбор типа плотины делается после рассмотрения комплекса условий: величины напора, гидрологического режима (пропуска максимального расхода, льда и наносов), будущей эксплуатации сооружений, производства работ, наличия механизации работ, строительных материалов, экономики и т. п.

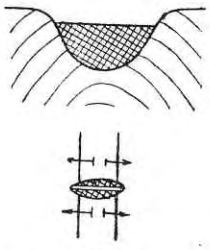
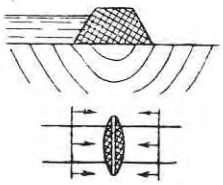
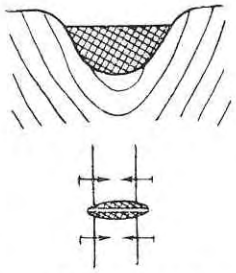
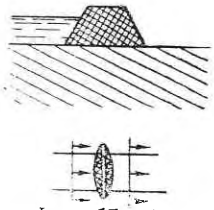
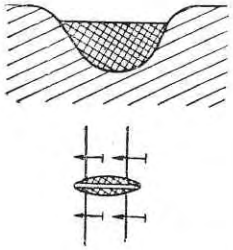
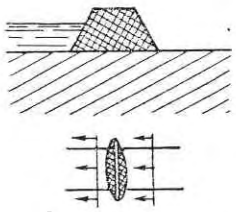
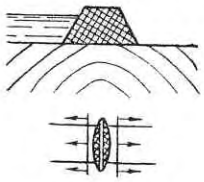
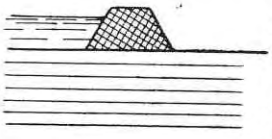
17—4. РАСЧЕТ ВОДОСБРОСНЫХ ОТВЕРСТИЙ ПЛОТИН

Расчет отверстий гидротехнических сооружений на пропуск наибольших расходов воды состоит в определении:

а) величины вероятных наибольших расходов воды в период снегового половодья и дождевых паводков для естественного незарегулированного состояния реки;

Таблица 17—1

Примерная инженерно-геологическая классификация поперечных створов речных долин [10].

Направление долины относительно простирания пластов горных пород	Тип речной долины	Краткая инженерно-геологическая характеристика створа плотины	Направление долины относительно простирания пластов горных пород	Тип речной долины	Краткая инженерно-геологическая характеристика створа плотины
Параллельнотектоническому простиранию	Антиклинальный участок  *Фиг. 17—1,а*	Участок неблагоприятный, поскольку по некоторым слоям возможна фильтрация в нижний бьеф. По оси антиклинали породы обычно сильно раздроблены, что повышает их фильтрационную способность и понижает прочность	Перпендикулярно тектоническому простиранию	Синклинальный участок  *Фиг. 17—1,д*	Участок, более благоприятный в смысле устойчивости сооружений, но менее благоприятный в фильтрационном отношении
	Синклинальный участок  *Фиг. 17—1,б*	Замечания, сделанные относительно антиклинального участка, остаются в силе и для этих участков; однако раздробленность пород обычно здесь несколько меньше		Моноклинальные участки: 1) согласно падающие слои  *Фиг. 17—1,е*	Участок неблагоприятный как в отношении возможности сдвига плотины, так и фильтрации под сооружением. При крутом падении условия улучшаются
	Моноклинальный участок  *Фиг. 17—1,в*	Из всех долин, ориентированных параллельно простиранию, моноклинальные долины, вообще говоря, наиболее благоприятны. Возможность фильтрации по некоторым слоям остается; однако при прочих равных условиях раздробленность пород наименьшая		2) супротивно падающие слои  *Фиг. 17—1,ж*	Наиболее благоприятные условия. Супротивное падение слоев препятствует сдвигу плотины и фильтрации
Перпендикулярно тектоническому простиранию	Антиклинальный участок  *Фиг. 17—1,г*	Участок неблагоприятный, так как раздробленность пород в сочетании с падением их в сторону нижнего бьефа по сухому откосу плотины может вызвать смещение тела плотины. При раздробленности пород не исключена фильтрация		горизонтальное залегание  *Фиг. 17—1,з*	Горизонтальное залегание в определенных условиях может обусловить значительную фильтрацию и сдвиг. Раздробленность пород незначительна и ограничивается обычно зоной выветривания

Типы плотин, возводимых в различных геологических условиях *Таблица 17—2*

Геологические условия	Типы плотин				
	земляная	каменно-набросная	бетонная гравитационная	бетонная арочная	железобетонная ребристая (контрфорсная)
А. Долины в коренных отложениях, мощность наносов меньше 5—6 *м*					
I. Коренные породы скальные					
1. Дислоцированные породы:	Постройка возможна без удаления наносов, доводя зуб или диафрагму до коренных пород, но в зависимости от характера наносов и типа плотины они могут и отсутствовать	Наносы удаляют, если они не галечные, последние оставляют в зависимости от их прочности и высоты плотины	Для напора плотины более 10—15 *м* наносы, как правило, удаляют, основание плотины—на скале	Наносы удаляют при всех напорах, требуется безупречное качество скальных берегов и основания	До напора около 25 *м* можно строить на наносах, доводя зуб до скалы, но следует сопоставить с вариантом удаления наносов; при напоре до 30—40 *м* можно строить на хорошем галечном, валунном основании, а при большем напоре надо наносы удалять; в случае недостаточно прочных наносных отложений последние следует также удалять
а) водоустойчивые	Высота плотины зависит от прочности скалы. С фильтрацией борьба при помощи цементационных и других завес				
б) водонеустойчивые	Менее благоприятно падение слоев, согласное с падением долины, чем наоборот Напор ограничивается на основе специальных исследований и опытов. Укрепление основания сплошной цементацией, глинизацией, асфальтизацией и другими методами. Специальные мероприятия для борьбы с разрушением основания от фильтрации (глубокие завесы, понуры, дренаж). При прогнозе быстрого разрушения основания— отказ от постройки плотины в данном месте				
	Общее замечание. В зависимости от характера дислокации пород напоры могут быть понижены, а в случаях активных сбросов следует отказаться от плотины в данном месте				
2. Недислоцированные:	Геологическая картина в общем более благоприятная по сравнению со случаем дислоцированных коренных пород				
II. Коренные породы нескальные					
Однородные: а) пески	Возможна однородная или с длинным понуром и экраном в верхнем бьефе, если потери воды через плотину и основание велики	Большей частью нецелесообразна, но возможна при ограниченной высоте плотины—до 30—35 *м*—и принятии специальных мер в основании	Достигнутый максимальный напор 25—30 *м*	—	Возможна при сплошной фундаментной железобетонной плите до напора 25—30 *м*. При более высоких напорах пока не проектировались; вероятно, потребуются дорогие мероприятия
б) галечники	Возможна, с принятием мер против фильтрации в основании	Возможна для напора 20—50 *м* и более в зависимости от прочности основания	Напор до 30—40 *м* при сложных работах в основании в зависимости от несущей и фильтрационной способности основания	—	Возможна при напоре до 30—50 *м* в зависимости от несущей способности и фильтрационных свойств коренных пород
в) глины	Возможна, как в случае I	Возможна, как в случае I, но напор ограничен условиями деформации основания	Как в случае I; напор ограничивается условиями сдвига, несущей способностью и осадкой глины 25—30 *м*	—	Как в случае I, но с ограничением напора до 30 *м* в зависимости от свойств глины

Б. Долины в условиях наносов большой мощности

В случае песчаных, супесчаных наносов большой мощности возможны земляные плотины почти любой высоты; каменно-набросные—с ограничением напора до 30—35 *м*; ассивные бетонные и ребристые, железобетонные—до 30 *м*. В случае глинистых оснований напор снижается против указанных выше цифр в зависимости от условий сдвига плотины. Сложные геологические условия основания также могут заставить снизить указанные выше напоры

б) величины расчетного расхода воды, подлежащей пропуску через сооружения гидроузла в период эксплуатации;

в) общего режима пропуска половодных или дождевых паводков через сооружения гидроузла.

1. Расчетная вероятность паводков и определение расчетного расхода

Расчетная вероятность появления наибольших расходов воды для естественного незарегулированного состояния реки должна устанавливаться для двух случаев, определяющих нормальные и чрезвычайные условия эксплуатации, согласно гл. 13.

Примечания. 1. Величину вероятных наибольших расходов воды для естественного незарегулированного состояния реки рекомендуется определять по указаниям ГОСТ 3999-48 [2].

2. При определении величины расчетного наибольшего расхода необходимо дополнительно:

а) учитывать объем, состав и надежность гидрологических материалов, а также данные об „исторических" горизонтах и расходах;

б) анализировать результаты, полученные на основании расчетов, с принятием во внимание физико-географических условий бассейнов данной реки и рек-аналогов, а также с учетом условий формирования максимальных расходов в данном бассейне;

в) использовать данные эксплуатации существующих гидротехнических сооружений, расположенных в исследуемом и смежных бассейнах (аналогах).

Величина расчетного расхода воды, подлежащего пропуску через сооружения гидроузла, должна определяться с учетом трансформации стока как проектируемым водохранилищем, так и действующими водохранилищами, расположенными выше проектируемого узла сооружений.

2. Основные условия пропуска паводков через водосбросные отверстия

Отверстия гидротехнических сооружений должны обеспечивать пропуск наибольших расчетных расходов как при нормальных, так и при чрезвычайных условиях эксплуатации сооружений.

Примечания. 1. При нормальных условиях эксплуатации сооружений пропуск наибольших расходов должен обеспечиваться при сохранении запасов превышения гребня подпорных сооружений, указанных в п. 17—5.

2. При чрезвычайных условиях эксплуатации сооружения допускается уменьшение величины превышения гребня подпорных сооружений над горизонтом воды (форсированным) в верхнем бьефе до размеров, указанных в табл. 17—8.

3. При наличии особого задания отверстия гидротехнических сооружений должны обеспечивать также пропуск расхода, возникающего вследствие полного или частичного разрушения вышерасположенных плотин.

3. Основные принципы назначения размеров водосбросных отверстий

а) Общие соображения

Число, размеры и конструкцию водосбросных отверстий следует устанавливать по величине наибольшего расчетного расхода воды, подлежащего пропуску, с учетом:

1) удельных расходов воды (на 1 *пог. м* отверстия), допустимых по условиям прочности сооружения и размывов в нижнем бьефе;

2) возможности и целесообразности одновременного использования для пропуска наибольшего расхода, помимо водосбросных и водоспускных отверстий плотины, также водопропускных отверстий гидроэлектростанций, работающих турбин, шлюзов и различных водоприемников.

При пропуске паводка через турбины ГЭС в нормальных условиях эксплуатации пропускная способность турбин учитывается в размере до 80% (согласно табл. 17—3а) и при пропуске паводка в чрезвычайных условиях эксплуатации — в размере 100% пропускной способности турбин.

3) скорости открытия отверстий и ее соответствия характеру нарастания расходов воды;

4) обеспечения пропуска льда, шуги и наносов через сооружения при соответствующих расходах воды;

5) типа и конструкции затворов отверстий.

Таблица 17—3а

Число турбин, не учитываемых при пропуске паводка в нормальных условиях эксплуатации

Число установленных на ГЭС турбин	Число турбин, не учитываемых при пропуске паводка
1— 5	1
6—10	2
11—15	3
16—20	4

Примечание. При назначении числа, размеров и конструкций водосбросных и водоспускных отверстий плотин следует стремиться к достижению возможно меньшей длины бетонных и железобетонных участков плотин за счет увеличения длины участков плотин из других материалов, если это оправдывается экономическими соображениями.

Гидравлический расчет отверстий ведется по формулам, приведенным в гл. 2. При этом должны быть учтены местные условия затоплений и подтоплений в верхнем бьефе, ожидаемых после возведения сооружения.

Водосливные отверстия плотин проектируются с затворами на гребне или без затворов (автоматического действия).

Вследствие того, что при отсутствии затворов на гребне водослива пропуск паводка приходится производить (при данной проектной отметке нормального подпертого горизонта) при более высоких горизонтах, отчего могут получиться значительные временные затопления и подтопления выше плотины, а также повысятся отметки глухих частей сооружений напорного фронта, в большинстве случаев проектируются водосливы с затворами на гребне.

Водосливы без затворов на гребне могут иметь место в малонаселенных горных районах, где вопросы затоплений и подтоплений не так существенны и где автоматичность действия водосбросных сооружений в условиях быстро наступающих паводков горных рек особенно ценна для бесперебойной работы гидроузла.

б) Стандартизация размеров отверстий

При назначении размеров водосливных отверстий (ширины и высоты), перекрываемых различного типа затворами, должны быть также учтены данные табл. 17—3 и 17—4, составленных на основании ГОСТ 4688-49 [3].

Таблица 17—3

Градация для ширины отверстий гидротехнических сооружений

Градация в *м*	Ширина отверстий гидротехнических сооружений в *м*									
	0,40—0,60	0,60—1,00	1—2	2—5	5—8	8—10	10—20	20—24	24—30	30—60
Для водосливных отверстий	0,10	0,20	0,25	0,50	1	1	2	2	3	5
Для глубинных отверстий	—	0,20	0,25	0,50	0,50	1	2	—	—	—

Таблица 17—4

Градация для высоты отверстий гидротехнических сооружений

Градация в *м*	Высота отверстий гидротехнических сооружений в *м*					
	0,30—0,60	0,60—1,00	1—2	2—8	8—16	16—20
Для водосливных отверстий . . .	0,10	0,10	0,25	0,50	1	1
Для глубинных отверстий . . .	—	0,20	0,25	0,50	1	—

Данные табл. 17—3 и 17—4 не распространяются на отверстия судоходных плотин.

в) Учет рода грунта основания (выбор удельного расхода) и условий гашения энергии в нижнем бьефе (расчетная схема эксплуатации)

Выбор удельного расхода. При назначении толщины переливающегося через водослив плотины слоя воды следует принимать во внимание условия гашения избыточной водной энергии и род грунта основания в нижнем бьефе, соответственно назначая величины удельных расходов на водосливе плотины и скорости протекания потока в нижнем бьефе. Обычно удельные расходы через водосливные отверстия плотины при напорах более 10—15 *м* принимаются в соответствии с данными табл. 17—5, но вообще они должны быть обоснованы условиями гашения энергии воды в нижнем бьефе.

Таблица 17—5

Ориентировочные удельные расходы на водосливе плотины

Характер грунта ложа реки в нижнем бьефе	Удельные расходы через водослив в $м^3/сек$
Нескальные грунты	20—45
Полускальные грунты	35—55
Скальные грунты	50—70 и более

Максимальная высота переливающегося слоя воды на гребне незатопленного водослива в современной практике — не более 10—11 *м*.

Вопрос о выборе удельного расхода водосливной плотины, в особенности основанной на нескальном грунте, имеет важное значение.

В качестве исходного условия при назначении величины удельного расхода обычно используется критерий ограничения скорости потока в нижнем бьефе некоторой допустимой величиной.

Конструктивным мероприятием при этом является устройство за плотиной водобоя и рисбермы с общей длиной, обеспечивающей в их пределах некоторое растекание потока и гашение энергии до допустимых пределов. Водобой и рисберма заканчиваются значительным заглублением русла с укреплением верхового откоса (фиг. 17—2, *а* и *в*).

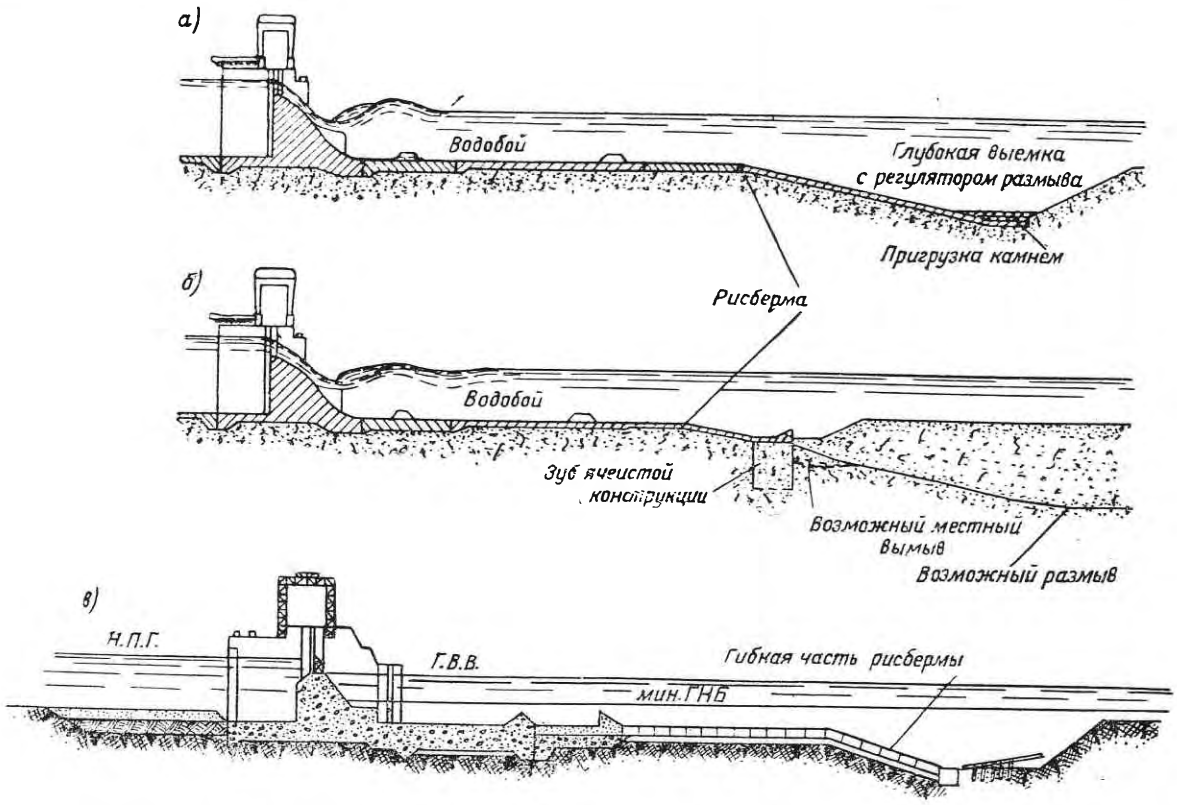
В настоящее время применяют следующие методы назначения величины удельного расхода [7], [8] и [11].

1. За допустимую скорость в нижнем бьефе принимается бытовая скорость в русле, отвечающая расчетному расходу. Этот способ допустим для невысоких плотин, через которые транзит наносов мало нарушается или восстанавливается вскоре после постройки. Однако это не гарантирует от размывов русло ниже плотины, что может произойти из-за нарушения баланса наносов после постройки плотины вследствие прекращения поступления наносов из верхнего бьефа в нижний.

Зная ширину русла за рисбермой и условия растекания потока на водобое и рисберме, нетрудно определить удельный расход на водосливе.

2. Величина удельного расхода плотины определяется, исходя из допустимой скорости на рисберме, а не в русле ниже нее, с тем чтобы требуемая средняя скорость в русле достигалась благодаря надлежащему заглублению (см. фиг. 17—2). Этот способ определения величины удельного расхода более рационален, чем предыдущий. Неразмывающая средняя скорость для грунтов русла при отсутствии транзита наносов определяется по табл. 7—25 и 7—26 гл. 7 с учетом будущей глубины воды в заглубленной части русла и некоторой неравномерности распределения средних скоростей течения в заглубленном русле коэффициентом $1,1 \div 1,3$.

На рисбермах большинства нормально работающих плотин на нескальном основании максимальные скорости колеблются в сравнительно узких пределах порядка $v = 2,5 \div 3,5$ *м/сек* (в зависимости от грунта русла). Эти скорости могут быть приняты за расчетные для существующих типов гибких и трансформируемых рисберм.



Фиг. 17—2. Схемы водобоя и рисбермы водосливных плотин на нескальном основании

При выборе величины допустимой скорости в указанных выше пределах (2,5—3,5 *м/сек*), помимо характера рисбермы и основания, необходимо учитывать также тип плотины и затворов.

В практике эксплуатации многопролетных плотин иногда имеет место значительная неравномерность открытия водосливного фронта [6].

Если обозначить через q_i фактический удельный расход, имеющий место на участке номер i водосливного фронта при пропуске через плотину расхода Q, через q — удельный расход при равномерном открытии всего водосливного фронта при пропуске того же расхода Q и назвать коэффициентом неравномерности отношение $a=\frac{q_i}{q}$, то при принятии соответствующих мер по гашению вредной энергии и растеканию потока на водобое этот коэффициент неравномерности для места схода потока с рисбермы вряд ли будет превосходить величину $a=1{,}2$.

В расчетной схеме эксплуатации плотины в отношении пропуска воды должны быть учтены следующие факторы: 1) тип конструкции плотины; 2) тип затворов (и их механизмов), которыми оборудована плотина; 3) наличие или отсутствие льда в верхнем бьефе плотины и ограничения, которые необходимость пропуска или задержания льда накладывает на схему маневрирования затворами; 4) характер регулирующего влияния водохранилища в условиях расчетного или ожидаемого половодья или паводка.

Водохранилище с сезонным или годичным регулированием стока обычно срабатывается в предвесенний период до заданной отметки. Затем оно наполняется при закрытых затворах, после чего начинается сброс воды через отверстия, или же в зависимости от прогноза наполнение происходит при открытых затворах. Могут быть и другие схемы. В соответствии с установленным режимом производится выбор схемы открытия затворов плотины [7].

При наличии льда и плавающих тел в верхнем бьефе допустимо открывать затворы плотин (особенно донных отверстий) только на определенную высоту во избежание подсасывания льда и плавающих тел под затворы[1].

При проектировании водосливных многопролетных речных плотин, расположенных на реках, где во время прохождения максимальных расходов весеннего половодья льда уже не бывает (например, в среднем и нижнем течении Волги), можно предусматривать частичное открытие затворов плотины до 0,3—0,5 напора на затвор (при наличии только плавающих предметов в верхнем бьефе) без опасения появления опасных вибраций затворов (это относится к существующим конструкциям затворов).

[1] По опыту работы одной из крупных водосливных плотин, открытие затворов водосливных отверстий оказалось допустимым на высоту не более $^1/_5$ — $^1/_6$ напора на затвор; древесина с удельным весом 0,75—0,8 $т/м^3$ подсасывалась под затворы при открытии отверстий на величину не менее 0,3 напора, а в большинстве случаев — около 0,45 напора (см. [8] и [11]).

При определении удельного расхода расчеты производятся для определенной заданной отметки рисбермы. Окончательная отметка рисбермы в одних случаях определяется геологическими условиями створа, в других же требует для своего выбора технико-экономического сопоставления ряда вариантов.

г) Учет пропуска наносов

В случае расположения в гидротехническом узле водозаборного шлюза желательно непосредственно около него, в водосливной плотине, устраивать донные отверстия с отметкой порога, близкой к отметке дна реки; такое устройство способствует лучшему промыву отложений наносов около водозаборного шлюза (более подробно по этому вопросу см. гл. 30 справочника).

д) Учет ледовых условий

Ледосбросные отверстия желательно располагать в месте ожидаемого направления ледохода.

При расположении низконапорной плотины на изгибе реки ледосбросные пролеты следует располагать у вогнутого берега.

Если лед из верхнего бьефа будет идти через плотину (что может иметь место, если скорость подхода воды к плотине в период ледохода $v_0 > 0{,}5$ *м/сек*), то для обеспечения беззаторного прохода льда через плотину малого и среднего напоров при значительном ледоходе полная ширина ледосбросных отверстий должна составлять в среднем 40—60% от ширины зеркала русла.

При больших водохранилищах сброс льда не всегда будет иметь место.

Ширину отдельных ледосбросных отверстий можно принимать по данным табл. 17—6 в зависимости от условий ледохода.

Таблица 17—6

Ширина ледосбросных отверстий

Район возведения сооружения и условия ледохода	Ширина отверстия в свету, в *м*
Южные районы СССР, легкие условия ледохода	10—12
Средние районы СССР, обычные условия ледохода	12—20
Северные районы СССР, тяжелые условия ледохода	20—25 и более

Минимальная толщина переливающегося при ледоходе слоя воды в ледосбросных отверстиях плотины определяется по формуле:

$$H_{min} = 1{,}15\,\delta_{max} + 0{,}15\ м, \qquad (17—1)$$

где δ_{max} — наибольшая толщина льда в данной местности в метрах; при отсутствии данных наблюдений. для предварительных подсчетов δ_{max} можно определять по табл. 17—7.

Таблица 17—7

Наибольшая толщина льда δ_{max}

Район возведения сооружения	Максимальная толщина[1] льда δ_{max} в *м*
Реки средней полосы СССР	1,00 ÷ 1,50
Реки севера СССР . . .	2,00 ÷ 2,50

[1] С учетом возможности спаренных льдин.

17—5. ПРЕВЫШЕНИЕ ГРЕБНЯ ГЛУХОЙ ПЛОТИНЫ НАД ГОРИЗОНТОМ ВОДЫ ВЕРХНЕГО БЬЕФА

Превышение гребня глухих плотин над статическим уровнем воды в водохранилище при пропуске паводка, а также над расчетной отметкой волны должно быть достаточным для недопущения перелива воды через гребень и должно назначаться не менее величин, приведенных в табл. 17—8, в зависимости от условий эксплуатации и класса плотины.

Примечания. 1. Расчетную отметку подъема волны при наклонной грани плотины следует принимать с учетом высоты ее вскатывания на откос плотины, определяемой по формуле Н. Н. Джунковского (см. п. 7—2 гл. 7). Из двух величин возвышения гребня (над статическим уровнем и над отметкой волны) следует брать величину, дающую более высокую отметку.

2. При подходе волны к вертикальной или круто наклонной стенке должна учитываться отметка гребня стоячей (интерферированной) волны, определяемая согласно гл. 7.

Таблица 17—8

Превышение гребня глухих плотин

Тип плотины	Условия эксплуатации	Превышение гребня глухих плотин в *м*							
		над статическим уровнем воды				над расчетной отметкой волны			
		Класс плотины							
		I	II	III	IV	I	II	III	IV
Земляная, набросная и из сухой кладки	Нормальные	2,0	1,5	1,0	0,7	1,0	0,7	0,5	0,4
То же	Чрезвычайные	1,5	1,0	0,7	0,5	0,7	0,5	0,4	0,3
Бетонная, железобетонная, каменная и деревянная	Нормальные	1,5	1,0	0,7	0,4	0,7	0,5	0,4	0,2
То же	Чрезвычайные	1,0	0,7	0,5	0,3	0,5	0,4	0,3	0,2

17—6. НОРМЫ ГАБАРИТОВ ПРИБЛИЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ МОСТОВ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

(Габариты мостов Н-112-53)

1. Область применения

Настоящие нормы устанавливают габариты приближения конструкций для мостов, расположенных на автомобильных дорогах общего пользования, вне пределов городов.

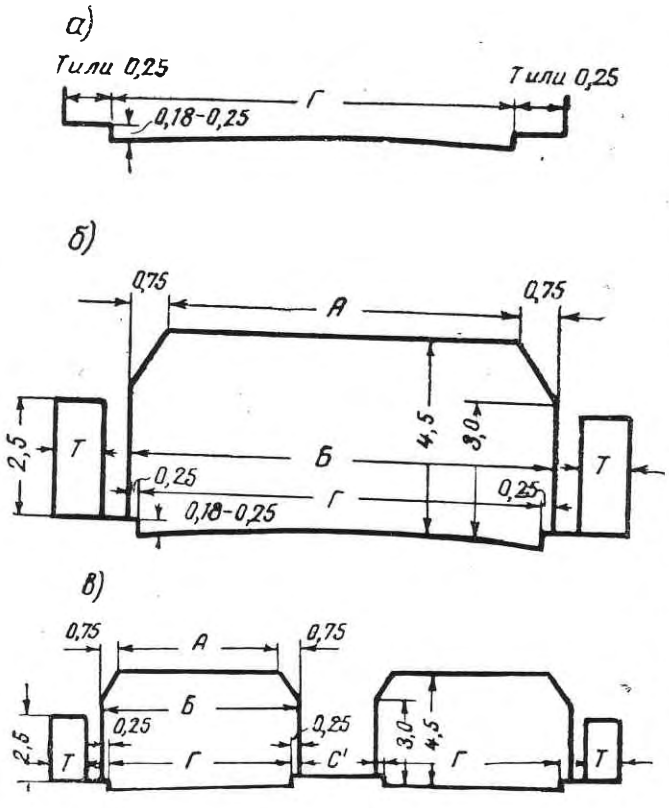
Габаритом моста называется предельное поперечное (нормальное к направлению движения) очертание границ пространства, которое должно оставаться свободным для беспрепятственного передвижения транспорта и пешеходов, внутрь которого не могут вдаваться никакие элементы конструкций моста или расположенных на нем устройств.

2. Габариты и правила применения

а) Габариты мостов обозначаются буквой $Г$ и числом, соответствующим ширине проезжей части на мосту в *м*.

На дорогах с разделительной полосой к числу добавляется ее ширина, обозначаемая буквой $С$.

Основные размеры габаритов указаны в табл. 17—9 и на фиг. 17—3 (размеры в *м*).



Фиг. 17—3. Схемы габаритов мостов

Примечание. $С' \leqslant С$ для мостов длиной более 50 *м*; $С' \leqslant С-1$ для мостов длиной менее или равной 50 *м*

Таблица 17—9

Основные размеры габаритов

Наименование элементов габаритов	Габариты					
	$Г-15+С$	$Г-14+С$	$Г-8$	$Г-7$	$Г-6$	$Г-4,5$
Расстояние в свету между колесоотбойными брусьями или бортами—$Г$ . .	$15+С$	$14+С$	8	7	6	4,5
Расстояние в свету между фермами на мостах с ездой понизу $Б$	$15,5+С$	$14,5+С$	8,5	7,5	6,5	5
Расстояние в свету между элементами конструкций на высоте 4,5 *м* от верха проезжей части—$А$ . . .	$14+С$	$13+С$	7	6	5	3,5
Минимальная ширина тротуара —$Т$	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	—

Примечание. Величина $С$ на мосту может отличаться от величины ее на дороге:

1) на мостах с ездой понизу при расположении ферм в пределах разделительной полосы (фиг. 17—3,*в*);

2) на мостах длиной более 50 *м*, когда устройство разделительной полосы сопряжено с большими материальными затратами.

В этом случае может быть $С = 0$.

б) Габариты мостов назначаются в зависимости от категории дороги, на которой расположен мост, и его длины согласно табл. 17—10.

Таблица 17—10

Категория дороги	Длина моста в *м*	Габариты
I	> 50 $\leqslant 50$	$2Г-7$ или $Г-14+С$ $2Г-8$ или $Г-15+С$
II	> 50 $\leqslant 50$	$Г-7$ $Г-8$
III	> 10 $\leqslant 10$	$Г-7$ $Г-8$
IV	> 10 $\leqslant 10$	$Г-6$ $Г-7$
V	> 10 $\leqslant 10$	$Г-6$ $Г-7$
		$Г-4,5$*

* Габарит $Г-4,5$ может быть применен только на дорогах с однополосным движением при ширине земляного полотна менее 8 *м*.

Примечания. 1. Длина моста определяется по проезжей части; при наличии устоев с обратными стенками или открылками—расстоянием между задними гранями стенок или открылков.

2. Габариты 2*Г*—7 или 2*Г*—8 применяются: 1) в случае раздельного земляного полотна для каждого направления движения; 2) в мостах с ездой понизу (фиг. 17—3, *в*).

3. Габариты мостов, расположенных на кривых участках дороги, принимаются по настоящим нормам с уширением, величина которого в каждом отдельном случае устанавливается расчетом.

в) Устройство тротуаров обязательно на всех мостах дорог I и II категорий, на мостах дорог III категории при *Г*—7 и IV—V категорий — при *Г*—6.

На мостах дорог III категории при *Г*—8 и дорог IV—V категории при *Г*—7 тротуары устраиваются только при наличии интенсивного пешеходного движения.

При отсутствии тротуаров устраиваются защитные полосы по 0,25 *м*.

Ширина тротуаров принимается равной 0,75 *м*; при интенсивном пешеходном движении с соответствующим обоснованием в каждом отдельном случае ширина их увеличивается на величину, кратную 0,75 *м*.

На мостах с ездой понизу тротуары устраиваются, как правило, с внешней стороны ферм.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гидроэнергопроект и Московский геологоразведочный институт, Инженерно-геологические исследования для гидроэнергетического строительства, т. I и II, 1950.

2. ГОСТ 3999-48. Сооружения гидротехнические. Расчет максимальных расходов воды рек.

3. ГОСТ 4688-49. Сооружения гидротехнические. Размеры отверстий, перекрываемых затворами.

4. Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства. Нормы габаритов приближения конструкций для мостов на автомобильных дорогах (габариты мостов) Н-112-53, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953.

5. Гришин М. М., Гидротехнические сооружения, ч. I и II, Госстройиздат, 1954, 1955 г.

6. Карпов И. М., О сопряжении бьефов многопролетных гидротехнических сооружений, журнал „Гидротехника и мелиорация" № 12, 1950.

7. Кусков Л. С., Водное хозяйство гидроэлектростанций, Госэнергоиздат, 1954.

8. Кусков Л. С. и Некрасов В. С., Некоторые вопросы эксплуатации многопролетных речных плотин, журнал „Гидротехническое строительство" № 1, 1952.

9. Олешкевич Л. В., Гравитационные плотины, Гл. XI, ч. II курса гидротехнических сооружений под ред. Е. А. Замарина, Сельхозгиз, 1946.

10. Семенов М. П., Биндеман Н. Н., Гришин М. М., Методика инженерно-геологических исследований для гидротехнического строительства (плотины и водохранилища), ОНТИ, Глав. редакция строительной литературы, 1937.

11. Титов С. В., О выборе удельного расхода водослива с учетом типа плотины и затворов, журнал „Гидротехническое строительство" № 4, 1948.

12. Строительные нормы и правила, ч. II, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

ГЛАВА ВОСЕМНАДЦАТАЯ

ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАСЧЕТЫ

18—1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ФИЛЬТРАЦИОННЫХ РАСЧЕТАХ

1. Основные цели и назначение фильтрационных расчетов

Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений производятся с целью:

а) определения фильтрационного давления на гидротехнические сооружения;

б) установления величин градиентов и скоростей фильтрационного потока в основании бетонных сооружений, в земляных плотинах и на участках сопряжения их с берегами;

в) определения положения депрессионной поверхности фильтрационных вод в земляных плотинах и на участках примыкания плотин к берегам;

г) определение величины фильтрационного расхода.

Величины скоростей и градиентов фильтрационного потока при выходе его в нижний бьеф или в дренажные сооружения требуются для определения фильтрационной устойчивости грунта (выпор и суффозия). Данные о расходе фильтрационных вод позволяют определить потери воды из водохранилища и установить необходимость мероприятий по их снижению.

Определяемые расчетами фильтрационные давления на сооружения наряду с другими факторами позволяют установить устойчивость этих сооружений, а также наметить необходимые мероприятия по снижению фильтрационного давления.

При фильтрационных расчетах гидротехнических сооружений большое значение имеет правильное отображение в расчетных схемах гидрогеологических условий основания сооружения и участков примыкания его к берегам (строение грунтов основания, водопроницаемость грунтов, режим грунтовых вод в естественных условиях), а также условий работы противофильтрационных устройств (проницаемость шпунтовых стенок, завес, понуров, экранов, бетона, возможность образования щелей и пр.).

Расчетная гидрогеологическая схема фильтрации разрабатывается на основе данных инженерно-гидрогеологических изысканий.

Ниже приводятся аналитические методы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений, основанные на гидромеханических или гидравлических методах решения задач фильтрации.

Пользуясь этими методами, представляется возможным выполнять фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений для простейших схем строения основания и подземного контура сооружения.

Для сложных схем гидротехнических сооружений фильтрационные расчеты необходимо выполнять экспериментальными методами — на приборе ЭГДА, в грунтовом или щелевом лотках. Методика моделирования напорной и безнапорной фильтрации в гидротехнических сооружениях подробно излагается в работе В. И. Аравина и С. Н. Нумерова [1].

2. Основные положения теории фильтрации

Фильтрация воды в порах грунта происходит под влиянием силы тяжести благодаря наличию разности напоров воды в отдельных точках потока.

Движение фильтрационных вод подчиняется известному закону Дарси:

$$q = k\omega J, \qquad (18—1)$$

где q — расход воды;

ω — полная геометрическая площадь сечения потока;

J — гидравлический уклон (градиент) фильтрационного потока, равный $\frac{H}{l}$ (H — потеря напора на длине пути фильтрации l);

k — коэффициент фильтрации грунта.

Из формулы (18—1) следует, что расход грунтового потока линейно зависит от градиента, что имеет место при ламинарном движении воды.

Закон Дарси (18—1) выражается также зависимостью:

$$v = kJ. \qquad (18—2)$$

Выражение для скорости можно написать, кроме того, в виде:

$$v = \frac{q}{\omega}, \qquad (18—3)$$

где v — фиктивная скорость фильтрации, отнесенная к полному сечению потока ω.

Действительная скорость течения воды в порах грунта равна:

$$v' = \frac{v}{m}, \qquad (18—4)$$

где m — активная порозность грунта.

Основные дифференциальные уравнения движения грунтовых вод выводятся из закона Дарси без учета сил инерции.

[1] В. И. Аравин и С. Н. Нумеров, „Теория движения жидкости и газов в недеформируемой пористой среде", ГИТТЛ, 1953.

Для установившегося плоского движения эти уравнения имеют следующий вид:

$$v_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} = -k\frac{\partial h}{\partial x}; \qquad (18-5)$$

$$v_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y} = -k\frac{\partial h}{\partial y}; \qquad (18-6)$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0, \qquad (18-7)$$

где v_x и v_y — составляющие скорости по осям x и y,
k — коэффициент фильтрации;
h — напор;
φ — потенциальная функция, связанная с h зависимостью:

$$\varphi = -kh. \qquad (18-8)$$

Уравнение (18—7) выведено из условия неразрывности потока несжимаемой жидкости. Если подставить в это уравнение вместо v_x и v_y их значения из зависимостей (18—5) и (18—6), то получим:

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = 0 \qquad (18-9)$$

и

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0. \qquad (18-10)$$

Эти уравнения показывают, что функции φ и h являются гармоническими.

Основанные на законе Дарси решения задач фильтрации используются в практических расчетах для условий движения воды в песчаных, глинистых, песчано-гравелистых грунтах и в скальных породах с мелкой изотропной трещиноватостью.

Движение воды в указанных грунтах при расчетах гидротехнических сооружений рассматривается ламинарным, хотя здесь могут иметь место зоны с большими или с весьма малыми скоростями течения, где 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.

18—2. УКАЗАНИЯ О ВЫБОРЕ И НАЗНАЧЕНИИ ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫХ УСТРОЙСТВ

Снижение величины давления фильтрационного потока на подошву сооружения и на устои, уменьшение градиентов и скоростей фильтрационных вод при выходе их в нижний бьеф, а также уменьшение величины потерь воды из водохранилища достигается противофильтрационными устройствами: понурами, шпунтовыми стенками, завесами, зубьями, дренажами и пр.

1. Понуры

Понуры — водонепроницаемые покрытия в верхнем бьефе — служат для удлинения путей фильтрации под плотиной, а в особых случаях — для увеличения устойчивости при сдвиге (анкерные понуры).

Конструкция и материал, из которого выполняется понур, должны обеспечивать по возможности полную его водонепроницаемость и надежное сопряжение с телом плотины. Образование не заполненных грунтом щелей, даже небольших размеров, особенно на участке сопряжения понура с плотиной (например, вследствие неодинаковых осадок), может повлечь за собой почти полное выключение из работы понура как противофильтрационного устройства.

Длина понура принимается в зависимости от характера грунтов основания и схемы других противофильтрационных устройств сооружений; нецелесообразно длину понура увеличивать сверх $2 \div 4H$, так как эффективность его с длиной падает.

Понуры не устраиваются:

1) в условиях скального основания, сложенного породами, не подвергающимися процессам выщелачивания, при устройстве у верховой грани плотины завесы;

2) в условиях песчаного основания малой мощности при устройстве у верховой грани плотины металлического шпунта или зуба, полностью перекрывающего водопроницаемую толщу, если нет необходимости в устройстве анкерного понура и дренажа под плотиной.

2. Шпунтовые стенки, завесы и зубья

Шпунтовые стенки, завесы и зубья являются вертикальными противофильтрационными преградами для фильтрационного потока, удлиняющими путь фильтрации.

При проектировании необходимо учитывать водопроницаемость металлических и деревянных шпунтовых стенок, обусловленную наличием зазоров между отдельными брусьями или в замках металлических шпунтов стенок, а также водопроницаемость цементационных завес.

Шпунтовые стенки, не доведенные до водоупора, могут рассматриваться как водонепроницаемые только при большой мощности фильтрующей толщи основания.

Для снижения давления фильтрационного потока на подошву сооружения следует шпунтовые стенки (завесы, зубья) располагать в верховой зоне сооружения, до вертикальной плоскости, разграничивающей сооружение на верхний и нижний бьефы (до затворов).

Основной противофильтрационной преградой в основании плотин рассматривается шпунт (завеса, зуб), располагающийся у верховой грани плотины.

Понурный шпунт (зуб, завеса), как правило, следует устраивать при анкерном понуре, а также при наличии дренажа под понуром.

Водобойный шпунт (зуб) как противофильтрационное мероприятие устраивается в редких случаях. Устройство в нижнем бьефе обратного фильтра и пригрузки обычно вполне обеспечивает безопасные условия для выхода фильтрационных вод в нижний бьеф.

3. Дренажи

Дренажи в основании плотин являются наиболее эффективным мероприятием, обеспечивающим почти полное снятие фильтрационного давления на подошву сооружения.

Дренаж можно устраивать не только в основании плотин, но и под понуром. При наличии дренажа понур и шпунты или завесы, располагающиеся в сторону верхнего бьефа от дренажа, имеют назначение понизить скорости входа фильтрационных вод в дренаж и обеспечить фильтрационную устойчивость грунта на участке расположения дренажа.

Дренаж может быть горизонтальным (трубчатый или в виде отсыпки обратного фильтра под подошвой плотины или понура) и вертикальным (в виде одного или нескольких рядов скважин).

Вертикальный дренаж целесообразно устраивать в условиях анизотропной проницаемости основания или в тех случаях, когда основание многослойно, а верхний слой небольшой мощности имеет значительно меньшую проницаемость, чем нижележащий. Целесообразность устройства вертикального дренажа в последнем случае определяется условиями устойчивости плотины на сдвиг вместе с верхним слоем грунта основания.

Устройство вертикального дренажа может быть рекомендовано также для снятия напора под водоупорным слоем в пределах нижнего бьефа сооружения в целях обеспечения устойчивости рисбермы и дна реки.

4. Сопряжение плотин с берегами и дамбами

На участке сопряжения плотин с дамбами и примыкания их к берегам применяются:

а) завесы в виде шпунтовых стенок, железобетонных или деревянных диафрагм, а также в виде глиняного ядра;

б) глиняные или битумные понуры под дамбами на участках их примыкания к плотине;

в) дренаж за низовой подпорной стенкой сопрягающих устоев плотины.

Рациональное расположение и длина завес при условии их водонепроницаемости определяется расчетом (см. ниже п. 18—7 и п. 18—8).

На участке сопряжения рекомендуется устраивать одну завесу, располагая ее в пределах верховой части сооружения, как правило, под прямым углом к устою. При неглубоком залегании водоупора завеса должна обязательно прорезать всю фильтрующую толщу грунта.

Понур под дамбой на участке сопряжения ее с плотиной должен устраиваться в условиях большой мощности проницаемой толщи основания, когда обходной поток может оказать существенное влияние на фильтрацию в основании сооружения. Размеры понура под дамбой и его эффективность можно определить лишь на основе экспериментальных исследований на приборе ЭГДА.

Дренаж за устоями устраивается в целях снижения давления воды на подпорные стенки устоя и уменьшения влияния обходного потока на фильтрацию в основании плотины. Дренаж целесообразно устраивать во всех случаях за низовыми сопрягающими стенками устоя и в отдельных случаях — за береговым быком.

Дренаж на береговом откосе с низовой стороны сооружения предусматривается с целью предотвращения фильтрационных деформаций грунта и заглубления кривой депрессии, необходимого во избежание промерзания фильтрационного потока при его выходе в реку.

18—3. ГИДРОМЕХАНИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА НАПОРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ В ОСНОВАНИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

В данном параграфе приводятся аналитические методы расчета фильтрации в основании гидротехнических сооружений для простейших очертаний подземного контура сооружений. Методы расчета основаны на теории фильтрации в однородных грунтах, разработанной Н. Н. Павловским.

В приводимых расчетных формулах приняты следующие обозначения:

$\left.\begin{matrix}\mathrm{sh}\\ \mathrm{ch}\\ \mathrm{th}\end{matrix}\right\}$ — гиперболические функции;

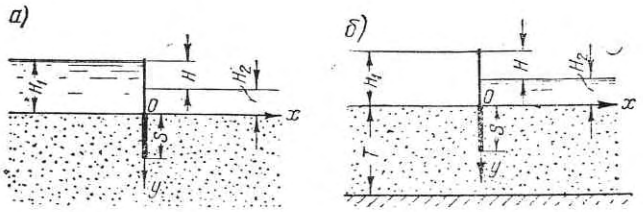
K — полный эллиптический интеграл 1-го рода при модуле λ;

K' — полный эллиптический интеграл 1-го рода при дополнительном модуле $\lambda'=\sqrt{1-\lambda^2}$;

$F(\varphi,\lambda)$ — эллиптический интеграл 1-го рода при амплитуде φ^* и модуле λ.

1. Одиночный водонепроницаемый шпунт при безграничной мощности проницаемого основания

(фиг. 18—1,*а*)



Фиг. 18—1. Схемы к расчету фильтрации под шпунтом

а — безграничная мощность проницаемого основания; *б* — ограниченная мощность проницаемого основания

По Н. Н. Павловскому:

а) напор по низовой грани шпунта определяется по уравнению

$$h = H\frac{1}{\pi}\arcsin\left(\frac{y}{s}\right); \qquad (18—11)$$

б) напор по верховой грани шпунта

$$h = H\left[1-\frac{1}{\pi}\arcsin\left(\frac{y}{s}\right)\right], \qquad (18—12)$$

где $0 \leqslant y \leqslant s$;

в) фильтрационный расход, поступающий из верхнего бьефа:

$$q = kH\frac{1}{\pi}\,\mathrm{Arsh}\left(-\frac{x}{s}\right), \qquad (18—13)$$

где $-\infty \leqslant x \leqslant 0$;

г) скорость фильтрации по дну нижнего бьефа

$$v_y = kH\frac{1}{\pi}\cdot\frac{1}{\sqrt{s^2+x^2}}, \qquad (18—14)$$

где $0 \leqslant x \leqslant \infty$.

---

* Таблицы эллиптических интегралов — см. гл. 1.

2. Одиночный водонепроницаемый шпунт при ограниченной мощности проницаемого основания

(см. фиг. 18—1,*б*)

По Н. Н. Павловскому:
а) напор вдоль шпунта

$$h = \frac{H}{2}\left\{1 \pm \frac{1}{K} \times \right.$$

$$\left. \times F\left[\arcsin \frac{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{y}{T}\right) - \cos^2\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{s}{T}\right)}}{\sin\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{s}{T}\right)\cos\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{y}{T}\right)}; \lambda\right]\right\}, \quad (18—15)$$

где $0 \leqslant y \leqslant s$;

знак плюс перед вторым членом правой части относится к верховой грани шпунта, знак минус — к низовой грани;

б) полный фильтрационный расход в основании плотины

$$q = kH\frac{K'}{2K}, \quad (18—16)$$

где $\lambda = \sin\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{s}{T}\right)$;

в) выходные скорости фильтрации по дну нижнего бьефа

$$v_y = k\frac{H}{T}P, \quad (18—17)$$

где P — функция, значения которой приведены в табл. 18—1.

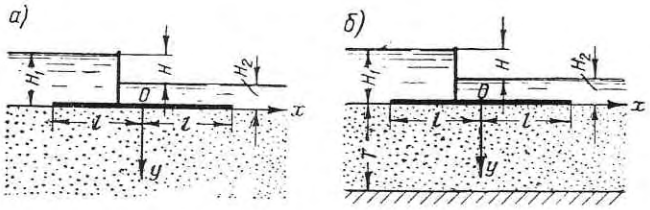
Таблица 18—1

Значения функции P

$\frac{s}{T}$ \ $\frac{x}{T}$	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	2,0	3,0
0,1	3,200	1,390	0,724	0,455	0,308	0,216	0,043	0,008
0,2	1,600	1,047	0,662	0,431	0,298	0,210	0,042	0,008
0,3	1,075	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	0,488	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

3. Плоский флютбет без шпунтов при неограниченной мощности проницаемого основания

(фиг. 18—2,*а*)



Фиг. 18—2. Схемы к расчету фильтрации под плоским флютбетом

а — неограниченная мощность проницаемого основания; *б* — ограниченная мощность основания

По Н. Н. Павловскому:
а) напор и скорость по основанию флютбета определяются по формулам

$$h = H\frac{1}{\pi}\arccos\frac{x}{l}, \quad (18—18)$$

$$v_x = kH\frac{1}{\pi}\cdot\frac{1}{\sqrt{l^2 - x^2}}, \quad (18—19)$$

где $-l \leqslant x \leqslant +l$;

б) фильтрационный расход, поступающий через дно верхнего бьефа:

$$q = kH\frac{1}{\pi}\operatorname{Arch}\left(-\frac{x}{l}\right), \quad (18—20)$$

где $-\infty \leqslant x \leqslant -l$;

в) выходные скорости фильтрации по дну нижнего бьефа

$$v_y = kH\frac{1}{\pi}\cdot\frac{1}{\sqrt{x^2 - l^2}}, \quad (18—21)$$

где $l \leqslant x \leqslant \infty$.

Величины напора, расхода и скоростей могут быть вычислены также по данным табл. 18—2 и 18—3, составленных Е. А. Замариным.

4. Плоский флютбет без шпунтов при ограниченной мощности проницаемого основания

(см. фиг. 18—2,*б*)

По Н. Н. Павловскому:

а) напор по основанию флютбета

$$h = \frac{H}{2}\left\{1 - \frac{1}{K}F\left[\arcsin\frac{\operatorname{th}\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{x}{T}\right)}{\operatorname{th}\left[\frac{\pi}{2}\cdot\frac{l}{T}\right]}; \lambda\right]\right\}, \quad (18—22)$$

где $l \leqslant x \leqslant l$;

Таблица 18—2

Приведенные напоры и скорости вдоль подошвы плоского флютбета при неограниченной мощности проницаемого основания

$\frac{x}{l}$	−1,0	−0,98	−0,95	−0,90	−0,8	−0,6	−0,4	−0,2	0	+0,2	+0,4	+0,6	+0,8	+0,9	+0,95	+0,98	+1,0
$\frac{h}{H}$	1,0	0,94	0,90	0,86	0,80	0,71	0,63	0,56	0,50	0,44	0,37	0,29	0,21	0,14	0,10	0,06	0
$\frac{v_x}{kH}$	∞	1,60	1,02	0,73	0,53	0,40	0,35	0,33	0,32	0,33	0,35	0,40	0,53	0,73	1,02	1,60	∞

Таблица 18—3

Приведенные расходы и скорости по дну верхнего и нижнего бьефов при устройстве плоского флютбета на основании неограниченной мощности

$\frac{x}{l}$	1,0	1,05	1,11	1,20	1,32	1,48	1,67	1,90	2,18	2,51	2,90	5,0
$\frac{q}{kH}$	0,0	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,73
$\frac{v_y}{kH}$	∞	0,99	0,65	0,48	0,37	0,29	0,24	0,20	0,17	0,14	0,12	0,07

б) полный фильтрационный расход под флютбетом

$$q = kH\frac{K'}{2K}, \qquad (18—23)$$

где $\lambda = \text{th}\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{l}{T}\right)$.

Величины ординат эпюры напоров по подошве флютбета и фильтрационный расход могут быть определены также по номограмме (фиг. 18—3) или графику (фиг. 18—4);

в) ординаты эпюры выходных скоростей фильтрации по дну нижнего бьефа

$$v_y = kH\frac{\pi\,\text{ch}\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{l}{T}\right)}{4KT\sqrt{\text{sh}\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{x+l}{T}\right)\text{sh}\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{x-l}{T}\right)}}, \qquad (18—24)$$

где $l \leqslant x \leqslant \infty$.

Формула для определения ординат эпюры скоростей по дну верхнего и нижнего бьефов может быть представлена также в более простом виде:

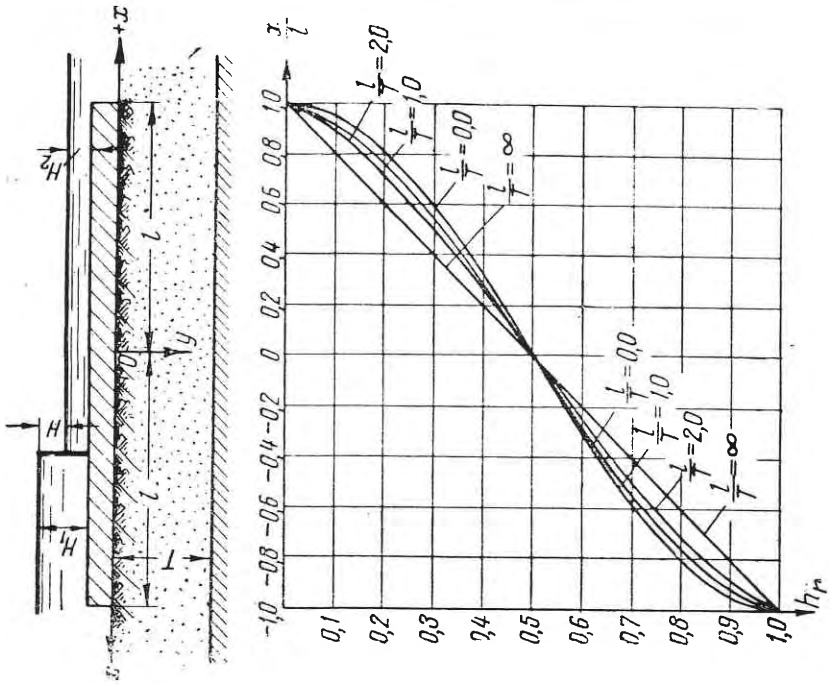
$$v_y = k\frac{H}{T}P, \qquad (18—25)$$

где P — функция, значения которой приведены в табл. 18—4.

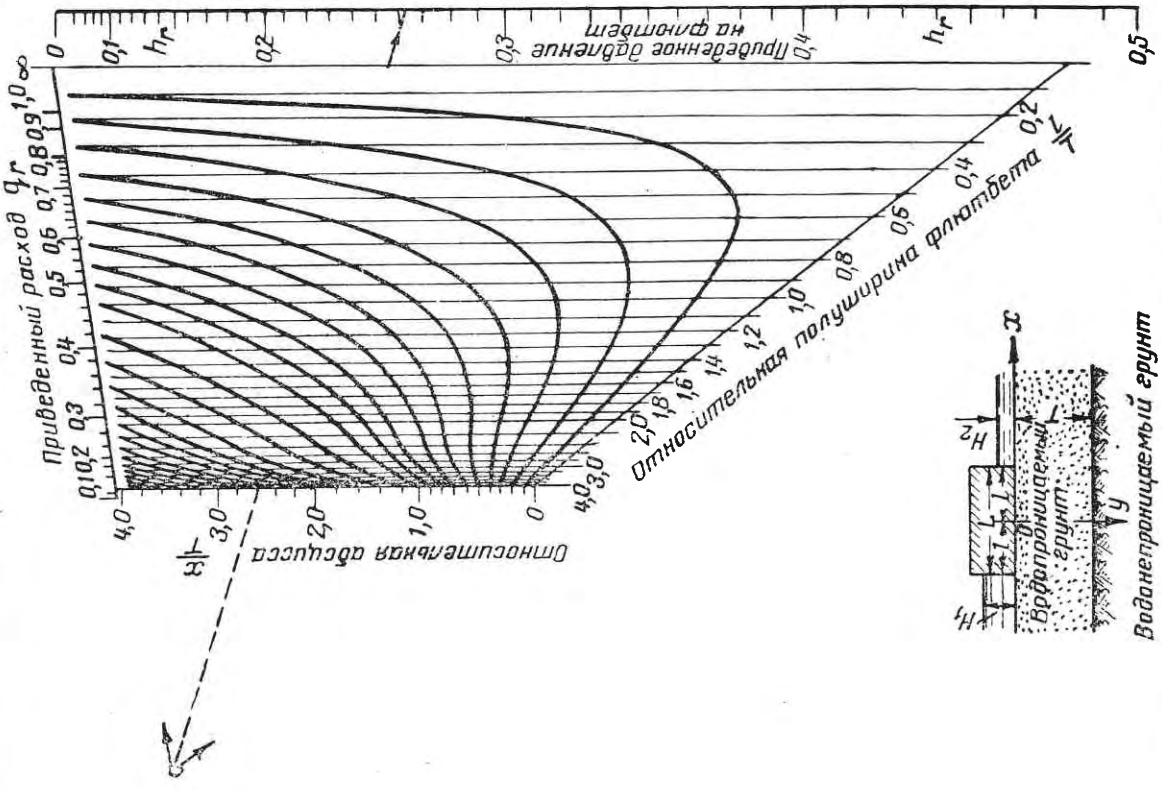
Таблица 18—4

Значения функции P

$\frac{l}{T}$ \ $\frac{x-l}{T}$	0,1	0,2	0,5	1,0	2,0
0,2	1,81	1,080	0,468	0,182	0,038
0,4	1,36	0,370	0,395	0,160	0,032
0,6	1,17	0,740	0,345	0,142	0,030
0,8	1,01	0,630	0,305	0,125	0,026
1,0	0,910	0,580	0,275	0,112	0,022
2,0	0,594	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	0,106	0,043	0,009
5,0	0,291	0,185	0,088	0,036	0,007



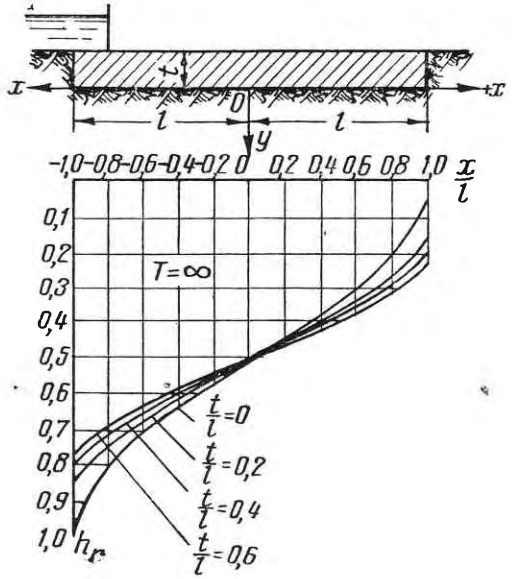
Фиг. 18—4. График для определения приведенного напора h_r под флютбетом



Фиг. 18—3. Номограмма для определения приведенных напоров и приведенного расхода фильтрационного потока. Давления в точках верховой части флютбета ($x<0$) находят из соотношения $h_{r,\,x} + h_{r,\,-x} = 1$

5. Флютбет, заглубленный при неограниченной мощности проницаемого основания

Для флютбета, заглубленного в водопроницаемый грунт на величину t, эпюры давления на его подошву даются по Е. А. Замарину на фиг. 18—5. Данные $\left(\text{абсциссы } \frac{x}{l}\right)$, по которым построены эти эпюры, приведены в табл. 18—5.



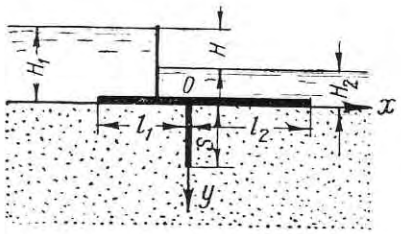
Фиг. 18—5. График для определения приведенного напора h_r под заглубленным флютбетом

6. Плоский флютбет с одним водонепроницаемым шпунтом при неограниченной мощности проницаемого основания (фиг. 18—6)

По Н. Н. Павловскому:

а) напор по основанию верхней части флютбета

$$h = H\left\{1 - \frac{1}{\pi}\arccos\left[-\frac{1}{a}\left(b + \sqrt{1+\left(\frac{x}{s}\right)^2}\right)\right]\right\}, \qquad (18—26)$$



Фиг. 18—6. Схема к расчету фильтрации под плоским флютбетом с одним шпунтом

где

$$a = 0{,}5\left[\sqrt{1+\left(\frac{l_1}{s}\right)^2} + \sqrt{1+\left(\frac{l_2}{s}\right)^2}\right];$$

$$b = 0{,}5\left[\sqrt{1+\left(\frac{l_2}{s}\right)^2} - \sqrt{1+\left(\frac{l_1}{s}\right)^2}\right];$$

$-l_1 \leqslant x \leqslant 0$;

б) напор по основанию низовой части флютбета

$$h = H\frac{1}{\pi}\arccos\left\{\frac{1}{a}\left[\sqrt{1+\left(\frac{x}{s}\right)^2} - b\right]\right\}, \qquad (18—27)$$

где $0 \leqslant x \leqslant l_2$.

Напор по подошве флютбета можно определять также по номограмме (фиг. 18—7);

в) фильтрационный расход, поступающий через дно верхнего бьефа:

$$q = kH\frac{1}{\pi}\operatorname{Arch}\left\{\frac{1}{a}\left[\sqrt{1+\left(\frac{x}{s}\right)^2} + b\right]\right\}, \qquad (18—28)$$

где $-\infty \leqslant x \leqslant -l_1$;

г) выходная скорость фильтрации по дну нижнего бьефа

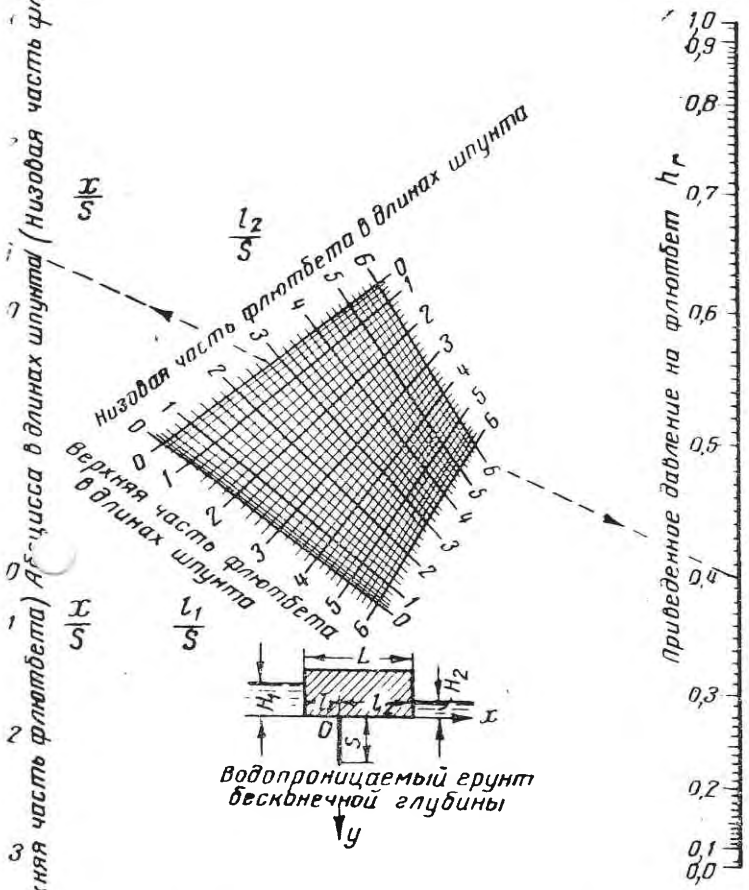
$$v_y = kH\frac{1}{\pi s} \times \frac{x}{\sqrt{s^2+x^2}\sqrt{\left[\sqrt{1+\left(\frac{x}{s}\right)^2} - a\right]^2 - b^2}}, \qquad (18—29)$$

где $l_2 \leqslant x \leqslant \infty$.

Таблица 18—5

Значения функции $\frac{x}{l} = f\left(h_r, \frac{t}{l}\right)$

$\frac{t}{l}$ \ h_r	0,859	0,813	0,80	0,786	0,7	0,6	0,5	0,40	0,30	0,214	0,20	0,187	0,141
	Абсциссы $\frac{x}{l}$												
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	−0,987	−0,968	−0,769	−0,415	0	0,415	0,769	0,968	0,987	1	—
0,6	—	—	—	−1	−0,832	−0,453	0	0,453	0,832	1	—	—	—



Фиг. 18—7. Номограмма для определения приведенного напора h_r под флютбетом с одним шпунтом

7. Плоский флютбет с полукруглой дренажной траншеей при бесконечной мощности проницаемого основания

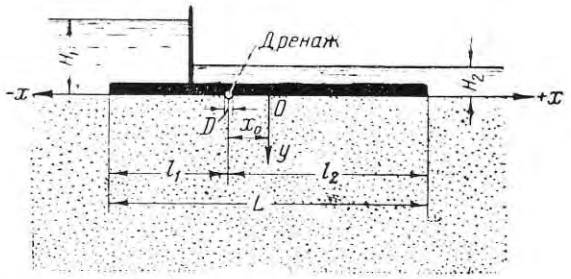
(фиг. 18—8)

По Н. Г. Мелещенко—А. В. Романову:

а) распределение напора по длине флютбета

$$H_k = -\frac{Q_0}{\pi k}\ln\left|\frac{1-\frac{4x(l_1-l_2)}{L^2}+\sqrt{1-\frac{4(l_1-l_2)}{L^2}}\cdot\sqrt{1-\frac{4x^2}{L^2}}}{\frac{2(x-L)}{L}}\right| + \frac{1}{\pi}\arccos\frac{Lx}{2}(H_1-H_2)+H_2, \qquad (18—30)$$

где выражение в прямых скобках — логарифм модуля (логарифм значения с положительным знаком);



Фиг. 18—8. Схема к расчету фильтрации под плоским флютбетом с одиночной круглой дреной

б) расход дренажной траншеи

$$Q_0 = \frac{\pi k \Delta H}{\ln\left[\frac{2L}{D}-\frac{8(l_1-l_2)^2}{LD}\right]}, \qquad (18—31)$$

где $\Delta H = \frac{1}{\pi}\arccos\frac{xL}{2}(H_1-H_2)+H_2-H_0; \qquad (18—32)$

k — коэффициент фильтрации грунтов основания;
D — диаметр дрены;
H_0 — напор в дрене;

в) скорость фильтрации вдоль контура плотины

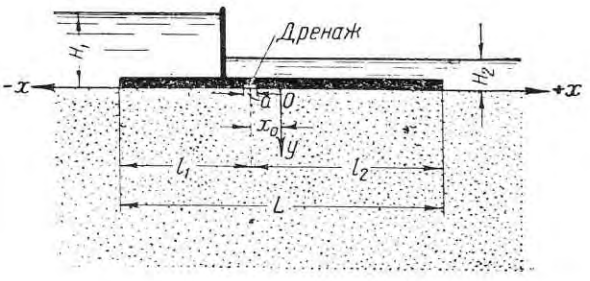
$$v_x = \frac{1}{\pi}\left\{-\frac{Q_0\sqrt{1-\left[\frac{2(l_1-l_2)}{L}\right]^2}}{\frac{2(x-L)}{L}}+\right.$$

$$\left.+1\right\}\frac{1}{\sqrt{1-\left(\frac{2x}{L}\right)^2}}. \qquad (18—33)$$

8. Флютбет с плоским дренажем при бесконечной мощности проницаемого основания

(фиг. 18—9)

По А. В. Романову:



Фиг. 18—9. Схема к расчету фильтрации под плоским флютбетом с одиночной плоской дреной

а) распределение напора по длине флютбета определяется по формуле (18—30), в которой Q_0 находится по уравнению (18—34);

б) расход дренажа

$$Q_0 = \frac{\pi k \Delta H}{\ln \dfrac{16\, l_1\, l_2}{a\,(l_1 + l_2)}}, \qquad (18—34)$$

где $\Delta H = \frac{2}{\pi} \arcsin \sqrt{\frac{l_2 + \frac{a}{2}}{L}} (H_1 - H_2) + H_2 - H_0;$ (18—35)

a — ширина дренажа;

в) скорость фильтрации вдоль контура плотины определяется по формуле (18—33), в которой Q_0 находится по формуле (18—34).

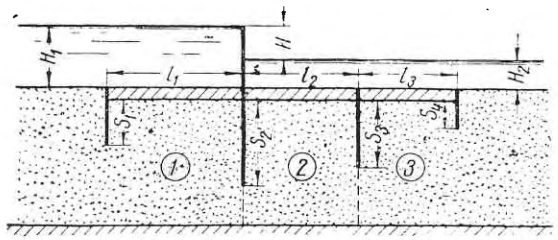
18—4. ФРАГМЕНТНЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА ФИЛЬТРАЦИИ В ОСНОВАНИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Фрагментный метод фильтрационных расчетов, предложенный Н. Н. Павловским, заключается в том, что заданная область фильтрации разбивается на ряд элементарных областей (фрагментов), для которых могут быть сравнительно просто найдены точные решения движения фильтрационных вод. Границы фрагментов принимаются приближенно в качестве поверхностей равных напоров. Общее решение для всей заданной области фильтрации находится путем увязки частных решений, полученных для составляющих эту область фрагментов.

В данном параграфе приводятся аналитические решения для основных фрагментов и некоторые общие решения, полученные по фрагментному методу для ряда встречающихся на практике характерных схем подземного контура.

1. Флютбет с водонепроницаемыми шпунтами при ограниченной мощности проницаемого основания

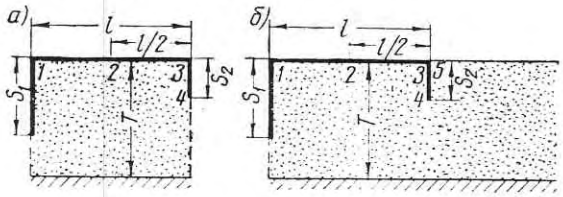
Обычно разделяющие сечения между фрагментами проводятся по линиям расположения шпунтов (фиг. 18—10). При любом расположении и числе шпунтов



Фиг. 18—10. Схема к расчету фильтрации в основании плотин методом фрагментов

вся область фильтрации может быть разбита на фрагменты двух типов: внутренние (фиг. 18—11,*а*) и внешние (фиг. 18—11,*б*).

Расчетные формулы для всей области фильтрации, состоящей из отдельных фрагментов, выводятся из следующих основных условий:



Фиг. 18—11. Схемы основных фрагментов

а — внутренний фрагмент; *б* — внешний фрагмент

а) равенства фильтрационных расходов в каждом из фрагментов, т. е.

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \ldots = Q_n;$$

б) равенства суммы потерь напора во всех фрагментах полному напору H, т. е.

$$H = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \ldots + \Delta H_n.$$

Приведенный фильтрационный расход q_r в основании сооружения, состоящего из отдельных фрагментов, по Н. Н. Павловскому, определяется следующей формулой:

$$q_r = \frac{1}{\frac{1}{q_{r_1}} + \frac{1}{q_{r_2}} + \frac{1}{q_{r_3}} + \ldots + \frac{1}{q_{r_m}}}, \qquad (18—36)$$

где q_{r_m} — приведенный расход m-го фрагмента.

Действительный фильтрационный расход в основании сооружения равен:

$$q = kHq_r, \qquad (18—37)$$

где H — полный напор на сооружение;
k — коэффициент фильтрации.

Потери напора в пределах m-го фрагмента могут быть вычислены по формуле:

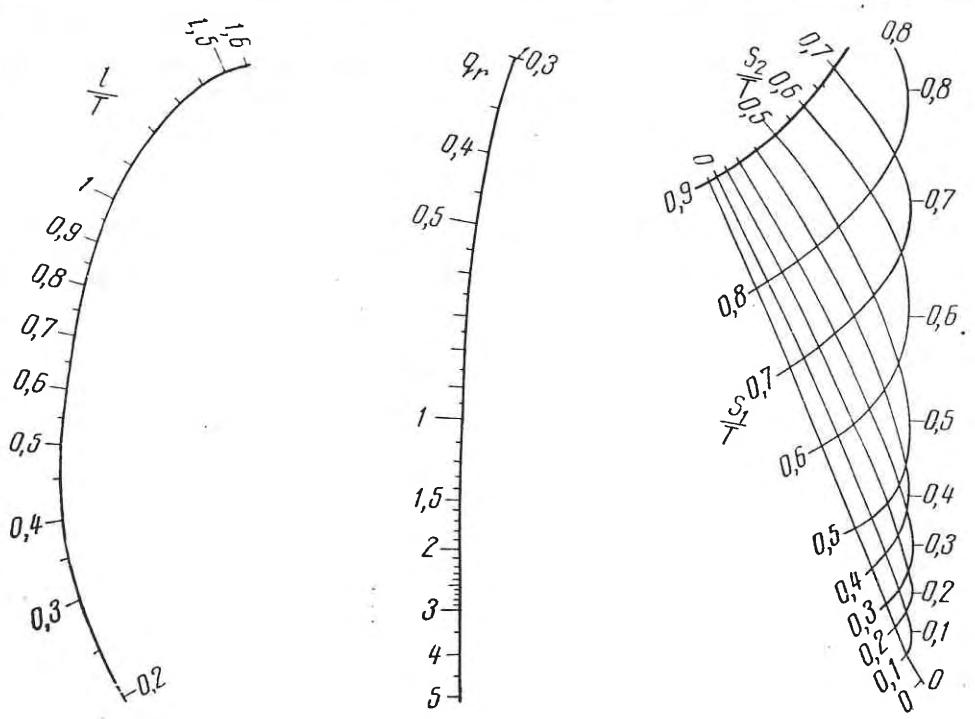
$$\Delta H_m = \frac{q_r}{q_{r_m}} H. \qquad (18—38)$$

Определение элементов фильтрационного потока для отдельных фрагментов производится при помощи номограмм В. С. Козлова по заданным относительным размерам $\frac{l}{T}$, $\frac{s_1}{T}$ и $\frac{s_2}{T}$.

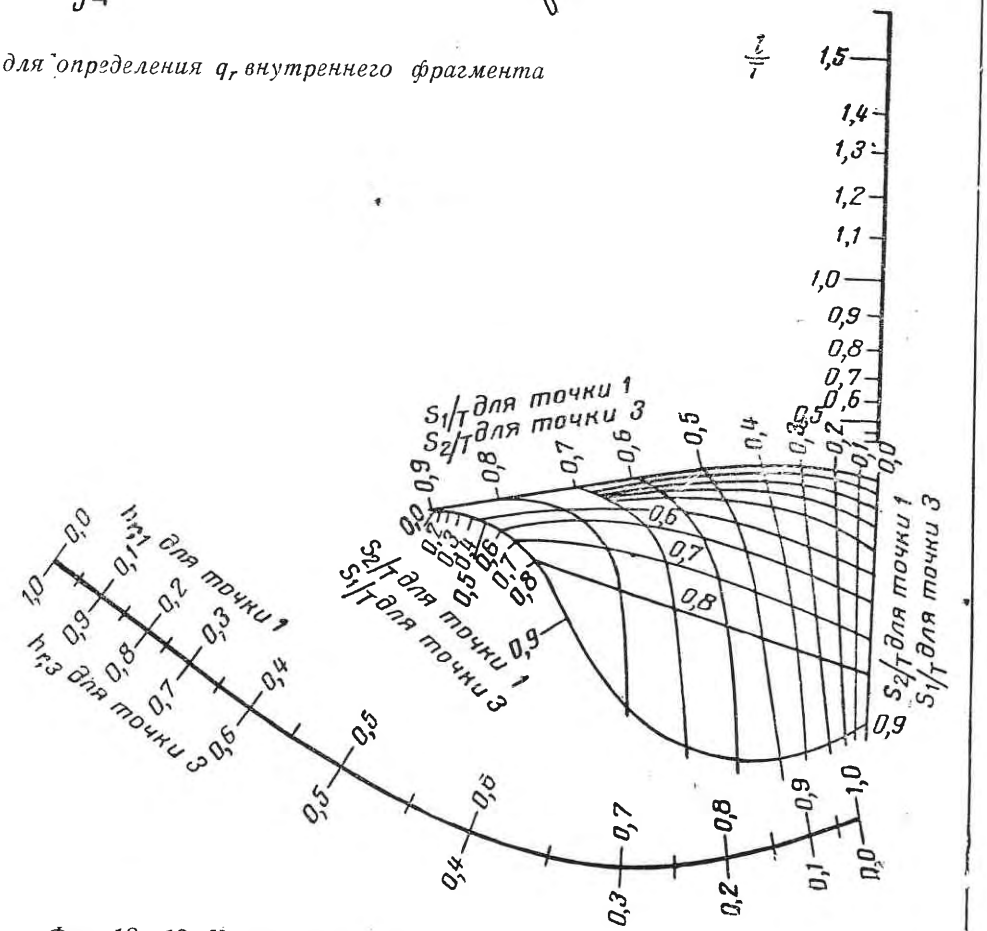
Для внутреннего фрагмента (фиг. 18—11,*а*) величина приведенного расхода q_{r_m} определяется по номограмме, изображенной на фиг. 18—12, а приведенные напоры в точках *1*, *2* и *3* — при помощи номограмм, изображенных на фиг. 18—13 и 18—14.

Для внешнего фрагмента (см. рис. 18—11,*б*) величина приведенного расхода определяется по номограмме на фиг. 18—15, а величины приведенных напоров в точках *1*, *2*, *3* и *4*—по номограммам на фиг. 18—16—18—19.

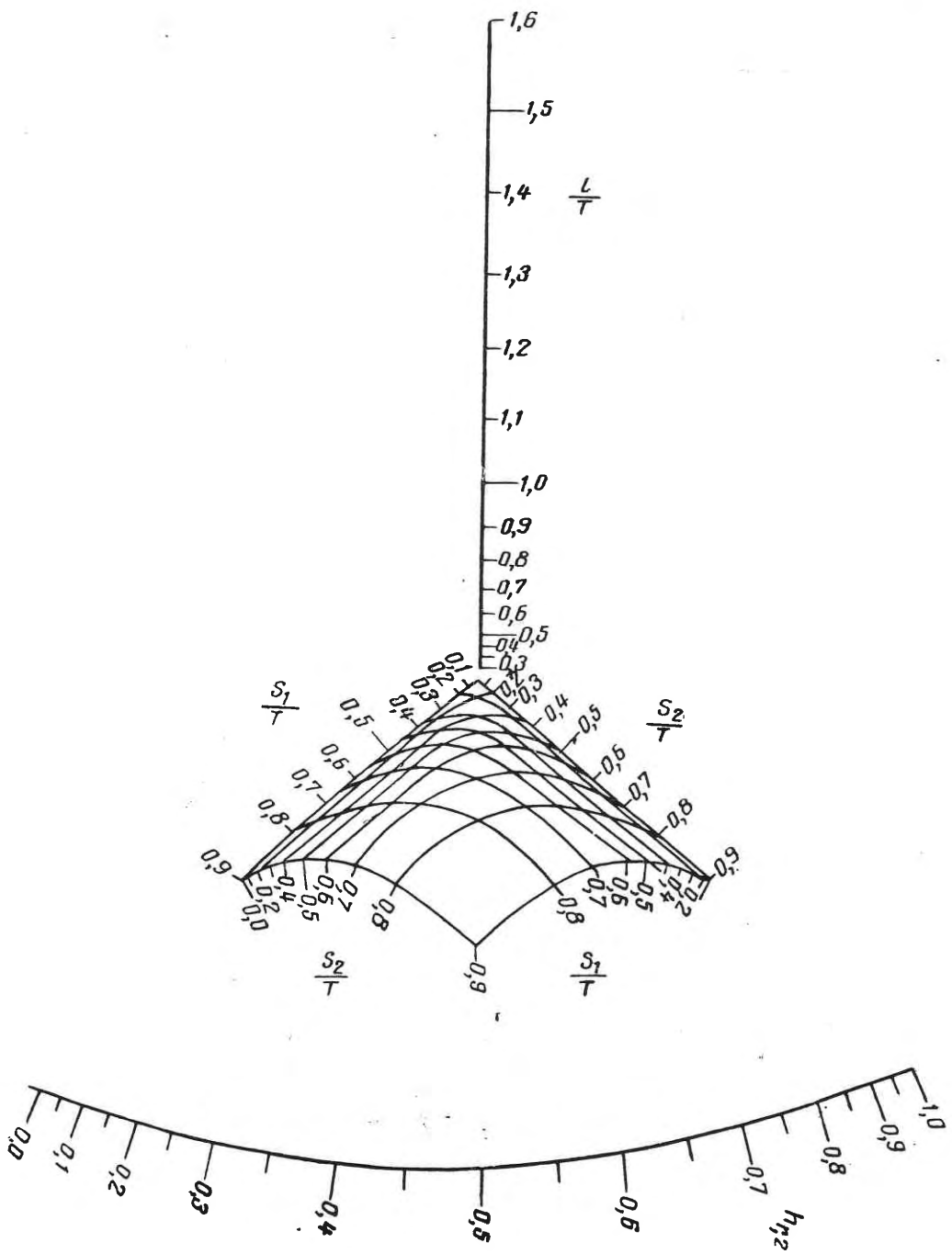
Максимальная приведенная скорость фильтрации в точке *5* по дну нижнего бьефа определяется в зависимости от указанных выше размеров фрагмента по номограмме на фиг. 18—20.



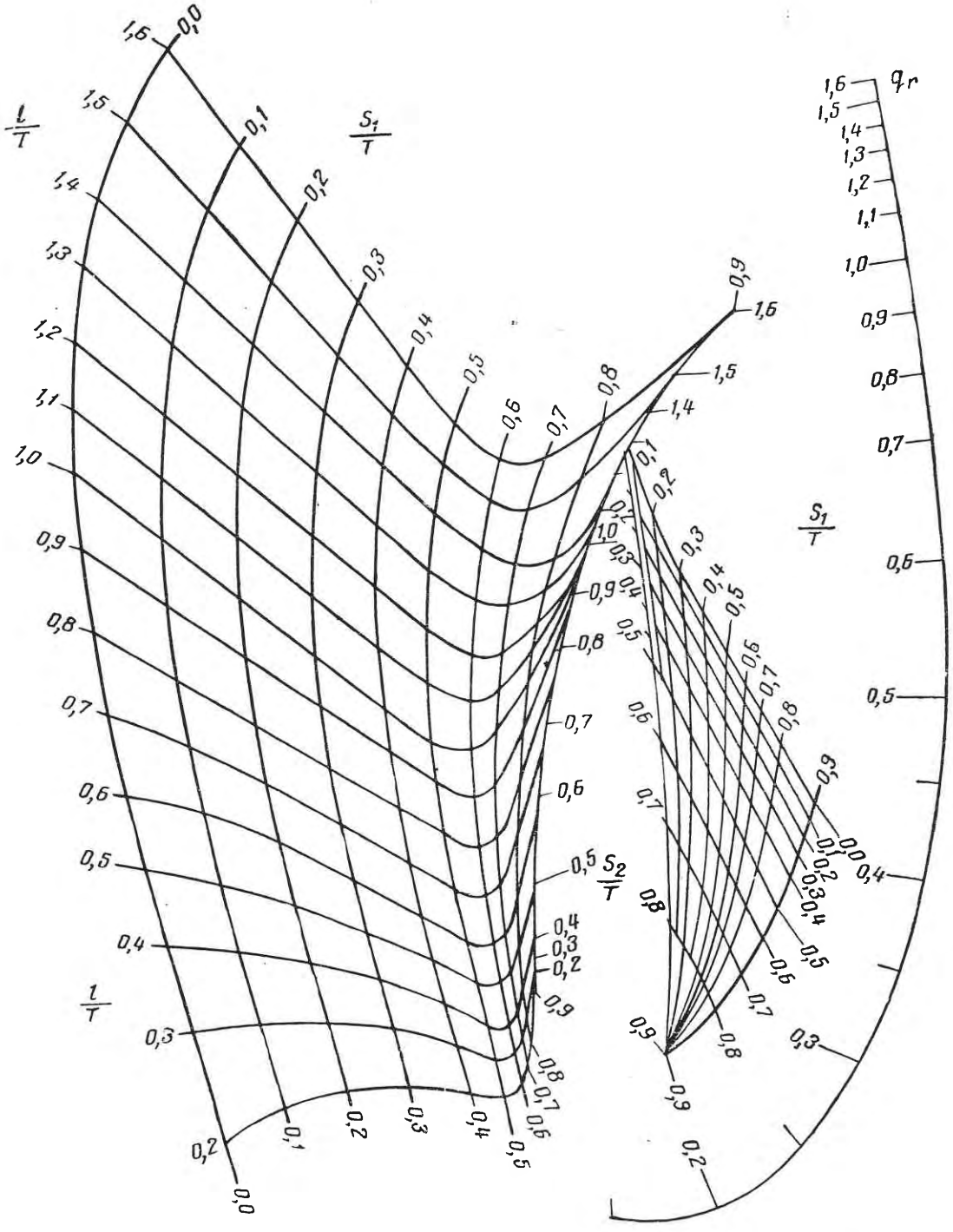
Фиг. 18—12. Номограмма для определения q_r внутреннего фрагмента



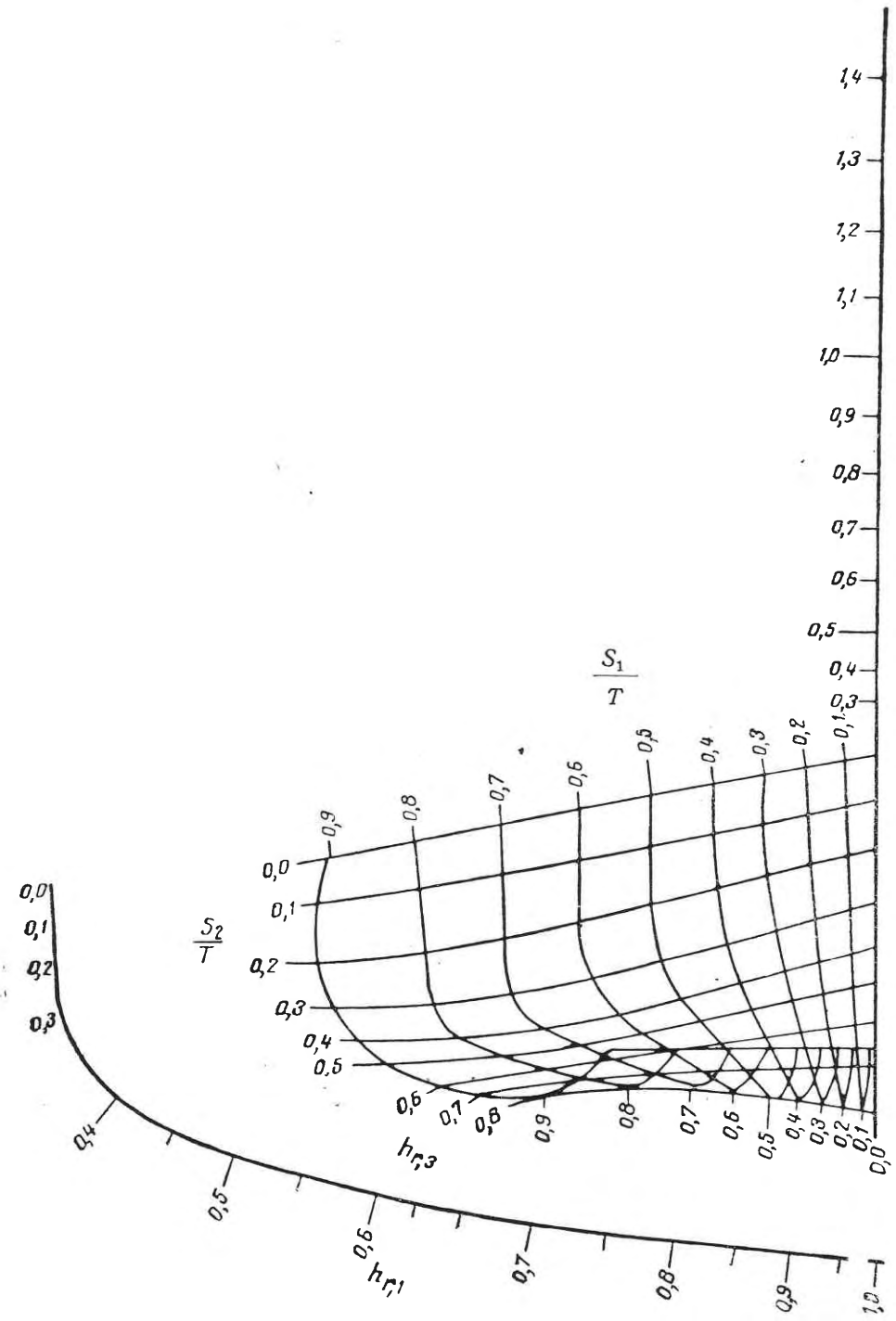
Фиг. 18—13. Номограмма для определения h_r в точках 1, 3 внутреннего фрагмента



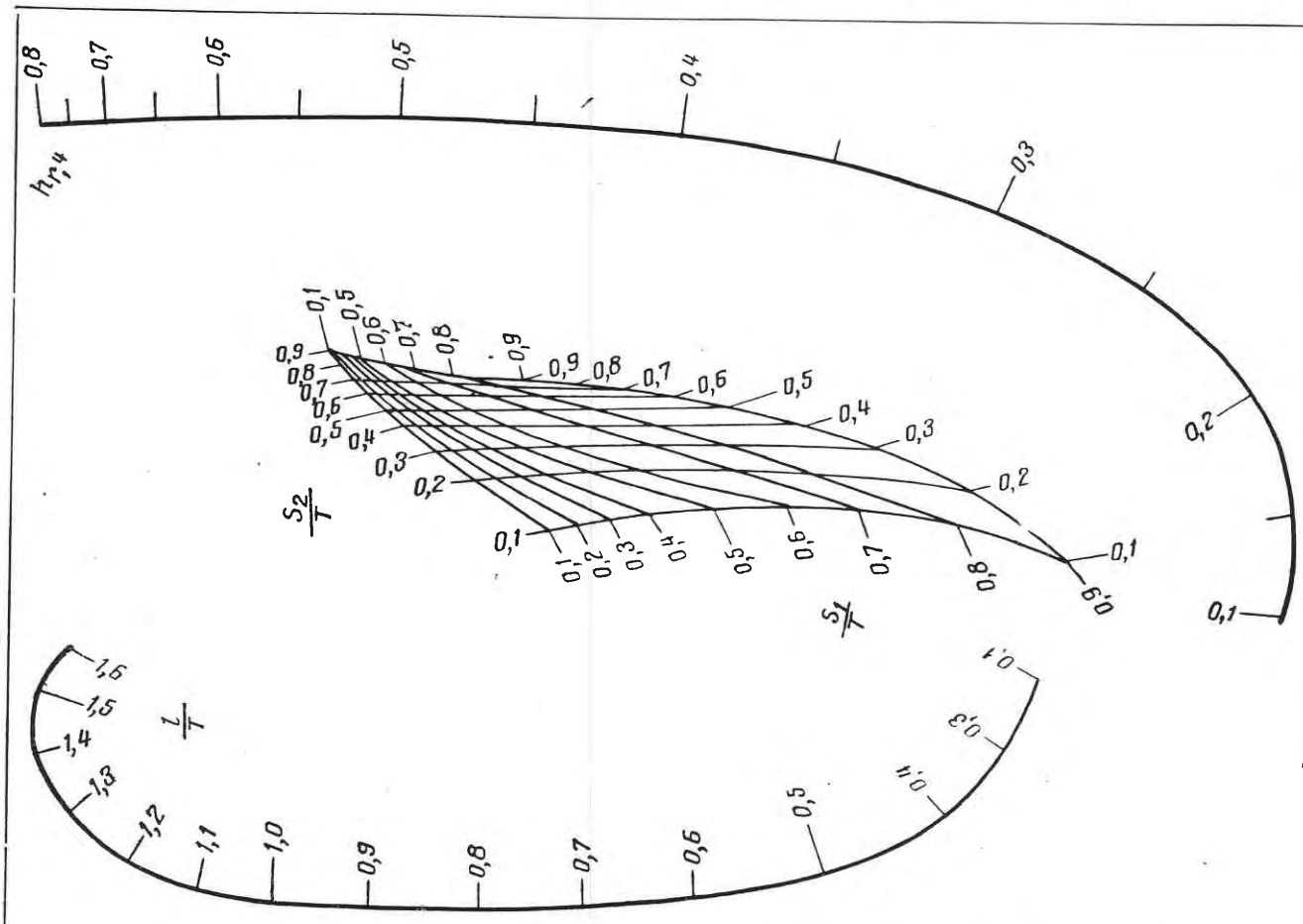
Фиг. 18—14. Номограмма для определения h_r в точке 2 внутреннего фрагмента



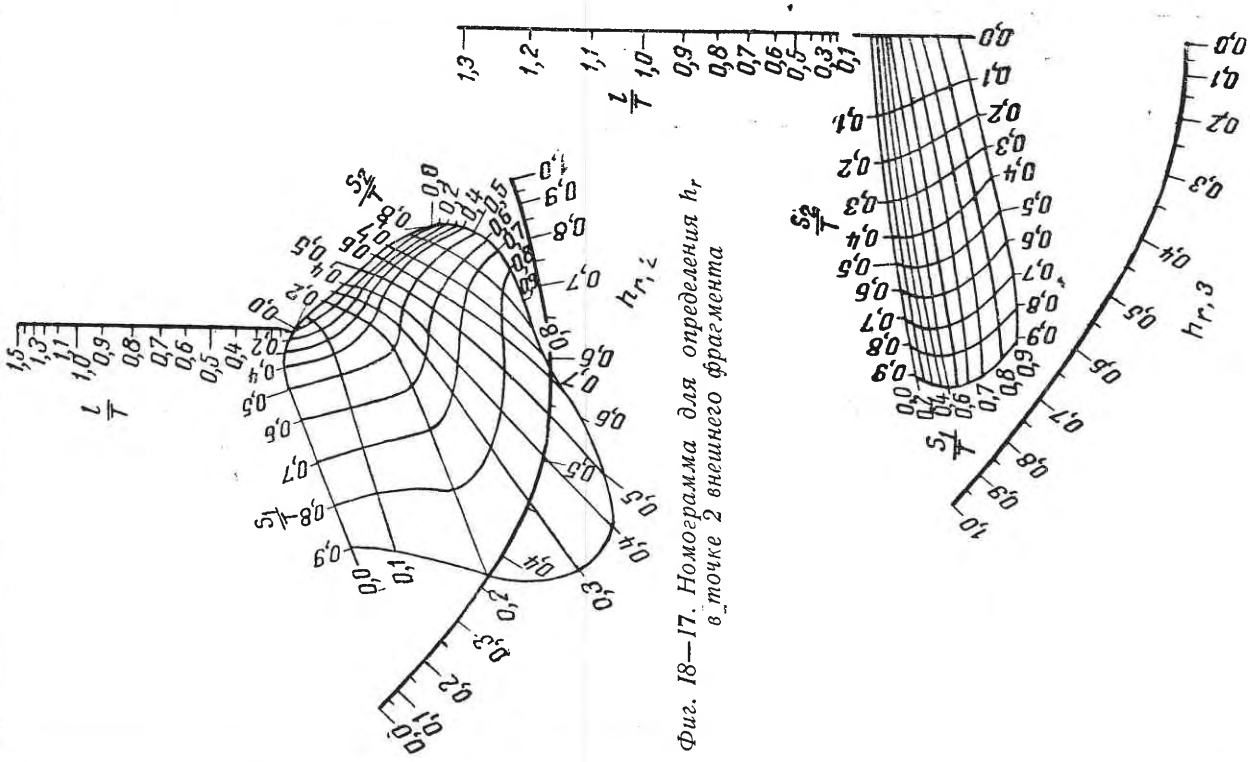
Фиг. 18—15. Номограмма для определения q_r внешнего фрагмента



Фиг. 18—16. Номограмма для определения h_r в точке 1 внешнего фрагмента

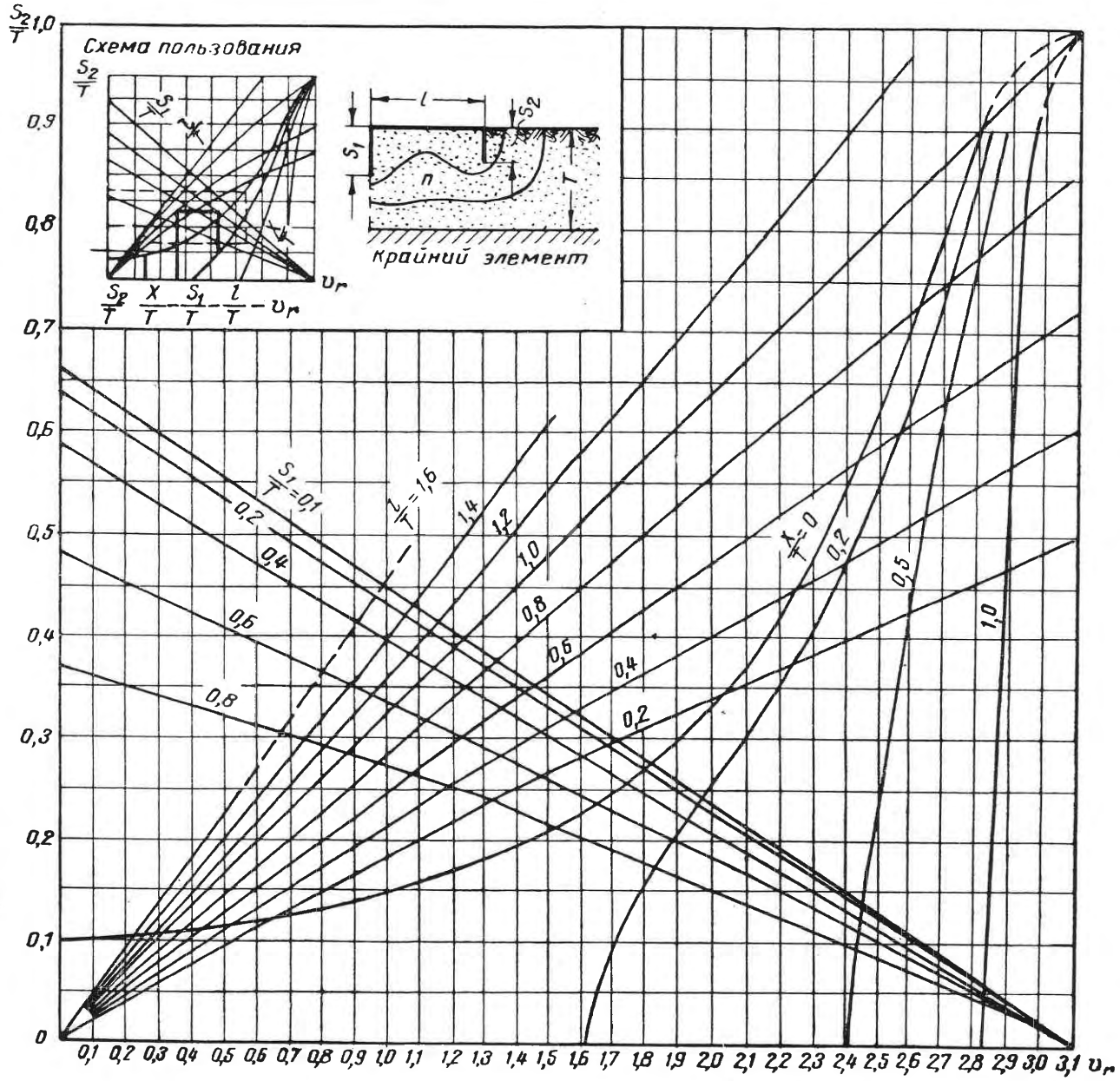


Фиг. 18—19. Номограмма для определения h_r в точке 4 под шпунтом внешнего фрагмента



Фиг. 18—17. Номограмма для определения h_r в точке 2 внешнего фрагмента

Фиг. 18—18. Номограмма для определения h_r в точке 3 внешнего фрагмента



Фиг. 18—20. Номограмма для определения скорости v_r выхода воды в нижний бьеф

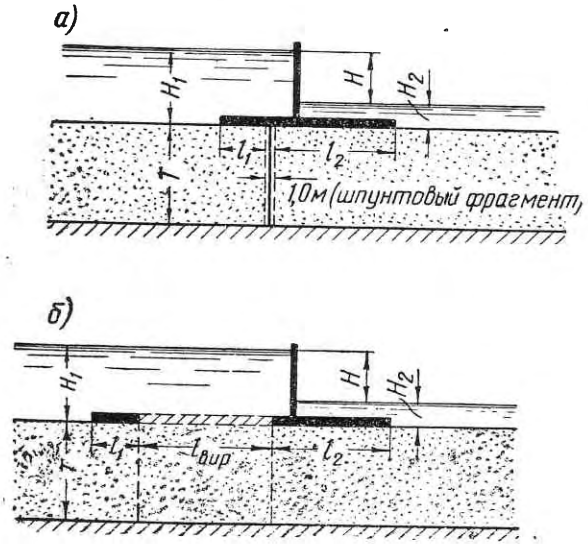
2. Флютбет с водопроницаемыми шпунтами при ограниченной мощности проницаемого основания

В данном случае в качестве дополнительных составляющих фрагментов выделяются шпунтовые фрагменты, т. е. фрагменты со шпунтовой стенкой посередине, которые рассматриваются условно, как ядра из однородного грунта. Расчетная ширина шпунтового фрагмента принимается равной 1 *м*.

Степень водопроницаемости шпунтового фрагмента характеризуется при этом коэффициентом $\eta = \frac{k_ф}{k_д}$, представляющим собой отношение фиктивного коэффициента фильтрации шпунтового фрагмента (как однородной среды) — $k_ф$ к действительному коэффициенту фильтрации грунта в области расположения шпунта — $k_д$. Степень водопроницаемости шпунта зависит от размеров щелей, расстояния между ними, заполнения их грунтом или другим материалом. Вопрос о водопроницаемости шпунтов еще недостаточно изучен. По имеющимся данным ВНИИ Водгео, можно для расчетов в первом приближении принимать для качественно забитых шпунтов при песчаных и супесчаных грунтах основания коэффициент η равным: для металлического шпунта 0,0025—0,0050, для деревянного шпунта 0,02—0,03.

а) Флютбет со шпунтом, доведенным до водоупора (по В. П. Недрига и Е. Я. Хапаловой)

Фильтрационный расчет флютбета с водопроницаемым шпунтом, доведенным до водоупора, производится путем приведения действительной области фильтрации (фиг. 18—21,*а*) к фиктивной, в которой шпунтовый фрагмент заменен виртуальной длиной флютбета $l_{вир}$ (фиг. 18—21,*б*).



Фиг. 18—21. Схемы к расчету фильтрации в основании плотин с учетом водопроницаемости шпунта, доведенного до водоупора

а — действительная область фильтрации; *б* — фиктивная область фильтрации

Для приведенной таким образом области гидродинамические элементы фильтрационного потока определяются по формулам для плоского флютбета при наличии водоупора или же методом фрагментов.

Виртуальная длина шпунтового фрагмента вычисляется по формуле:

$$l_{вир} = \frac{1}{\eta} \cdot м, \qquad (18—39)$$

где η — коэффициент, значения которого приведены выше.

б) Флютбет с водопроницаемым шпунтом, не доведенным до водоупора (по В. П. Недрига)

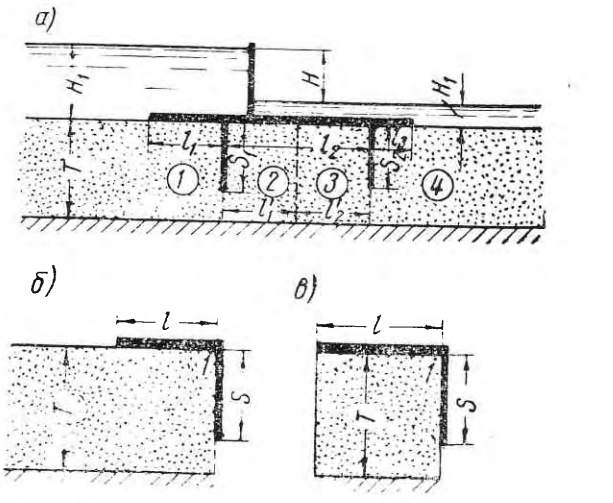
Разбивка на фрагменты в этом случае производится так, как это показано пунктиром на фиг. 18—22,*а*, т. е. по линиям расположения шпунтов и между шпунтами. Раздельная линия между шпунтами проводится параллельно шпунтам, на расстояниях от них, пропорциональных длинам этих шпунтов. Так, например, для схемы, приведенной на фиг. 18—22,*а*, расстояние от раздельной линии до верхового шпунта равно:

$$l_1' = \frac{l_2}{s_1 + s_2} s_1.$$

При такой разбивке области фильтрации все ее фрагменты сводятся к двум типам: внутреннему (фиг. 18—22,*в*) и внешнему (фиг. 18—22,*б*).

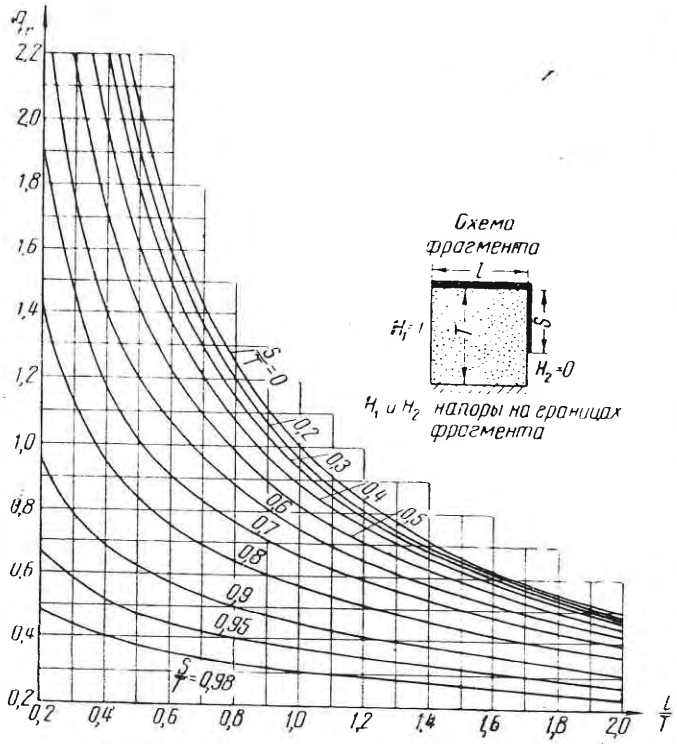
Для внутреннего фрагмента величины приведенного расхода и приведенного напора в точке *1* находятся по приближенным формулам В. П. Недрига:

$$q_{r,\eta} = \frac{2T\eta + (1-\eta) q_{r,0}}{1 + (2l - 1)\eta}; \qquad (18—40)$$

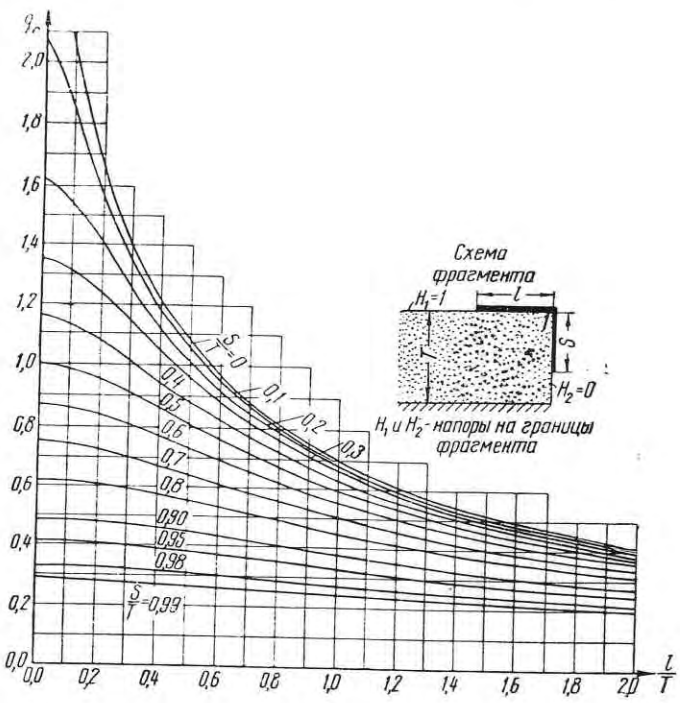


Фиг. 18—22. Схемы к расчету фильтрации в основании плотин с учетом водопроницаемости шпунтов, не доведенных до водоупора

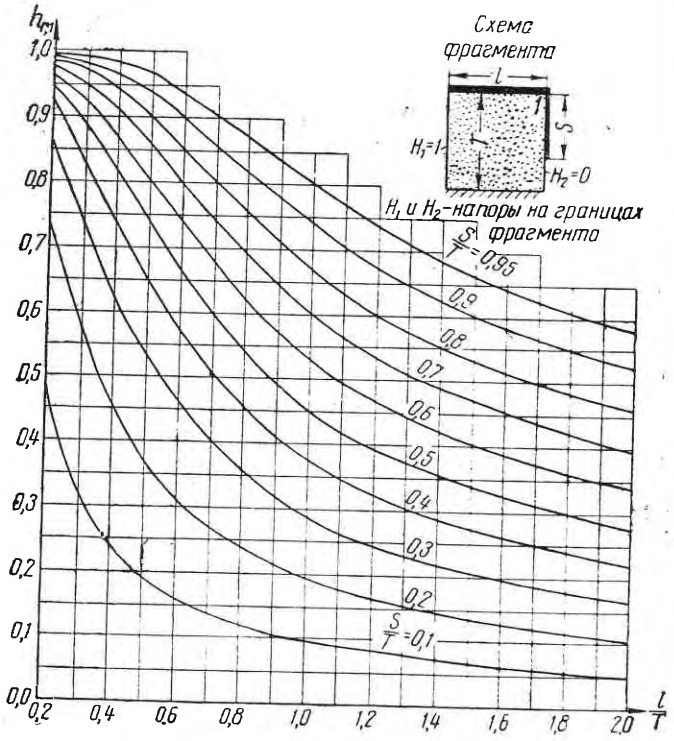
а — флютбет с водопроницаемыми шпунтами, не доведенными до водоупора; *б* — внешний фрагмент; *в* — внутренний фрагмент



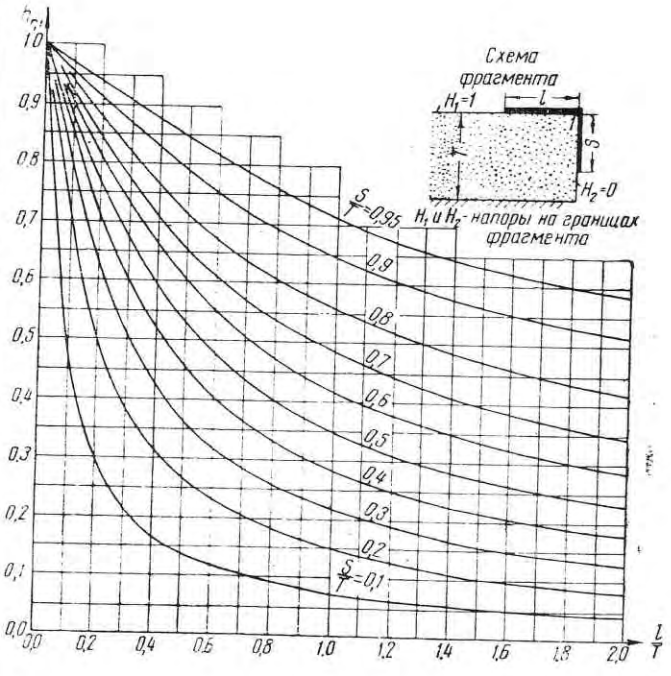
Фиг. 18—23. График для определения приведенного расхода q_r внутреннего фрагмента



Фиг. 18—25. График для определения приведенного расхода q_r внешнего фрагмента



Фиг. 18—24. График для определения приведенного напора в точке 1 внутреннего фрагмента



Фиг. 18—26. График для определения приведенного напора в точке 1 внешнего фрагмента

$$h_{r,1}=\frac{\left(1-h^0_{r,1}\right)\eta+h^0_{r,1}}{1+(2l-1)\,\eta}, \qquad (18-41)$$

где l и T — длина и высота фрагмента в *м*;

η — коэффициент, характеризующий водопроницаемость шпунтового фрагмента;

$q_{r,0}$ — приведенный расход фрагмента при водонепроницаемом шпунте ($\eta=0$), определяемый по графику (фиг. 18—23);

$h^0_{r,1}$ — приведенный напор в точке *1* при водонепроницаемом шпунте ($\eta=0$), определяемый по графику (фиг. 18—24).

Графики (18—23 и 18—24) построены по зависимостям, найденным Н. Г. Мелещенко.

Для внешнего фрагмента (см. фиг. 18—22,*б*) величины приведенного расхода и приведенного напора в точке *1* находятся по приближенным формулам В. П. Недрига:

$$q_{r,\eta}=\frac{\left[2T\eta+(1-\eta)\,q_{r,0}\right]q'_r}{2T\eta+q'_r}; \qquad (18-42)$$

$$h_{r,1}=\frac{\left[(1-\eta)\,h^0_{r,1}+\eta\right]q'_r}{2T\eta+q'_r}, \qquad (18-43)$$

где T — мощность фильтрующей толщи основания в *м*;

η — коэффициент водопроницаемости шпунта;

$q_{r,0}$ — приведенный расход фрагмента при водонепроницаемом шпунте ($\eta=0$), определяемый по графику (фиг. 18—25);

q'_r — приведенный расход фрагмента при отсутствии шпунта ($s=0$) и длине водонепроницаемого контура $l'=(l-0{,}5)$ *м*, определяемый по графику (фиг. 18—25);

$h^0_{r,1}$ — приведенный напор в точке *1* при водонепроницаемом шпунте ($\eta=0$), определяемый по графику (фиг. 18—26).

Графики (18—25 и 18—26) построены по зависимостям, найденным Н. Н. Павловским.

3. Флютбет с дренажем при ограниченной мощности проницаемого основания (по А. В. Романову)

а) Общие сведения

При наличии дренажных устройств расчет фильтрации в основании плотин может производиться методом фрагментов.

Раздельные сечения между отдельными фрагментами могут быть проведены посередине между верхним бьефом и дренажем, а также между нижним бьефом и дренажем (фиг. 18—27). Ниже даются расчетные формулы для области фильтрации, разбитой на три фрагмента, причем дренаж имеется только в одном — в среднем:

$$\frac{1}{q_r}=\frac{1}{q_{r,1}}+\frac{1}{q_{r,2}}+\frac{1}{q_{r,3}}\left(1-\frac{q_{r,02}}{q_{r,2}}\right), \qquad (18-44)$$

где q_r — приведенный расход всей области фильтрации (расход, поступающий из верхнего бьефа в основание плотины);

$q_{r,1}$ — приведенный расход первого фрагмента;

$q_{r,2}$ — приведенный расход, поступающий во второй фрагмент из верховой его грани;

$q_{r,3}$ — приведенный расход третьего фрагмента;

$q_{r,02}$ — приведенный расход, поступающий в дренаж второго фрагмента.

Потери приведенного напора в каждом из фрагментов (ΔH_m) определяются из соотношений:

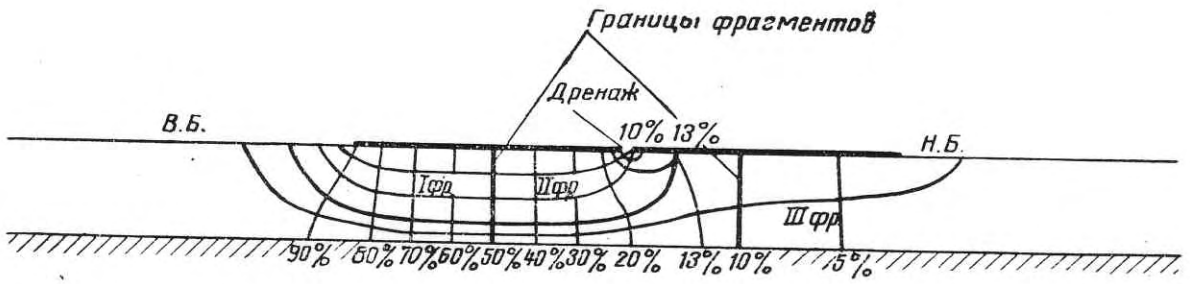
$$\Delta H_1=\frac{q_r}{q_{r,1}};\quad \Delta H_2=\frac{q_r}{q_{r,2}};$$

$$\Delta H_3=\frac{q_r}{q_{r,3}}\left(1-\frac{q_{r,02}}{q_{r,2}}\right). \qquad (18-45)$$

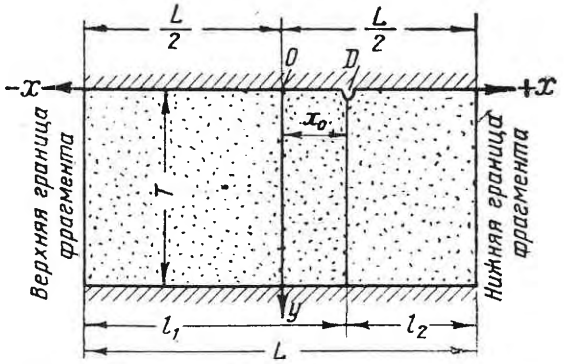
Приведенные расходы $q_{r,1}$ и $q_{r,3}$, а также распределение напора в крайних фрагментах определяются по номограммам предыдущего пункта (п. 18—4).

Определение значений $q_{r,2}$ и $q_{r,02}$, а также распределение напора в пределах второго фрагмента для условий наличия горизонтального и вертикального дренажа даются ниже.

При расчетах фрагментным методом фильтрации в основании плотин с вертикальным дренажем приведенные расходы внешних фрагментов $q_{r,1}$ и $q_{r,3}$, определяемые по номограммам п. 18—4, принимаются для полосы шириной s, равной расстоянию между колодцами вертикального дренажа. Таким образом, приведенный расход внешних фрагментов шириной s составит $s\,q_{r,1}$ и $s\,q_{r,2}$.



Фиг. 18—27. Схема разбивки фильтрующей области в основании плотин на фрагменты



Фиг. 18—28. Схема фрагмента основания плотины с дреной

б) Флютбет с горизонтальной дреной (фиг. 18—28)

Приведенный расход дрены внутреннего фрагмента определяется по формуле:

$$q_{r,02}=\frac{\pi\frac{l_2}{L}}{\ln\frac{2T}{\pi D}+\frac{\pi l_1 l_2}{TL}}, \qquad (18—46)$$

где D — диаметр дрены.

Приведенный расход внутреннего фрагмента (расход, поступающий во фрагмент из верховой стороны)

$$q_{r,2}=\frac{T}{L}+\frac{q_{r,02}\,l_2}{L}. \qquad (18—47)$$

Распределение приведенного напора по основанию флютбета в пределах фрагмента

$$h_x=\Delta H_2\left[\frac{q_{r,02}}{\pi}\ln\left|1-e^{\frac{-\pi(x-x_0)}{T}}\right|+\left(\frac{1}{2}-\frac{x}{L}\right)-\frac{q_{r,02}}{T}\left(\frac{1}{2}-\frac{x}{L}\right)\right], \qquad (18—48)$$

где x — текущая абсцисса, положительная в сторону низовой грани фрагмента и отрицательная в сторону верховой грани;

ΔH_2 — потери напора в пределах второго фрагмента;

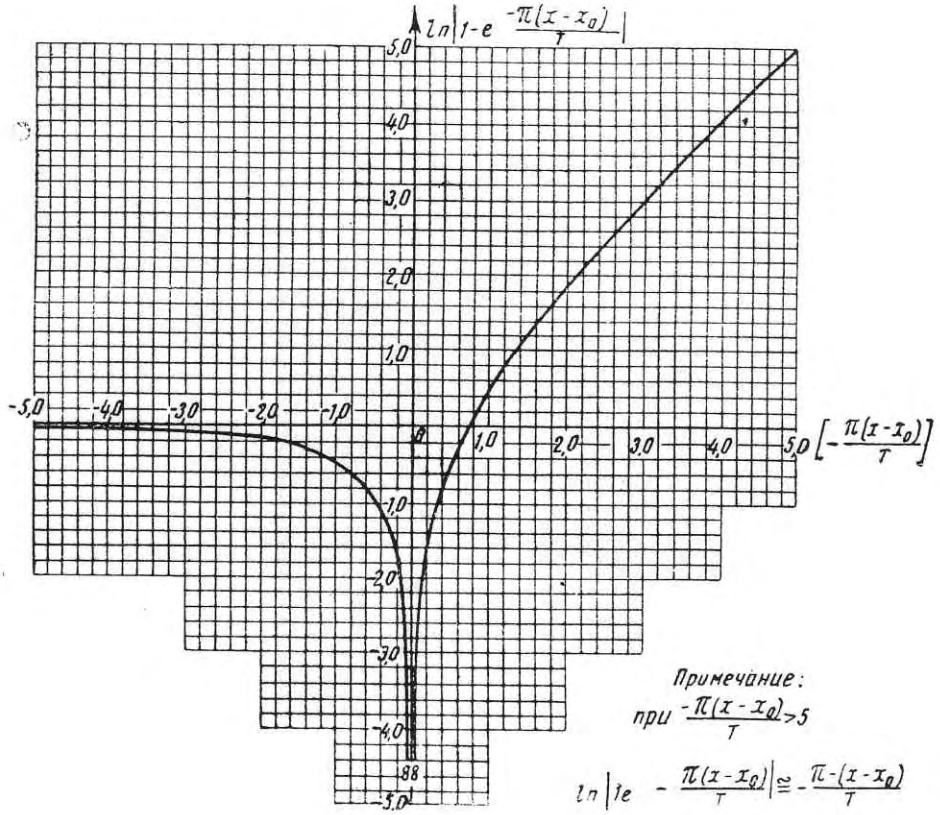
$$x_0=l_1-\frac{L}{2}.$$

Значение $N=\ln\left|1-e^{\frac{-\pi(x-x_0)}{T}}\right|$ находятся по графику (фиг. 18—29).

Действительный расход дрены определяется по формуле:

$$Q_{02}=q_{r,02}\,\Delta H'_2, \qquad (81—46')$$

где $\Delta H'_2=\frac{(H_1-H_2)\,l_2}{L}+H_2-H_0$,



Фиг. 18—29. График значений $\ln\left|1-e^{\frac{-\pi(x-x_0)}{T}}\right|$

H_1 — действительная величина напора на границе *I* и *II* фрагментов;

H_2 — действительный напор на границе *II* и *III* фрагментов;

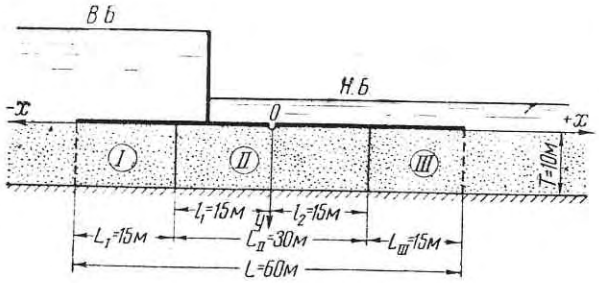
H_0 — действительный напор в дренаже.

Пример расчета. Требуется произвести фильтрационный расчет схемы, показанной на фиг. 18—30, при величинах напора в верхнем бьефе $H=1$, в нижнем бьефе $H=0$ и в дренаже $H=0$.

Диаметр полукруглой дрены — 0,5 *м*. Коэффициент фильтрации пород основания — 1 *м/сутки*.

Для двух внешних фрагментов $q_{r,1}$ и $q_{r,3}$ определяются по номограмме $\left(\text{при}\ \frac{L}{T}=1{,}5\right)$ (см. фиг. 18—15), они составляют:

$$q_{r,1}=q_{r,3}=0{,}53.$$



Фиг. 18—30. Схема плоского флютбета с дренажем

Приведенный расход дренажной траншеи фрагмента *II*, подсчитанный по формуле (18—46), составляет:

$$q_{r,02}=\frac{\frac{3,14\cdot 15}{30}}{\ln\frac{2\cdot 10}{3,14\cdot 0,5}+\frac{3,14\cdot 15\cdot 15}{30\cdot 10}}=0,321\ м^3/сутки.$$

Величину приведенного расхода фрагмента *II* определяют по формуле (18—47):

$$q_{r,2}=\frac{10}{30}+\frac{0,321\cdot 15}{30}=0,33+0,16=0,49\ м^3/сутки.$$

Величина расхода всей области фильтрации, определяемая по формуле (18—44), составляет:

$$\frac{1}{q_r}=\frac{1}{0,53}+\frac{1}{0,49}+\frac{1}{0,53}\left(1-\frac{0,321}{0,49}\right)=4,582;$$

$$q_r=0,218\ м^3/сутки.$$

Потери напора в каждом фрагменте, определенные по формуле (18—45), составляют:

$$\Delta H_1=\frac{0,218}{0,53}=0,41;$$

$$\Delta H_2=\frac{0,218}{0,49}=0,45;$$

$$\Delta H_3=\frac{0,218}{0,53}\left(1-\frac{0,321}{0,49}\right)=0,14.$$

Найдя величины напора по контурам фрагмента *II*, определяем величины действительного расхода, поступающего в дрену по формуле (18—46′), принимая в ней действительные значения напоров на границах фрагментов и в месте расположения дрен:

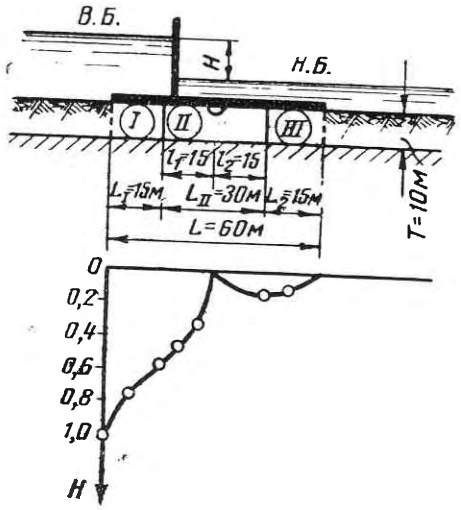
$$Q_{0,r}=\frac{3,14\left(\frac{0,45\cdot 15}{30}+0,14\right)}{\ln\frac{2\cdot 10}{3,14\cdot 0,5}+\frac{3,14\cdot 15\cdot 15}{30\cdot 10}}=0,206\ м^3/сутки,$$

где величина $0,45=\Delta H_2$.

Расход, поступающий в нижний бьеф:

$$Q_{н.б}=0,218-0,206=0,012\ м^3/сутки.$$

Приведенные величины напоров в пределах фрагментов *II* и *III* определяются по номограмме (см. фиг. 18—16), а действительные — по формуле (18—38).



Фиг. 18—31. Эпюра фильтрационного давления для плоского флютбета с дренажем

Действительные величины напоров во внутреннем фрагменте определяются по формуле (18—48).

Для $x=-5,75$ *м* величина напора по произведенным расчетам составляет 0,376, а для $x=-10$ *м* величина напора определена равной 0,47.

По данным расчетов вычерчена эпюра противодавления (фиг. 18—31).

в) Флютбет с одним рядом совершенных колодцев (фиг. 18—32)

Приведенный расход каждого колодца ряда в пределах фрагмента *II* определяется по формуле:

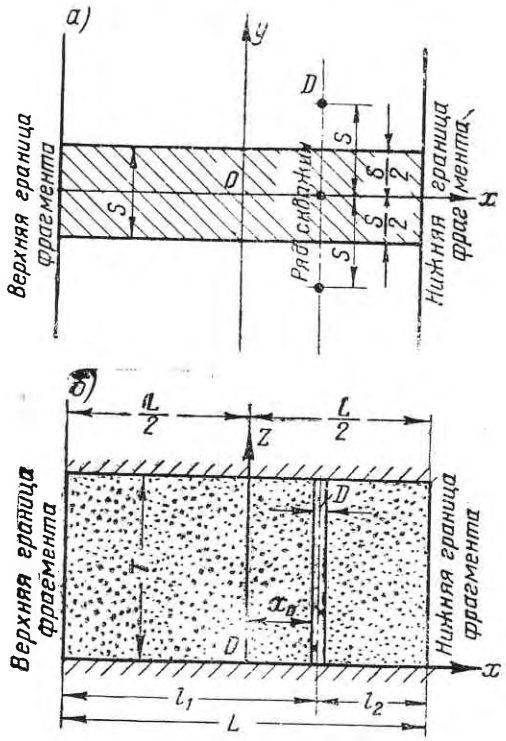
$$q_{r,02}=\frac{2\pi T\frac{l_2}{L}}{\ln\frac{s}{\pi D}+\frac{2\pi l_1 l_2}{sL}}. \qquad (18—49)$$

Приведенный расход фрагмента *II* (расход, поступающий во фрагмент из верховой его грани) в полосу шириной *s*:

$$q_{r,2}=\frac{sT}{L}+\frac{q_{r,02}\,l_2}{L}. \qquad (18—50)$$

Распределение напора по линии, проходящей через центр колодца нормально верхней (h_1) и нижней (h_2) границам фрагмента:

$$H_x=\Delta H_2\left[\frac{q_{r,02}}{2\pi T}N+\left(\frac{1}{2}-\frac{x}{L}\right)-\frac{q_{r,02}}{sT}\left(\frac{1}{2}-\frac{x}{L}\right)\right], \qquad (18—51)$$



Фиг. 18—32. Схема фрагмента с дренажем из ряда скважин, доведенных до водоупора

а — план; *б* — разрез

где x — текущая абсцисса, положительная в сторону низовой грани и отрицательная в сторону верховой грани фрагмента;

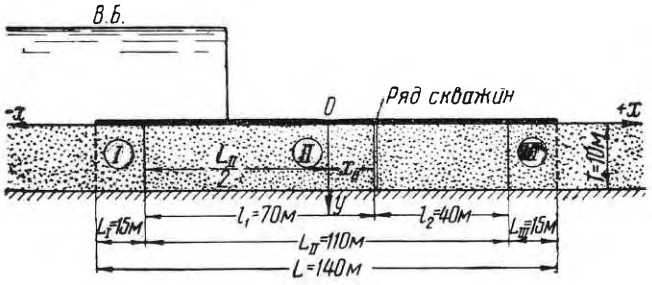
$$x_0 = l_1 - \frac{L}{2};$$

ΔH_2 — потери напора в пределах фрагмента;

$N = \ln\left|1 - e^{\frac{-2\pi(x-x_0)}{s}}\right|$ — определяется по графику (см. фиг. 18—29), в котором $T = \frac{s}{2}$.

Пример расчета. Требуется произвести расчет фильтрации в основании плотины для условий, указанных в схеме (фиг. 18—33).

Ряд совершенных скважин $d = 0{,}2$ *м* при расстоянии между скважинами $s = 8$ *м* расположен на расстоянии 85 *м* от верхнего бьефа и 55 *м* от нижнего бьефа. Мощность водопроницаемого слоя $T = 10$ *м*. Напор в верхнем бьефе равен 1, а напор в нижнем бьефе и в скважинах равен 0 .



Фиг. 18—33. Схема плоского флютбета с дренажем из ряда скважин

При расчетах область фильтрации разделяется на три фрагмента, крайние — входной *I* и выходной *III*— и внутренний *II*. Плоскости, разделяющие область фильтрации на отдельные фрагменты, располагаем на расстоянии 15 *м* от верхнего и нижнего бьефов, где нет искривлений линий токов.

1. Для каждого фрагмента определяют величину приведенного расхода. Для двух крайних фрагментов приведенный расход на 1 *пог. м* ($q_{r,1}$ и $q_{r,3}$) определяют по номограммам (см. фиг. 18—13). Величина его при $\frac{L_I}{T} = \frac{L_{III}}{T} = 1{,}5$ составляет:

$$q_{r,1} = q_{r,3} = 0{,}53.$$

Для полосы же шириной s приведенный расход крайних фрагментов будет составлять:

$$q_{r,1} = q_{r,3} = 0{,}53 \cdot 8 = 4{,}24.$$

2. Величину приведенного расхода скважины ряда в фрагменте *II* определяют по формуле (18—49):

$$q_{r,02} = \frac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 10 \dfrac{40}{110}}{\ln \dfrac{8}{3{,}14 \cdot 0{,}2} + \dfrac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 70 \cdot 40}{8 \cdot 110}} = 1{,}01.$$

3. Величину приведенного расхода фрагмента *II* для полосы шириной $s = 8$ *м* определяют по формуле (18—50):

$$q_{r,2} = \frac{8 \cdot 10}{110} + \frac{1{,}013 \cdot 40}{110} = 1{,}096.$$

4. Величину расхода всей области фильтрации определяют по формуле (18—44):

$$\frac{1}{q_r} = \frac{1}{4{,}24} + \frac{1}{1{,}096} + \frac{1}{4{,}24}\left(1 - \frac{1{,}014}{1{,}096}\right) = 1{,}166;$$ откуда

$$q_r = 0{,}857.$$

5. Потери напора на каждом фрагменте определяют по формуле (18—45):

$$\Delta H_1 = \frac{0{,}85}{4{,}24} = 0{,}202;$$

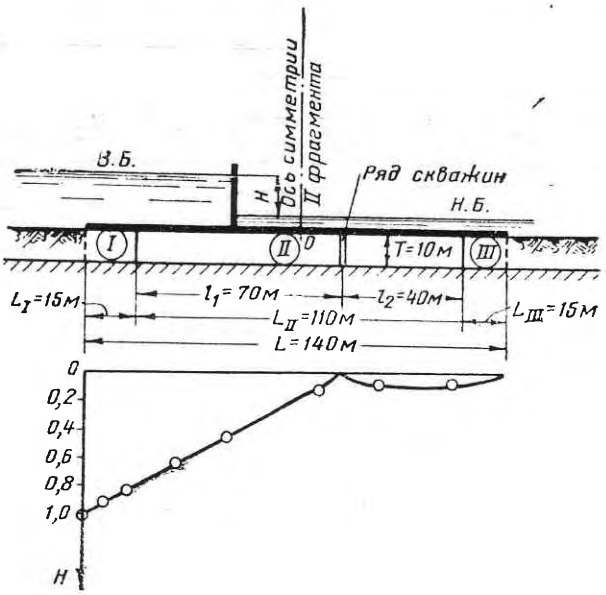
$$\Delta H_2 = \frac{0{,}85}{1{,}096} = 0{,}782;$$

$$\Delta H_3 = \frac{0{,}857}{4{,}24}\left(1 - \frac{1{,}014}{1{,}096}\right) = 0{,}015.$$

Найдя величины напора на обоих контурах фрагмента *II*, определяем величину действительного расхода, поступающего в дрену, по формуле (18—49):

$$q_{02} = \frac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 10\left(\dfrac{0{,}782 \cdot 40}{110} + 0{,}015\right)}{\ln \dfrac{8}{3{,}14 \cdot 0{,}2} + \dfrac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 70 \cdot 40}{8 \cdot 110}} = 0{,}793,$$

где $0{,}782 = \Delta H_2$ — потери напора во фрагменте.



Фиг. 18—34. Эпюра фильтрационного давления для плоского флютбета с дренажем из ряда скважин

Распределение напора по линии, проходящей через центр скважин нормально бьефам, для внутреннего фрагмента определяется по формуле (18—51) при $\Delta H = \frac{0{,}782 \cdot 40}{110} + 0{,}015$, а для внешних — по номограмме (см. фиг. 18—16).

Ниже, в табл. 18—6, приведены ординаты пьезометрической кривой, подсчитанные для фрагментов.

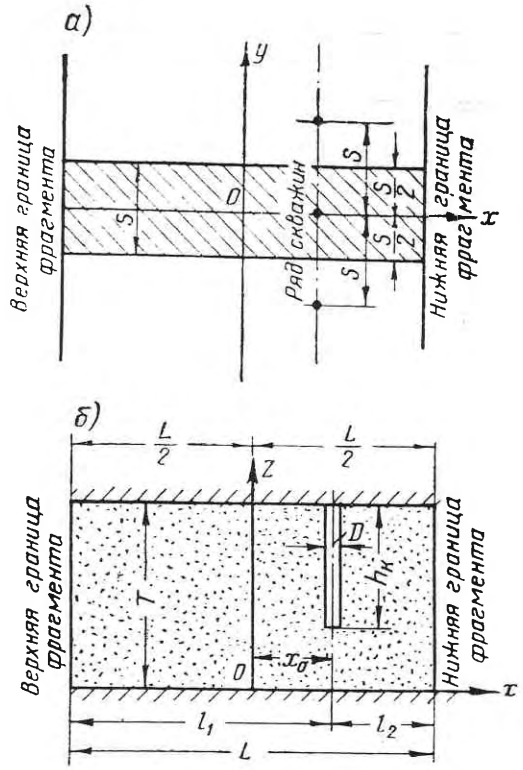
Таблица 18—6

Фрагмент *I*		Фрагмент *II*		Фрагмент *III*	
x	*H*	*x*	*H*	*x*	*H*
—70,0	1,000	—40,0	0,795	+55,0	0,035
—62,5	0,871	—20,0	0,521	+62,5	0,015
—55,0	0,798	0	0,247	+70,0	0
—	—	+10,0	0,110	—	—
—	—	+20,0	0,036	—	—
—	—	+30,0	0,026	—	—

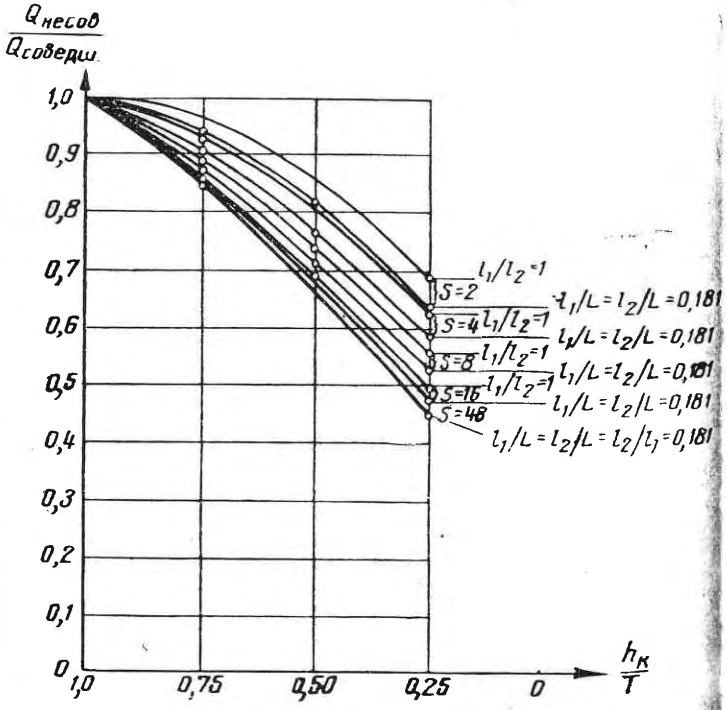
По данным расчетов построена эпюра противодавления (фиг. 18—34).

г) Флютбет с дренажем в виде ряда несовершенных колодцев (фиг. 18—35)

Приведенный расход несовершенного колодца ряда определяют аналогично расходу совершенного колодца — по формуле (18—49) с внесением в нее поправочного коэффициента *m*, определяемого по графику



Фиг. 18—35. Схема фрагмента с дренажем из ряда скважин, не доведенных до водоупора
а —план; *б* —разрез



Фиг. 18—36. Расчетный график соотношения приведенных расходов совершенных и несовершенных скважин в зависимости от степени несовершенства, расстояний между скважинами s и расположения ряда скважин от контуров питания l_1 и стока l_2 (при d=0,2 м)

(фиг. 18—36), основанному на данных экспериментальных исследований:

$$q_{r,02} = \frac{2\pi T \frac{l_2}{L} m}{\ln \frac{s}{\pi D} + \frac{2\pi l_1 l_2}{sL}}. \qquad (18—52)$$

Приведенный расход фрагмента (расход, поступающий во фрагмент с верховой стороны в полосу шириной s) определяют по формуле (18—50).

Распределение напора по основанию флютбета в пределах фрагмента определяют по формуле (18—51), где $q_{r,02}$ принимается равным расходу несовершенного колодца, вычисленному по формуле (18—52).

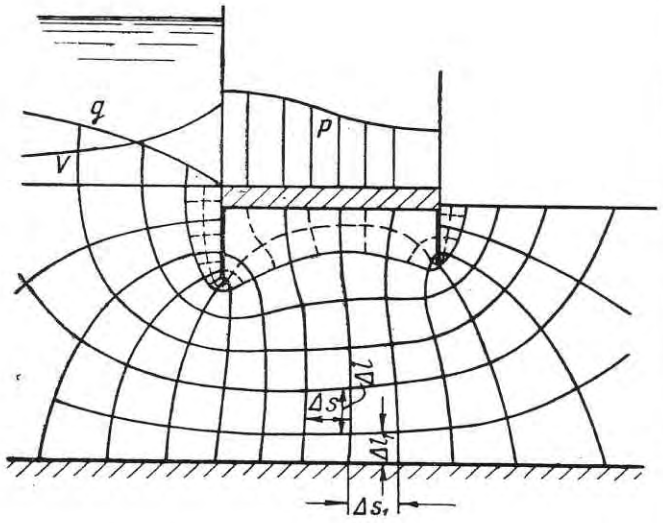
18—5. ГРАФИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА ФИЛЬТРАЦИИ В ОСНОВАНИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

1. Построение сетки

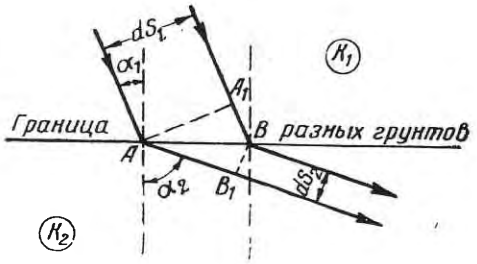
Графический метод расчета фильтрации состоит в том, что путем постепенного приближения строят в области фильтрации гидродинамическую сетку, по которой затем определяют искомые элементы потока.

Построение сетки для изотропной среды производят, исходя из условия ортогональности и плавности линий сетки с сохранением одинаковых соотношений средних длин и высот в каждой ячейке полосы сетки. Ячейки бывают с равными средними длинами и высотами — квадратные и с неравными средними длинами и высотами — прямоугольной формы, причем первой всегда отдают предпочтение.

Для случая фильтрации под гидротехническими сооружениями (фиг. 18—37) сетка строится следующим образом. Принимая линию подземного контура за первую линию тока, а линию водоупора — за последнюю, намечают ориентировочно очертание второй линии, следуя изгибам подземного контура; полученную полосу затем разбивают на криволинейные квадраты. Имея первую полосу ячеек, к ней причерчивают 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 не полными квадратами (прямоугольниками).



Фиг. 18—37. Гидродинамическая сетка фильтрационного потока в основании сооружения



Фиг. 18—38. Схема перелома линий токов на границе разных грунтов

При построении сеток правильность ячеек обычно проверяют по отношению длин средних линий ячеек.

При сложной форме ячеек последние для контроля правильности их построения разбиваются на более мелкие части (показано пунктиром[1], см. также [3]).

При наличии в основании пластов различной водопроницаемости построение сетки производится так же, как и в однородных грунтах, но при этом следует учитывать соотношение коэффициентов фильтрации слоев и иметь в виду, что линии тока и линии потенциала при проходе границы слоев отклоняются от своего направления.

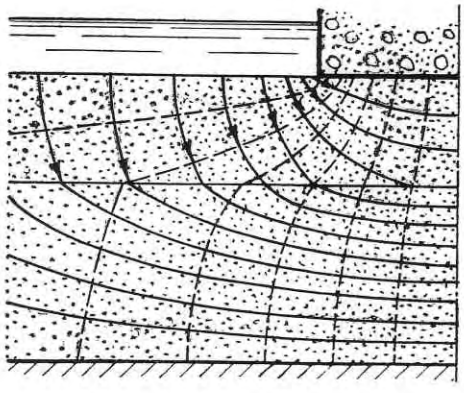
Угол отклонения определяется из соотношения (фиг. 18—38):

$$\frac{\operatorname{tg}\alpha_1}{\operatorname{tg}\alpha_2} = \frac{k_1}{k_2}, \qquad (18—53)$$

где k_1 и k_2 — коэффициенты фильтрации соседних слоев грунта.

Построенная сетка для двуслойного основания приведена на фиг. 18—39.

Построенная графическим путем сетка при тщательном ее выполнении позволяет с достаточной степенью точности определять величину расхода и напора в основании сооружения.



Фиг. 18—39. Схема фильтрации в двуслойном основании

[1] См. примеры в книге Е. А. Замарина „Проектирование гидросооружений", Сельхозгиз, 1952.

2. Вычисление элементов потока по гидродинамической сетке

Определение элементов фильтрационного потока по гидродинамической сетке производится следующим образом.

Средний градиент между соседними эквипотенциалями равен:

$$J_{ср} = \frac{\Delta H}{\Delta S}, \qquad (18—54)$$

где ΔH — падение напора в пределах рассматриваемой ячейки;

ΔS — среднее расстояние между эквипотенциалями в пределах ячейки.

Скорость потока

$$v_{ср} = kJ_{ср} = k\frac{\Delta H}{\Delta S}, \qquad (18—55)$$

где k — коэффициент фильтрации.

Фильтрационный расход на 1 *пог. м* сооружения

$$q = k\Delta H\left(\frac{\Delta l}{\Delta S}m + \frac{\Delta l'}{\Delta S'}\right), \qquad (18—56)$$

где m — число полных лент потока;

$\frac{\Delta l}{\Delta S}$ — соотношение сторон полных ячеек сетки;

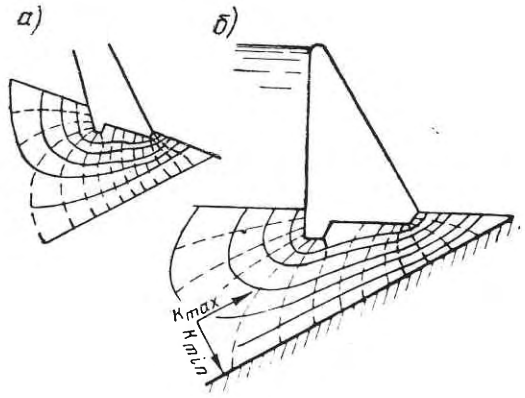
$\frac{\Delta l'}{\Delta S'}$ — соотношение сторон неполных ячеек ленты.

3. Случай анизотропных грунтов в основании

При анизотропных грунтах, имеющих коэффициент фильтрации по взаимно перпендикулярным осям k_{max} и k_{min}, расчет фильтрации производится путем приведения заданной анизотропной области к изотропной, сокращением ее в a раз в направлении максимального коэффициента фильтрации (k_{max}).

Величина коэффициента a определяется при этом по формуле:

$$a = \sqrt{\frac{k_{max}}{k_{min}}}. \qquad (18-57)$$



Фиг. 18—40. Сетка фильтрации в анизотропных грунтах

Коэффициент фильтрации приведенной области равен:

$$k_{ср} = \sqrt{k_{max}k_{min}}. \qquad (18—58)$$

Для приведенной области фильтрации расчет производится аналитическими методами, разработанными для однородных изотропных грунтов, или графическими методами. Построенную для приведенной области сетку (фиг. 18—40,*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 (фиг. 18—40,*б*).

18—6. ПРИБЛИЖЕННЫЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЛЬТРАЦИОННОГО ДАВЛЕНИЯ НА ФЛЮТБЕТ

Для предварительных, ориентировочных подсчетов величины фильтрационного давления на подошву сооружения могут определяться приближенным методом, исходя из предположения прямолинейного падения напора вдоль обтекаемого контура. При этом, имея в виду, что падение напора на единицу длины вертикальных путей в m раз больше, чем горизонтальных, принимают не действительную, а приведенную длину непроницаемого подземного контура:

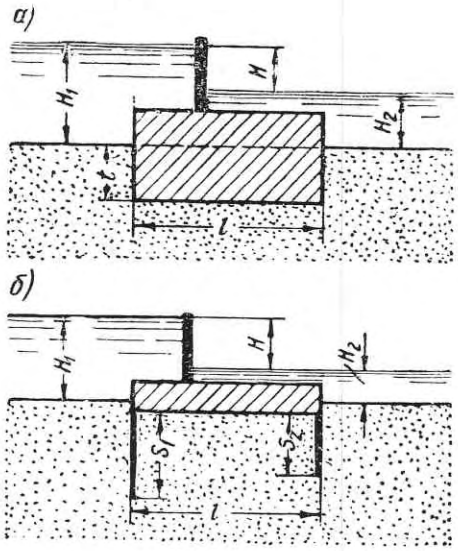
$$L_{пр} = L_{гор} + mL_{верт}, \qquad (18—59)$$

где $L_{верт}$ — сумма длин вертикальных участков;

$L_{гор}$ — сумма длин горизонтальных участков.

Значения коэффициента m рекомендуется принимать в следующих пределах:

1) для заглубленного флютбета без шпунтов (фиг. 18—41,*а*) m=1,4 ÷ 1,7;



Фиг. 18—41. Схема подземного контура плотин

а — для заглубленного флютбета; *б* — для шпунтового флютбета

2) для одно- и двухшпунтового флютбета (фиг. 18—41,б) $m = 2{,}0 \div 3$ (меньшая величина при $\frac{s}{l} > 1$, бо́льшая при $\frac{s}{l} < 1$).

Если напор равен H, то фильтрационное давление в любой точке контура, находящейся в расстоянии $l_{пр}$ от низового конца, определяют по формуле:

$$h = H\frac{l_{пр}}{L_{пр}}. \qquad (18—60)$$

18—7. РАСЧЕТ БЕЗНАПОРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ В ОБХОД ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ НА УЧАСТКЕ СОПРЯЖЕНИЙ ИХ С БЕРЕГАМИ ПРИ УСЛОВИИ НАЛИЧИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ПОДСТИЛАЮЩЕГО ВОДОУПОРА (ПО В. П. НЕДРИГА)

1. Общие указания

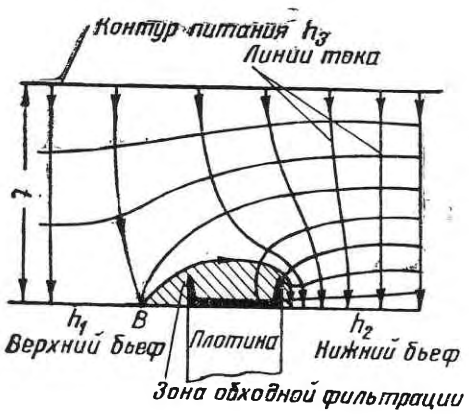
На участке примыкания плотины к берегу характер фильтрационного потока определяется взаимодействием двух потоков: а) естественного потока грунтовых вод со стороны берега, б) обходного фильтрационного потока, идущего из верхнего в нижний бьеф.

Общая картина потока (фиг. 18—42) определяется следующими факторами: глубинами воды в верхнем и нижнем бьефах (h_1 и h_2), положением и глубиной воды в области питания (T и h_3), размерами и формой сопрягающего берегового устоя.

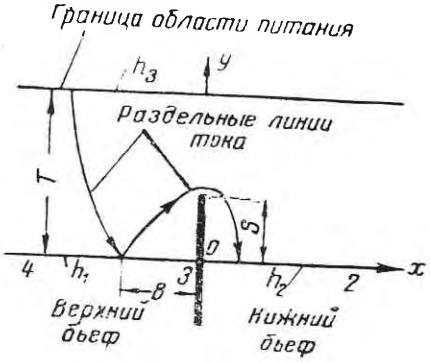
Ниже приводятся методы расчета фильтрации в однородных грунтах в условиях горизонтального водоупора; берег верхнего и нижнего бьефов условно принимается с вертикальными откосами.

Расчетную глубину грунтового потока h_3 на расстоянии T от водохранилища определяют построением кривой подпора грунтовых вод от водохранилища и принимают при расчетах равной глубине воды на участке выклинивания подпора, где разница в отметках подпертого и естественного горизонта не превышает амплитуды сезонного колебания уровней потока.

Методы построения кривых подпора излагаются ниже, в п. 18—11.



Фиг. 18—42. Схема обходной фильтрации



Фиг. 18—43. Схема к расчету обходной фильтрации при одиночной шпоре

2. Одиночная шпора (фиг. 18—43)

Глубину вдоль контура шпоры определяют по формуле:

$$h = \sqrt{\pm\left(h_1^2 - h_2^2\right)\beta_1 + \left(\frac{2h_3^2 - h_1^2 - h_2^2}{2}\right)\frac{y}{T} + \frac{h_1^2 + h_2^2}{2}}, \qquad (18—61)$$

где h_1 и h_2 — глубина потока в верхнем и нижнем бьефах сооружения;

h_3 — глубина грунтового потока в береговой зоне на расстоянии T от водохранилища;

y — текущая ордината;

β_1 — переменная, определяемая по табл. 18—7.

Остальные величины — см. фиг. 18—43.

Знак плюс перед первым членом подкоренного выражения формулы (18—61) берется для стороны, обращенной к верхнему бьефу, знак минус — для стороны, обращенной к нижнему бьефу.

Суммарный фильтрационный расход по линии берега в верхнем и нижнем бьефах равен:

$$q = k\left[\pm\left(h_1^2 - h_2^2\right)\beta_2 + \frac{2h_3^2 - h_1^2 - h_2^2}{4}\cdot\frac{x}{T}\right], \qquad (18—62)$$

где значение β_2 находится из табл. 18—8, задаваясь величинами $\frac{s}{T}$ и $\frac{x}{T}$.

Знак минус перед первым членом правой части уравнения берется для верхнего бьефа, знак плюс — для нижнего.

Удельный расход по линии берега верхнего и нижнего бьефов (расход в точке)

$$q_0 = \frac{k\left(h_1^2 - h_2^2\right)}{4T} \times \left[\pm\frac{\operatorname{ch}\left(\frac{\pi x}{2T}\right)}{\sqrt{\operatorname{ch}^2\left(\frac{\pi x}{2T}\right) - \cos^2\left(\frac{\pi s}{2T}\right)}} - D\right]. \qquad (18—63)$$

Таблица 18—7

Значения функции β_1

$\frac{y}{s}$	s/T					
	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
0,0	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500
0,1	0,469	0,468	0,467	0,467	0,466	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	0,361	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

Таблица 18—8

Значения функции β_2

$\pm\frac{x}{T}$	s/T							
	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
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	0,420	0,357	0,314	0,282	0,256	0,219	0,194
0,8	0,592	0,482	0,419	0,375	0,340	0,315	0,276	0,249
1,0	0,648	0,539	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 берется для верхнего бьефа, знак минус — для нижнего.

Ширина зоны обходной фильтрации из водохранилища (фиг. 18—43) равна:

$$B=\frac{2T}{\pi}\operatorname{Arch}\frac{D\cos\frac{\pi s}{2T}}{\sqrt{D^2-1}}. \qquad (18-64)$$

Минимальную длину шпоры, при которой не будет обходной фильтрации из водохранилища (при $D>1$), определяют по формуле:

$$s_{\min}=\frac{2T}{\pi}\arccos\sqrt{\frac{D^2-1}{D^2}}. \qquad (18-65)$$

В формулах (18—63), (18—64) и (18—65) принято:

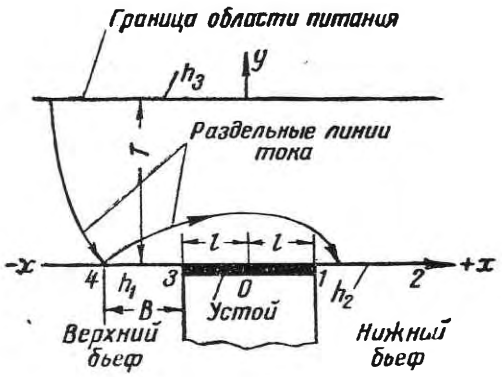
$$D=\frac{2h_3^2-h_1^2-h_2^2}{h_1^2-h_2^2}. \qquad (18-66)$$

Глубина вдоль внутреннего контура устоя

$$h=\sqrt{\left(h_3^2-h_2^2\right)\beta_3+\left(h_3^2-h_1^2\right)\beta_4+\frac{h_1^2+h_2^2}{2}}, \qquad (18-67)$$

3. Плоский устой

(фиг. 18—44)



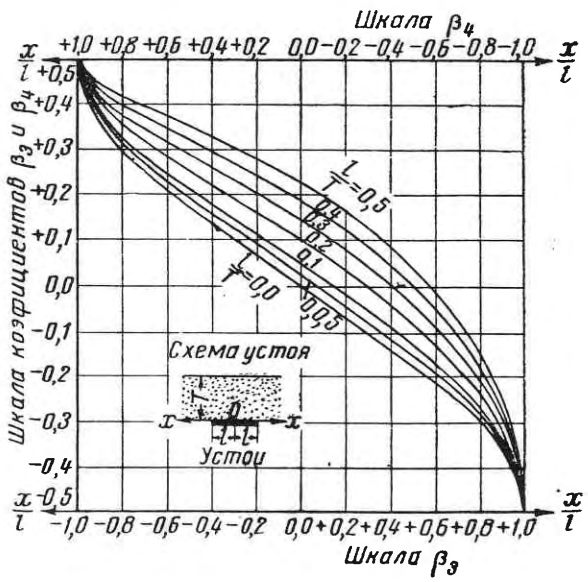
Фиг. 18—44. Схема к расчету обходной фильтрации при плоском устое

где β_3 и β_4 находятся из графика фиг. 18—45 или табл. 18—9 при заданных значениях $\frac{l}{T}$ и $\frac{x}{l}$.

Суммарный расход по линии берега в верхнем и нижнем бьефах равен:

$$q=k\left[\left(h_3^2-h_2^2\right)\beta_5-\left(h_3^2-h_1^2\right)\beta_6\right], \qquad (18-68)$$

где β_5 и β_6 берутся из графиков фиг. 18—46 и 18—47 или по табл. 18—10 при заданных значениях величин $\frac{l}{T}$ и $\frac{x}{l}$.



Фиг. 18—45. График для определения значений $\beta_3=f\left(\frac{l}{T},\frac{x}{l}\right)$ и $\beta_4=f\left(\frac{l}{T},\frac{x}{l}\right)$

Таблица 18—9

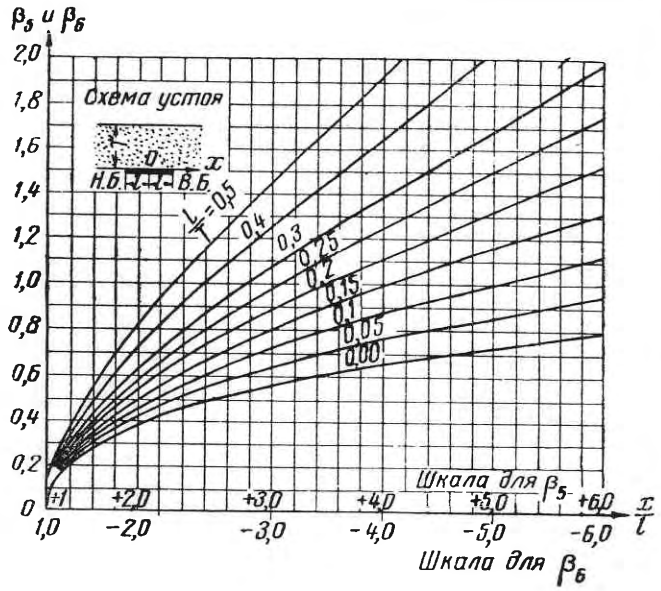
Значения функций β_3 и β_4

Для β_3	l/T									Для β_4
$\frac{x}{l}$	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	$\frac{x}{l}$
−1,0	+0,500	+0,500	+0,500	+0,500	+0,500	+0,500	+0,500	+0,500	+0,500	+1,0
−0,9	+0,355	+0,368	+0,378	+0,389	+0,399	+0,408	+0,416	+0,430	+0,444	+0,9
−0,8	+0,295	+0,312	+0,324	+0,338	+0,352	+0,363	+0,374	+0,396	+0,413	+0,8
−0,6	+0,204	+0,226	+0,243	+0,262	+0,278	+0,296	+0,312	+0,343	+0,371	+0,6
−0,4	+0,131	+0,154	+0,176	+0,198	+0,220	+0,239	+0,258	+0,295	+0,328	+0,4
−0,2	+0,064	+0,088	+0,112	+0,135	+0,159	+0,181	+0,203	+0,244	+0,280	+0,2
0,0	0,000	+0,024	+0,048	+0,073	+0,098	+0,121	+0,144	+0,188	+0,227	0,0
+0,2	−0,064	−0,040	−0,015	+0,100	+0,034	+0,056	+0,078	+0,123	+0,164	−0,2
+0,4	−0,131	−0,110	−0,084	−0,061	−0,038	−0,017	+0,004	+0,047	+0,088	−0,4
+0,6	−0,204	−0,187	−0,164	−0,144	−0,123	−0,104	−0,084	−0,045	−0,008	−0,6
+0,8	−0,295	−0,281	−0,264	−0,248	−0,233	−0,217	−0,203	−0,172	−0,139	−0,8
+0,9	−0,355	−0,343	−0,332	−0,321	−0,310	−0,299	−0,288	−0,266	−0,245	−0,9
+1,0	−0,500	−0,500	−0,500	−0,500	−0,500	−0,500	−0,500	−0,500	−0,500	−1,0

Таблица 18—10

Значения функций β_5 и β_6

Для β_5	l/T									Для β_6
$\frac{x}{l}$	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	$\frac{x}{l}$
−40,0	0,698	0,404	0,296	0,233	0,189	0,156	0,131	0,092	0,066	+40,0
−30,0	0,638	0,403	0,296	0,233	0,189	0,156	0,131	0,092	0,066	+30,0
−20,0	0,587	0,397	0,295	0,233	0,189	0,156	0,131	0,092	0,066	+20,0
−16,0	0,552	0,394	0,294	0,232	0,189	0,156	0,131	0,092	0,066	+16,0
−12,0	0,506	0,380	0,289	0,230	0,188	0,155	0,130	0,091	0,066	+12,0
− 8,0	0,443	0,352	0,282	0,228	0,187	0,155	0,130	0,091	0,066	+ 8,0
− 6,0	0,394	0,324	0,269	0,224	0,185	0,155	0,130	0,091	0,066	+ 6,0
− 5,0	0,365	0,306	0,257	0,216	0,182	0,154	0,130	0,091	0,066	+ 5,0
− 4,0	0,328	0,284	0,241	0,207	0,176	0,151	0,129	0,091	0,066	+ 4,0
− 3,0	0,280	0,248	0,216	0,188	0,163	0,141	0,121	0,090	0,066	+ 3,0
− 2,5	0,250	0,223	0,195	0,170	0,150	0,131	0,114	0,086	0,064	+ 2,5
− 2,0	0,211	0,190	0,170	0,151	0,134	0,117	0,104	0,080	0,060	+ 2,0
− 1,8	0,191	0,172	0,154	0,138	0,122	0,108	0,095	0,075	0,057	+ 1,8
− 1,6	0,167	0,152	0,136	0,123	0,110	0,098	0,088	0,069	0,053	+ 1,6
− 1,4	0,138	0,126	0,114	0,103	0,093	0,084	0,074	0,059	0,046	+ 1,4
± 1,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	± 1,0
+ 1,2	0,100	0,109	0,117	0,125	0,133	0,141	0,150	0,168	0,187	− 1,2
+ 1,4	0,138	0,150	0,163	0,175	0,189	0,201	0,215	0,242	0,270	− 1,4
+ 1,6	0,167	0,183	0,198	0,214	0,231	0,248	0,265	0,302	0,343	− 1,6
+ 1,8	0,191	0,210	0,229	0,248	0,267	0,288	0,310	0,355	0,406	− 1,8
+ 2,0	0,210	0,233	0,255	0,277	0,301	0,325	0,351	0,405	0,464	− 2,0
+ 2,5	0,250	0,279	0,308	0,341	0,375	0,410	0,448	0,520	0,599	− 2,5
+ 3,0	0,280	0,318	0,354	0,397	0,441	0,486	0,536	0,625	0,724	− 3,0
+ 4,0	0,328	0,379	0,434	0,495	0,557	0,623	0,691	0,825	0,965	− 4,0
+ 5,0	0,365	0,427	0,500	0,581	0,664	0,750	0,840	1,023	1,210	− 5,0
+ 6,0	0,394	0,470	0,564	0,660	0,765	0,877	0,990	1,218	1,450	− 6,0
+ 8,0	0,443	0,550	0,667	0,820	0,972	1,125	1,290	1,596	1,930	− 8,0
+12,0	0,506	0,673	0,887	1,135	1,390	1,640	1,900	2,353	2,890	−12,0
+16,0	0,552	0,790	1,086	1,450	1,810	2,155	2,510	3,110	3,850	−16,0
+20,0	0,587	0,896	1,280	1,765	2,230	2,670	3,120	3,867	—	−20,0
+30,0	0,638	1,151	1,760	2,552	3,280	3,957	—	—	—	−30,0
+40,0	0,698	1,398	2,240	3,339	4,330	—	—	—	—	−40,0

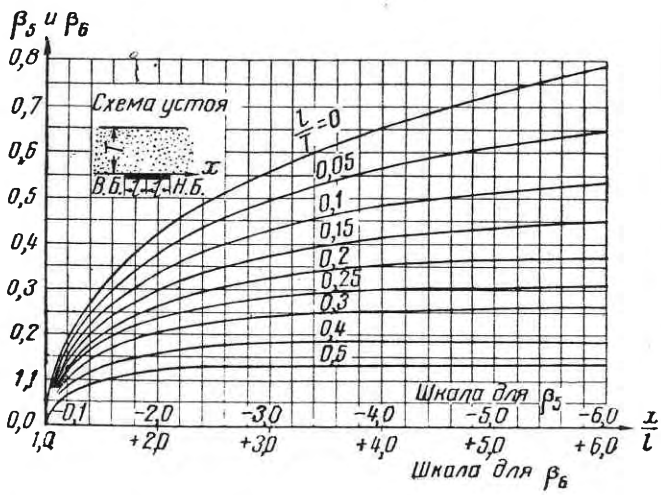


Фиг. 18—46. График для определения значений

$$\beta_5 = f\left(\frac{l}{T}, \frac{x}{l}\right) \text{ и } \beta_6 = f\left(\frac{l}{T}, \frac{x}{l}\right)$$

Удельный расход по линии уреза воды в верхнем и нижнем бьефах равен:

$$q_0 = \frac{k\left(h_1^2 - h_2^2\right)}{4T\sqrt{\operatorname{ch}^2\left(\frac{\pi x}{2T}\right) - \operatorname{ch}^2\left(\frac{\pi b}{2T}\right)}}\left[\operatorname{ch}\left(\frac{\pi x}{2T}\right) \pm D\operatorname{sh}\left(\frac{\pi x}{2T}\right)\right]. \qquad (18—69)$$



Фиг. 18—47. График для определения значений

$$\beta_5 = f\left(\frac{l}{T}, \frac{x}{l}\right) \text{ и } \beta_6 = f\left(\frac{l}{T}, \frac{x}{l}\right)$$

Знак минус перед D берется при вычислении расхода по линии берега верхнего бьефа, знак плюс — по линии берега нижнего бьефа.

Ширина зоны обходной фильтрации равна:

$$B = \frac{2T}{\pi}\operatorname{Arch}\sqrt{\frac{D^2}{D^2-1}} - l. \qquad (18—70)$$

4. Устой с одной произвольно расположенной шпорой (фиг. 18—48)

Зная величины l_1, l_2, s и T, находят постоянные:

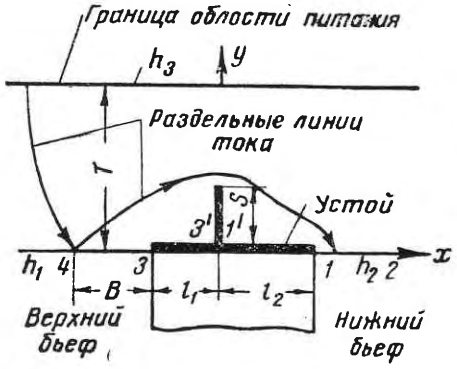
$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \sqrt{1 - \frac{\cos^2\left(\frac{\pi s}{2T}\right)}{\operatorname{ch}^2\left(\frac{\pi l_1}{2T}\right)}};\\ \delta &= \sqrt{1 - \frac{\cos^2\left(\frac{\pi s}{2T}\right)}{\operatorname{ch}^2\left(\frac{\pi l_2}{2T}\right)}}.\end{aligned}\right\} \qquad (18—71)$$

Глубина вдоль устоя (контур *3—3′—1′—1*)

$$h = \sqrt{\frac{h_3^2 - h_2^2}{\pi}\arcsin\left(\frac{-\alpha_1 - \alpha_2\xi}{1-\xi}\right) + \frac{h_3^2 - h_1^2}{\pi}\arcsin\left(\frac{\alpha_4\xi - \alpha_3}{1+\xi}\right) + \frac{h_1^2 + h_2^2}{2}}, \qquad (18—72)$$

где

$$\left.\begin{aligned}\alpha_1 &= \frac{\lambda - \delta - 2\lambda\delta}{\lambda+\delta}; \quad \alpha_2 = \frac{2+\lambda-\delta}{\lambda+\delta};\\ \alpha_3 &= \frac{\delta - \lambda - 2\lambda\delta}{\lambda+\delta}; \quad \alpha_4 = \frac{2+\delta-\lambda}{\lambda+\delta}.\end{aligned}\right\} \qquad (18—73)$$



Фиг. 18—48. Схема к расчету обходной фильтрации при произвольно расположенной шпоре

Переменную ξ в формуле (18—72) вычисляют по зависимостям (18—74) и (18—75), задаваясь величиной ординаты y или абсциссы x в пределах обтекаемого контура устоя:

$$\xi = \pm \sqrt{1 - \frac{\cos^2\left(\frac{\pi s}{2T}\right)}{\operatorname{ch}^2\left(\frac{\pi y}{2T}\right)}}, \qquad (18—74)$$

где знак плюс берется для низовой стороны шпоры, знак минус для верховой стороны;

$$\xi = \pm \sqrt{1 - \frac{\cos^2\left(\frac{\pi s}{2T}\right)}{\operatorname{ch}^2\left(\frac{\pi x}{2T}\right)}}, \qquad (18—75)$$

где знак плюс берется при положительных значениях x, знак минус при отрицательных.

Расход по линии уреза воды в верхнем бьефе (контур *3—4*):

$$q = k\left[\frac{h_3^2 - h_2^2}{2\pi}\operatorname{Arch}\left(\frac{-\alpha_1 - \alpha_2\xi}{1-\xi}\right) - \frac{h_3^2 - h_1^2}{2\pi}\operatorname{Arch}\left(\frac{\alpha_3 - \alpha_4\xi}{1+\xi}\right)\right], \qquad (18—76)$$

где переменную ξ вычисляют по формуле (18—75), задаваясь величиной $(-x)$.

Расход по линии уреза воды в нижнем бьефе (контур *1—2*)

$$q = k\frac{h_3^2 - h_2^2}{2\pi}\operatorname{Arch}\left(\frac{\alpha_1 + \alpha_2\xi}{1-\xi}\right) - \frac{h_3^2 - h_1^2}{2\pi}\operatorname{Arch}\left(\frac{\alpha_4\xi - \alpha_3}{1+\xi}\right), \qquad (18—77)$$

где ξ вычисляют по формуле (18—75), задаваясь величиной $(+x)$.

Ширина зоны обходной фильтрации из водохранилища

$$B = \frac{2T}{\pi}\operatorname{Arch}\frac{\cos\left(\frac{\pi s}{2T}\right)}{\sqrt{1-\gamma^2}} - l_1. \qquad (18—78)$$

Постоянную γ вычисляют по формуле:

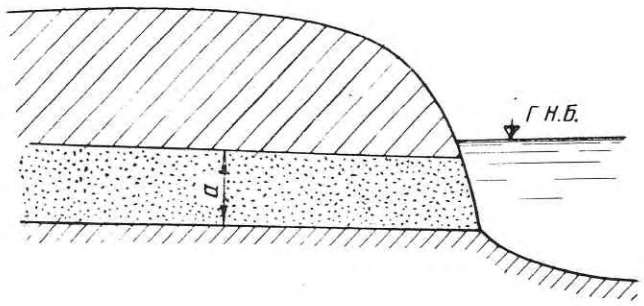
$$\gamma = \frac{\left(h_3^2 - h_2^2\right)\beta - \left(h_3^2 - h_1^2\right)}{\left(h_3^2 - h_2^2\right)\beta + \left(h_3^2 - h_1^2\right)}, \qquad (18—79)$$

где

$$\beta = \sqrt{\frac{(\lambda+1)(1-\delta)}{(\delta+1)(1-\lambda)}}.$$

18—8. РАСЧЕТ НАПОРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ В ОБХОД ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

При слоистом геологическом строении берега и залегании сверху малопроницаемых грунтов (глины, суглинки), как это показано на фиг. 18—49, обходная



Фиг. 18—49. Схема геологического строения берега

фильтрация на участке примыкания сооружения к берегу должна рассчитываться как напорная. Расчет в этом случае производится по приведенным в п. 18—7 формулам со следующей подстановкой:

$$\left.\begin{aligned} h^2 &= 2aH; \\ h_1^2 &= 2aH_1; \\ h_2^2 &= 2aH_2; \\ h_3^2 &= 2aH_3, \end{aligned}\right\} \qquad (18—80)$$

где H — искомый пьезометрический напор вдоль обтекаемого контура устоя;

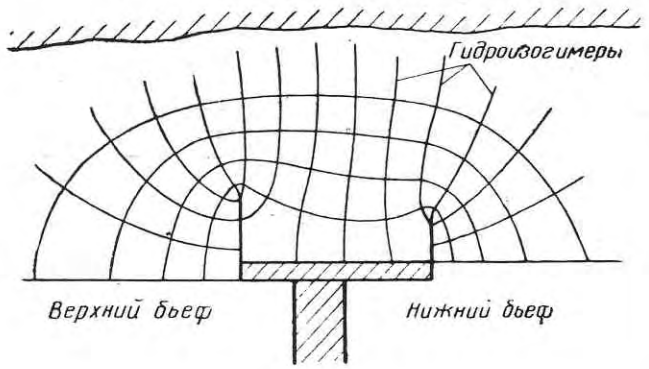
H_1, H_2 и H_3 — пьезометрические напоры на границах исследуемой области (в верхнем бьефе, нижнем бьефе и в области питания);

a — мощность водопроницаемого пласта.

18—9. ОБХОДНАЯ ФИЛЬТРАЦИЯ В УСЛОВИЯХ ОТСУТСТВИЯ БЕРЕГОВОГО ГРУНТОВОГО ПОТОКА (по В. И. Аравину)

Это может иметь место в условиях примыкания плотины к берегу, сложенному проницаемыми фильтрующими грунтами только в пределах неширокой полосы, ограниченной непроницаемыми породами (фиг. 18—50). Расчет фильтрации в обход сооружения может выполняться в этих условиях по методам расчета фильтрации в основании гидротехнических сооружений при ограниченной мощности фильтрующей толщи. При таком рассмотрении линии урезов воды в верхнем и нижнем бьефах принимаются за линии дна соответствующих бьефов, обтекаемый контур устоя — за подземный контур гидросооружения, а граница распространения фильтрующей толщи — за линию водоупора в основании сооружения. Расчет для этих условий производится изложенными выше методами напорной фильтрации в основании сооружений.

Полученные при этих расчетах значения напоров фильтрационного потока пересчитываются для условий



иг. 18—50. Схема обходного фильтрационного потока

безнапорного потока в обход сооружения по следующей формуле:

$$h = \sqrt{\left(h_1^2 - h_2^2\right)h_r + h_2^2}, \qquad (18—81)$$

где h — искомая глубина обходного потока;
h_1 — глубина воды в верхнем бьефе над водоупором;
h_2 — глубина воды в нижнем бьефе над водоупором;
h_r — величина приведенного напора в рассматриваемой точке потока.

18—10. РАСЧЕТ ОБХОДНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ ПРИ СОПРЯЖЕНИИ ПЛОТИН С ЗЕМЛЯНЫМИ ДАМБАМИ, РАСПОЛОЖЕННЫМИ НА ГОРИЗОНТАЛЬНОМ ВОДОУПОРЕ

(по В. П. Недрига)

1. Метод расчета

Расчет фильтрации в теле земляной дамбы за сопрягающими устоями производится методом фрагментов — путем деления сложной фильтрующей области на отдельные простые фрагменты.

Разбивка области фильтрации на фрагменты показана (пунктиром) на фиг. 18—51. Раздельные линии проводятся при этом через концевые части противофильтрационных шпор. Откосы плотины условно принимаются вертикальными.

Глубину фильтрационного потока на границах фрагментов определяют из условия равенства расходов для отдельных фрагментов.

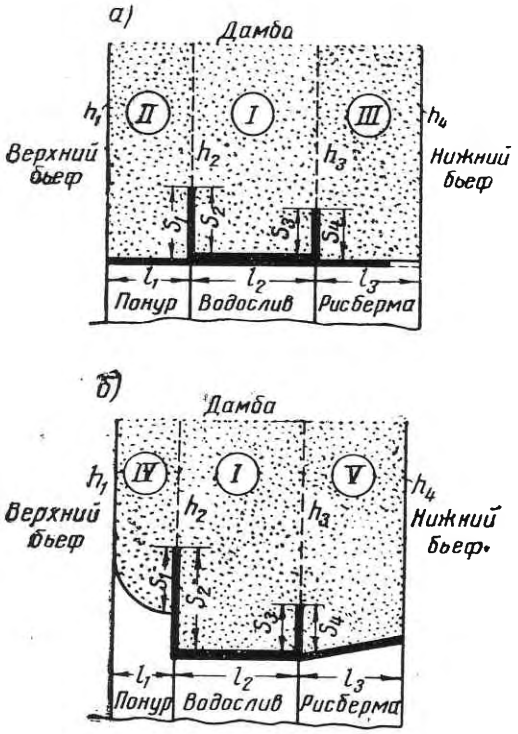
Ниже даны решения для пяти наиболее характерных фрагментов, которые могут встречаться как самостоятельно, так и в качестве составных элементов сопрягающих устоев.

2. Фрагмент устоя с двумя шпорами типа I (фиг. 18—52)

Глубина фильтрационного потока вдоль внутреннего контура фрагмента:

участок *3′—1′*

$$h = \sqrt{\frac{h_в^2 + h_н^2}{2} - \frac{h_в^2 - h_н^2}{\pi}\arcsin\frac{2\sin\left(\frac{\pi x}{l}\right) - n + m}{n + m}}; \qquad (18—82)$$



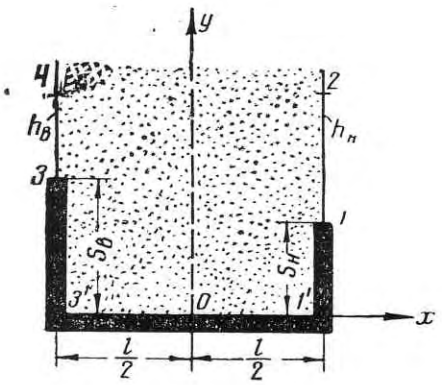
Фиг. 18—51. Схемы сопряжения плотины с дамбой

участок *3—3′*

$$h = \sqrt{\frac{h_в^2 + h_н^2}{2} + \frac{h_в^2 - h_н^2}{\pi}\arcsin\frac{2\mathrm{ch}\left(\frac{\pi y}{l}\right) - m + n}{n + m}}; \qquad (18—83)$$

участок *1—1′*

$$h = \sqrt{\frac{h_в^2 + h_н^2}{2} - \frac{h_в^2 - h_н^2}{\pi}\arcsin\frac{2\mathrm{ch}\left(\frac{\pi y}{l}\right) + m - n}{n + m}}, \qquad (18—84)$$



Фиг. 18—52. Схема фрагмента сопрягающего устоя типа I

где

$$\left.\begin{aligned} m&=\operatorname{ch}\left(\frac{\pi s_в}{l}\right);\\ n&=\operatorname{ch}\left(\frac{\pi s_н}{l}\right).\end{aligned}\right\} \qquad (18—85)$$

В формулах (18—82) — (18—85) приняты следующие обозначения:

$h_в$ и $h_н$ — глубина потока по верховой и низовой границам фрагмента;

x и y — текущие координаты области фрагмента.

Суммарный фильтрационный расход по линиям шпор (участки *3—4* и *1—2*) определяется по формуле:

$$q = k\,\frac{h_в^2-h_н^2}{2\pi}\,\operatorname{Arch}\frac{2\operatorname{ch}\left(\frac{\pi y}{l}\right)\pm(m-n)}{n+m}, \qquad (18—86)$$

где k — коэффициент фильтрации грунта.

Знак минус перед разностью $(m—n)$ в формуле (18—86) берется для границы *3—4*, знак плюс — для границы *1—2*.

Скорости фильтрации на участке *3′—1′*

$$v=\frac{k\left(h_в^2-h_н^2\right)}{lh\,(n+m)}\times \frac{\cos\left(\frac{\pi x}{l}\right)}{\sqrt{1-\left[\frac{2\sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)-n+m}{n+m}\right]^2}}, \qquad (18—87)$$

где h — глубина потока в исследуемой точке, определяемая по формуле (18—82).

Удельный расход на участках *3—4* и *1—2*

$$q_0=\frac{k\left(h_в^2-h_н^2\right)}{l\,(n+m)}\times \frac{\operatorname{sh}\left(\frac{\pi y}{l}\right)}{\sqrt{\left[\frac{2\operatorname{ch}\left(\frac{\pi y}{l}\right)\pm(m-n)}{n+m}\right]^2-1}}. \qquad (18—88)$$

Знак минус перед разностью $(m—n)$ берется для участка *3—4*, знак плюс — для участка *1—2*.

3. Фрагменты типов II, III и IV

Зависимости (18—82), (18—83), (18—84), (18—86), (18—87) и (18—88) могут быть использованы также и для фрагментов типов II, III и IV, если подставить в эти зависимости соответствующие этим фрагментам значения m и n. Формулы для определения постоянных m и n и искомых элементов потока для каждого из указанных фрагментов, а также схемы этих фрагментов приведены в табл. 18—11.

Суммарный и удельный фильтрационные расходы на проницаемых контурах (участки *3—3′* и *1—1′*) фрагментов (тип III) (табл. 18—11) находят по формулам:

$$q = k\,\frac{h_в^2-h_н^2}{2\pi}\,\operatorname{Arch}\frac{\pm\left[2\sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)-n+m\right]}{n+m}; \qquad (18—89)$$

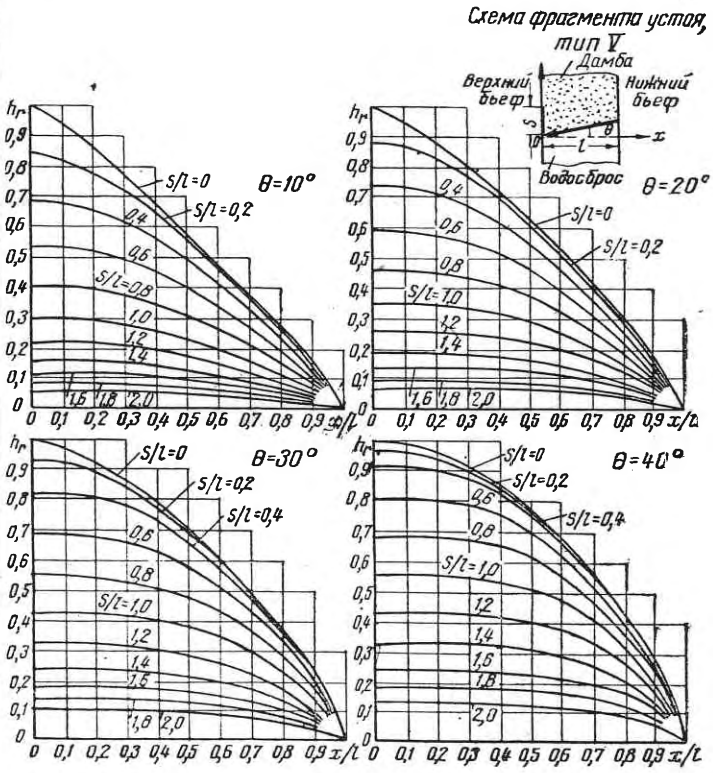
$$q_0=\frac{k\left(h_в^2-h_н^2\right)}{(n+m)}\times \frac{\cos\left(\frac{\pi x}{l}\right)}{\sqrt{\left\{\frac{\pm\left[2\sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)-n+m\right]}{n+m}\right\}^2-1}}. \qquad (18—90)$$

В формулах (18—89) и (18—90) знак минус перед квадратными скобками принимается для левого фрагмента, знак плюс — для правого.

Что такое левый и правый фрагменты, видно из табл. 18—11.

4. Фрагмент типа V

Для рассматриваемого фрагмента расчет производится при помощи графиков (фиг. 18—53), составленных по данным экспериментальных исследований на приборе ЭГДА.



Фиг. 18—53. Графики для определения h_r вдоль сопрягающей стенки устоя при различных углах (θ) ее наклона к оси x и различной длине шпоры (s)

Глубина потока вдоль непроницаемого контура фрагмента определяется по формуле, аналогичной (18—81):

$$h = \sqrt{\left(h_в^2 - h_н^2\right) h_r + h_н^2}\,, \qquad (18—91)$$

где h_r — находятся по графику фиг. 18—53;
$h_в$ и $h_н$ — глубины потока соответственно с верховой и низовой сторон фрагмента.

5. Глубина потока на границах смежных фрагментов

Задавшись на одной из линий шпор (по линии $c—d$ или $e—f$) ординатой граничной линии тока y_1 или y_2 (фиг. 18—54) и подставив ее значение в формулу (18—86), полагая в ней $k\frac{h_в^2-h_н^2}{2}=1$, получим приведенный расход на участке от конца шпоры до рассматриваемой точки:

$$q_{r,i} = \frac{1}{\pi}\,\mathrm{Arch}\,\frac{2\,\mathrm{ch}\left(\frac{\pi y_i}{l}\right) \pm (m-n)}{n+m}, \qquad (18—92)$$

знак минус перед разностью $(m—n)$ берут для левой стороны фрагмента, знак плюс — для правой.

Вторую ординату, соседнюю с заданной, определяют по формуле (18—93), подставляя в нее $q_{r,i}$ из (18—92):

$$y_i = \frac{l}{\pi}\,\mathrm{Arch}\,\frac{(n+m)\,\mathrm{ch}\,(\pi q_{r,i}) \pm (m-n)}{2}, \qquad (18—93)$$

где знак плюс перед разностью $(m—n)$ принимают для левой (верховой) стороны фрагмента, знак минус—для правой (низовой).

Определив по формуле (18—93) вторую и следующие (по числу шпор) ординаты, находят далее для каждого фрагмента приведенные расходы (только по линиям шпор).

По величине расходов $q_{r,1}$, $q_{r,2}$, ..., $q_{r,p}$ и т. д. находят модули формы для каждого фрагмента, т. е.

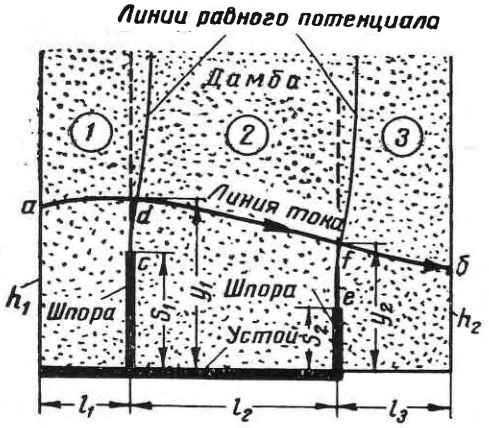
$$\Phi_1 = \frac{1}{q_{r,1}}, \quad \Phi_2 = \frac{1}{q_{r,2}}, \ldots, \Phi_p = \frac{1}{q_{r,p}}.$$

Для фрагмента типа V модуль формы определяют приближенно, по тем же формулам, что и для фрагмента типа II, полагая в них

$$s_i = s - \frac{2}{3}\,l\,\mathrm{tg}\,\theta. \qquad (18—94)$$

Глубину потока на раздельных линиях левой стороны рассматриваемого фрагмента определяют по формуле:

$$h_c = \sqrt{\left(1 - \frac{\sum_1^c \Phi}{\sum_1^p \Phi}\right)\left(h_1^2 - h_2^2\right) + h_2^2}\,, \qquad (18—95)$$



Фиг. 18—54. Схема к расчету обходного фильтрационного потока

где $\sum_1^p \Phi$ — суммарный модуль, равный по величине сумме модулей всех (p) фрагментов;

$\sum_1^s \Phi$ — сумма модулей всех фрагментов, расположенных между верхним бьефом и раздельной линией, для которой определяется глубина;

h_1 и h_2 — глубина воды над водоупором соответственно в верхнем и нижнем бьефах сооружения.

Определив граничные глубины фильтрационного потока, нетрудно затем по соответствующим формулам (табл. 18—11), рассматривая отдельно каждый фрагмент, вычислить искомые элементы потока.

18—11. ФИЛЬТРАЦИЯ В ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИНАХ

1. Перемычка из однородного грунта с вертикальными откосами на водонепроницаемом основании

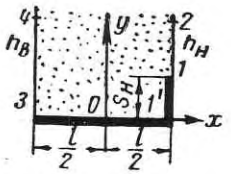
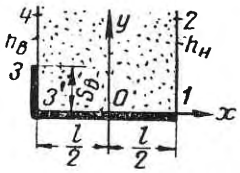
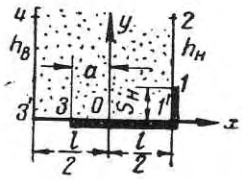
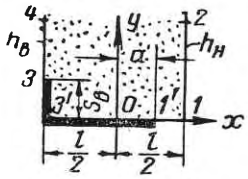
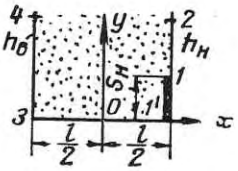
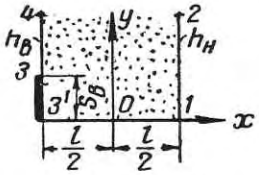
Расчет перемычки с вертикальными откосами (фиг. 18—61,*а*) на водонепроницаемом основании выполняется на основе решения, предложенного чл.-корр. Академии наук СССР П. Я. Полубариновой-Кочиной [19].

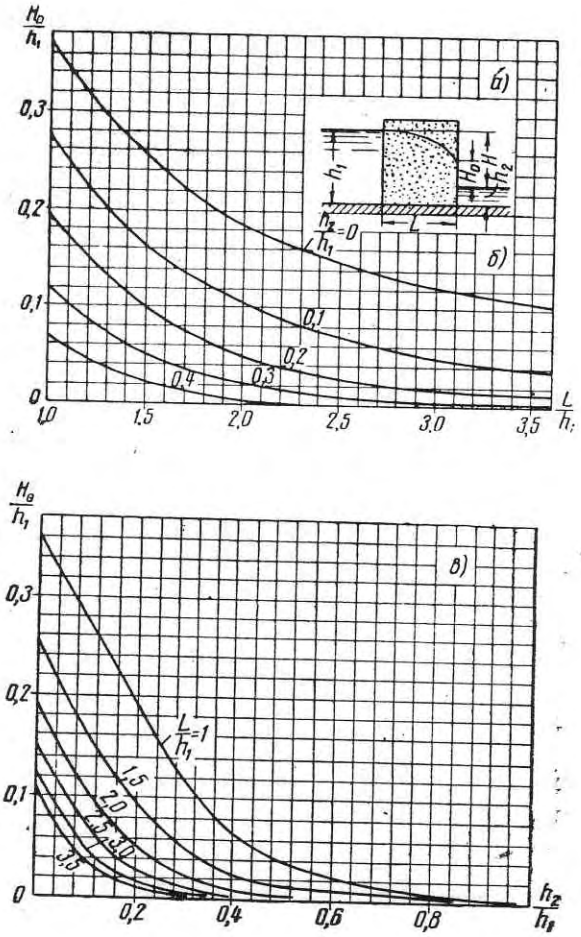
Высота выхода фильтрационного потока на низовом откосе определяется по графикам $\frac{H_0}{h_1} = f\left(\frac{L}{h_1}, \frac{h_2}{h_1}\right)$ (фиг. 18—61,*б*, *в*). Обозначения h_1, h_2, H, H_0, L приведены на фиг. 18—61,*а*.

Депрессионную кривую в перемычке конечной ширины L строят приближенно, используя кривую депрессии в бесконечно широкой перемычке $(L=\infty)$ при отсутствии воды в нижнем бьефе $(h_2=0)$ (фиг. 18—62), где она дана в безразмерных координатах. Значения последних даны в табл. 18—12.

Таблица 18—11

Схемы фрагментов и расчетные формулы для них

Тип фрагмента	Схема фрагмента	Формулы для постоянных m и n	№ формулы, по которой вычисляются гидродинамические элементы потока
II Левый	 *Фиг. 18—55*	$m = 1$ $n = \operatorname{ch}\left(\frac{\pi s_н}{l}\right)$	(18—82), (18—84), (18—86), (18—87) и (18—88)
II Правый	 *Фиг. 18—56*	$m = \operatorname{ch}\left(\frac{\pi s_в}{l}\right)$ $n = 1$	(18—82), (18—83), (18—86), (18—87) и (18—88)
III Левый	 *Фиг. 18—57*	$m = -\sin\left(\frac{\pi a}{l}\right)$ $n = \operatorname{ch}\left(\frac{\pi s_н}{l}\right)$	(18—82), (18—84), (18—86), (18—87), (18—89) и (18—90)
III Правый	 *Фиг. 18—58*	$m = \operatorname{ch}\left(\frac{\pi s_в}{l}\right)$ $n = \sin\left(\frac{\pi a}{l}\right)$	(18—82), (18—83), (18—86), (18—87), (18—88), (18—89) и (18—90)
IV Левый	 *Фиг. 18—59*	$m = -1$ $n = \operatorname{ch}\left(\frac{\pi s_н}{l}\right)$	(18—84), (18—86), (18—88), (18—89) и (18—90)
IV Правый	 *Фиг. 18—60*	$m = \operatorname{ch}\left(\frac{\pi s_в}{l}\right)$ $n = -1$	(18—83), (18—86), (18—88), (18—89) и (18—90)



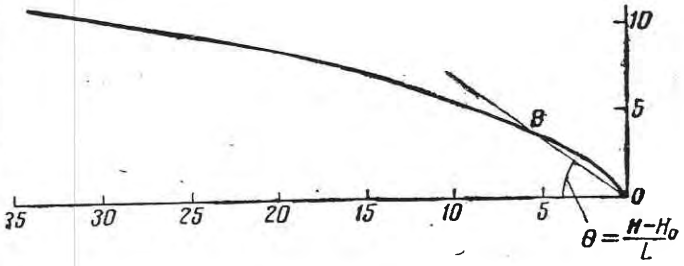
Фиг. 18—61. Координаты выхода депрессионной кривой на низовой откос перемычки (по П. Я. Полубариновой-Кочиной): $\frac{H_0}{h_1} = f\left(\frac{L}{h_1}, \frac{h_2}{h_1}\right)$

Таблица 18—12

Координаты депрессионной кривой (безразмерные) в перемычке бесконечной ширины

x	0,0356	0,0733	0,250	0,490	0,800	1,085	1,520
y	0,0338	0,160	0,445	0,771	0,973	1,224	1,566
x	2,35	5,95	10,87	17,10	24,66	33,55	—
y	2,13	3,96	5,77	7,58	9,38	11,19	—

Это приближенное построение возможно как при отсутствии, так и при наличии воды в нижнем бьефе. Для этого из начала координат (фиг. 18—62) проводят прямую с угловым коэффициентом $\theta = \frac{H - H_0}{L}$ до пересечения с кривой депрессии в безразмерных величинах. Отрезок OB будет изображать приближенно подобное положение искомой депрессионной кривой в перемычке.



Фиг. 18—62. График построения депрессионной кривой (в безразмерных координатах) в перемычке

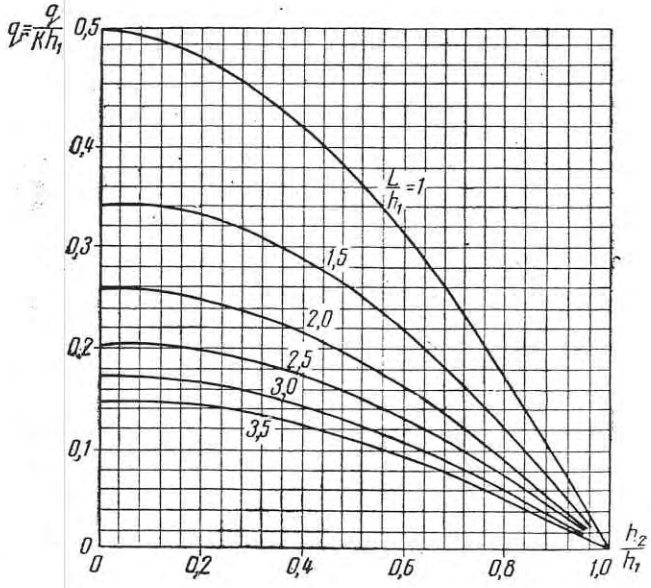
Приведенный фильтрационный расход на единицу длины перемычки $q_r = \frac{q}{kh_1}$ определяют по графику $q_r = f\left(\frac{L}{h_1}, \frac{h_2}{h_1}\right)$ (фиг. 18—63). Здесь k — коэффициент фильтрации грунта перемычки, h_1 — глубина воды в верхнем бьефе.

Для перемычки с бесконечной шириной основания ($L=\infty$) при отсутствии воды в нижнем бьефе ($h_2=0$) фильтрационный расход на единицу длины перемычки равен:

$$\frac{q}{k} = 1{,}346\, H_0. \qquad (18—96)$$

Для перемычки с конечной шириной основания при $\frac{L}{h_1} \geqslant 1$ приближенно можно принять:

$$\frac{q}{k} \approx 1{,}35\, H_0. \qquad (18—97)$$



Фиг. 18—63. График приведенных расходов в перемычке: $q_r = f\left(\frac{L}{h_1}, \frac{h_2}{h_1}\right)$

При $\frac{L}{h_1} < 1$ это равенство становится все менее точным по мере приближения $\frac{L}{h_1}$ к нулю.

При $L = \infty$, но при $h_2 \neq 0$, отношение $\frac{q}{kH_0}$ изменяется в пределах от 1,346 до 1 при изменении h_2 от 0 до ∞.

В узких перемычках при $\frac{L}{h_1} < 1$ для случая $h_2 = 0$ [15] фильтрационный расход приближенно равен:

$$\frac{q}{k} \approx \frac{\pi}{2} H_0. \qquad (18\text{—}98)$$

Высота выхода депрессионной кривой на низовой откос и приведенные расходы на единицу длины перемычки даны в табл. 18—13.

Таблица 18—13

Высота выхода депрессионной кривой на низовой откос и фильтрационный расход для узких перемычек

$\frac{L}{h_1}$	$\frac{H_0}{h_1}$	Фильтрационный расход на единицу длины перемычки	
		по точному гидромеханическому решению	по формуле (18—98)
0,6	0,56	0,84	0,88
0,5	0,64	1,02	1,02
0,4	0,68	1,16	1,07

2. Плотина из однородного грунта на водонепроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе

Расчет плотины с внутренним дренажем выполняется согласно решению, полученному С. Н. Нумеровым [1] для плотин при $\frac{L}{h_1} \geqslant 1$ (фиг. 18—64).

Приведенный фильтрационный расход на единицу длины плотины равен:

$$q_r = \frac{q}{k} = \frac{h_1}{\frac{L}{h_1} + \cos(\alpha\pi) f_1(\alpha) + \rightarrow}$$

$$\rightarrow \frac{h_1}{+\sqrt{\left[\frac{L}{h_1} + \cos(\alpha\pi) f_1(\alpha)\right]^2 - 2\sin(\alpha\pi) f_2(\alpha) + 1}}. \qquad (18\text{—}99)$$

Уравнение кривой депрессии в теле плотины определяется для $0 \leqslant y \leqslant h_1$ по формуле:

$$\frac{x}{h_1} = \frac{1}{q_r} y \left(1 - 0{,}5 \frac{y}{h_1}\right) - F_1(u,\alpha) + \frac{q_r}{h_1} \operatorname{tg}(\alpha\pi) F_2(u,\alpha). \qquad (18\text{—}100)$$

Обозначения L, x и y приведены на фиг. 18—64: $\alpha\pi$ — угол наклона верхового откоса плотины к горизонту в радианах, $u = \operatorname{th}\left(\frac{\pi y}{2q_r}\right)$, а $f_1(\alpha)$, $f_2(\alpha)$, $F_1(u,\alpha)$ и $F_2(u,\alpha)$ — функции, значения которых приведены в табл. 18—14, 18—15 и 18—16.

Таблица 18—14

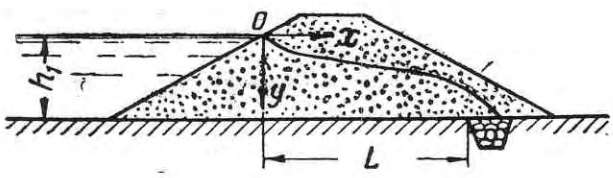
Значения функций $f_1(\alpha)$, $f_2(\alpha)$ при расчете плотины по С. Н. Нумерову

α	$f_1(\alpha)$	$f_2(\alpha)$	α	$f_1(\alpha)$
0,05	0,420	0,333	0,26	0,397
0,06	0,416	0,329	0,27	0,398
0,07	0,413	0,325	0,28	0,399
0,08	0,410	0,321	0,29	0,401
0,09	0,407	0,318	0,30	0,403
0,10	0,405	0,315	0,31	0,405
0,11	0,403	0,312	0,32	0,407
0,12	0,401	0,309	0,33	0,410
0,13	0,399	0,307	0,34	0,413
0,14	0,397	0,305	0,35	0,416
0,15	0,396	0,303	0,36	0,419
0,16	0,395	0,301	0,37	0,423
0,17	0,394	0,299	0,38	0,427
0,18	0,393	0,297	0,39	0,431
0,19	0,393	0,296	0,40	0,436
0,20	0,393	0,295	0,41	0,441
0,21	0,393	0,294	0,42	0,446
0,22	0,393	0,293	0,43	0,451
0,23	0,394	0,292	0,44	0,457
0,24	0,395	0,291	0,45	0,464
0,25	0,396	0,291		

Таблица 18—15

Значения функций $F_1(u,\alpha)$ при расчете по С. Н. Нумерову

u	α				
	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25
0,05	0,031	0,030	0,030	0,029	0,027
0,10	0,060	0,058	0,057	0,054	0,050
0,15	0,087	0,084	0,081	0,077	0,071
0,20	0,113	0,109	0,104	0,098	0,090
0,25	0,138	0,133	0,126	0,118	0,108
0,30	0,162	0,155	0,147	0,137	0,125
0,35	0,184	0,175	0,166	0,155	0,140
0,40	0,206	0,196	0,184	0,171	0,154
0,45	0,227	0,215	0,202	0,186	0,168
0,50	0,247	0,234	0,219	0,201	0,181
0,55	0,266	0,252	0,235	0,215	0,193
0,60	0,285	0,269	0,250	0,229	0,204
0,65	0,303	0,285	0,265	0,242	0,215
0,70	0,320	0,301	0,279	0,254	0,226
0,75	0,337	0,316	0,292	0,266	0,236
0,80	0,354	0,331	0,305	0,277	0,245
0,85	0,370	0,345	0,318	0,288	0,254
0,90	0,385	0,359	0,330	0,298	0,263
0,95	0,400	0,372	0,342	0,308	0,272
1,00	0,414	0,385	0,353	0,318	0,280



Фиг. 18—64. Схема для расчета фильтрации в плотине с внутренним дренажем на непроницаемом основании (по С. Н. Нумерову)

Таблица 18—16

Значения функций F_2 (u, α) при расчете по С. Н. Нумерову

u	α				
	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25
0,05	0,030	0,029	0,028	0,027	0,025
0,10	0,056	0,054	0,052	0,049	0,045
0,15	0,080	0,077	0,073	0,068	0,062
0,20	0,102	0,098	0,092	0,085	0,077
0,25	0,123	0,117	0,109	0,101	0,091
0,30	0,142	0,134	0,125	0,115	0,103
0,35	0,160	0,151	0,140	0,128	0,114
0,40	0,177	0,166	0,154	0,140	0,124
0,45	0,193	0,181	0,167	0,151	0,134
0,50	0,209	0,196	0,179	0,162	0,143
0,55	0,223	0,208	0,190	0,172	0,151
0,60	0,237	0,220	0,201	0,181	0,159
0,65	0,250	0,232	0,211	0,189	0,166
0,70	0,263	0,243	0,221	0,197	0,172
0,75	0,275	0,253	0,230	0,205	0,179
0,80	0,286	0,263	0,239	0,213	0,185
0,85	0,297	0,273	0,247	0,220	0,190
0,90	0,308	0,282	0,255	0,226	0,196
0,95	0,319	0,291	0,263	0,233	0,201
1,00	0,329	0,300	0,270	0,239	0,208

При расчетах фильтрации в плотинах с горизонтальным дренажем и в плотинах с наслонным фильтром по предложению Г. К. Михайлова[1] учет сопротивления верхового клина плотины может быть выполнен путем увеличения длины потока на ΔL.

Длина ΔL находится из формулы

$$\Delta L = h_1 \Delta\beta, \qquad (18—101)$$

где h_1 — напор на плотине, $\Delta\beta$ определяется по формуле:

$$\Delta\beta = \frac{1}{2 + \frac{1}{m}}, \qquad (18—102)$$

где m — заложение верхового откоса.

Расход на единицу длины плотины при указанной замене определяется по формуле Н. Н. Павловского:

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1^2}{L + \Delta L + \sqrt{(L + \Delta L)^2 - m^2 h_1^2}}. \qquad (18—103)$$

[1] Г. К. Михайлов, „О фильтрации в трапецоидальных плотинах на горизонтальном водоупоре", Гидротехника и мелиорация № 1 1952.

Величина L для плотины с горизонтальным дренажем видна из фиг. 18—64, для плотины с наслонным дренажем она равна расстоянию от вертикали, проведенной через пересечение горизонта воды с верховым откосом до подошвы низового откоса плотины.

Высота выхода депрессионной кривой в наслонный фильтр находится из формулы Г. К. Михайлова

$$\frac{q}{kH_0} = \frac{4}{\alpha m_1 + 6 - \alpha}, \qquad (18—104)$$

где m_1 — уклон низового откоса плотины; $\alpha = 4$ при $m_1 > 1$ и $\alpha = 3$ при $m_1 < 1$.

3. Плотина из однородного грунта на водонепроницаемом основании при наличии воды в нижнем бьефе

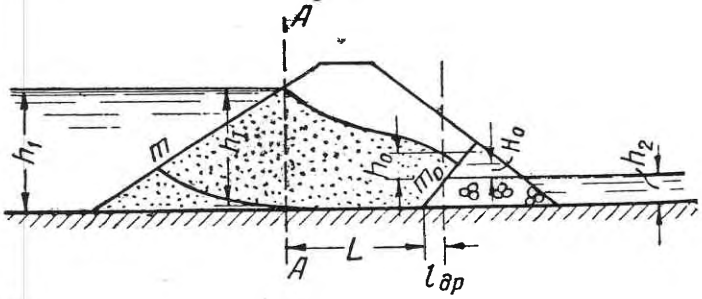
Расчет плотины с дренажной призмой при наличии воды в нижнем бьефе выполняется приближенно согласно решению, предложенному А. А. Угинчусом и развитому П. А. Шанкиным [24] (фиг. 18—65).

Фильтрационный расход на единицу длины плотины равен:

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1 C + L + m_0 h_2}{C^2} - \sqrt{\left[\frac{h_1 C + L + m_0 h_2}{C^2}\right]^2 - \frac{h_1^2 - h_2^2}{C^2}}. \qquad (18—105)$$

Глубина фильтрационного потока над горизонтом воды в нижнем бьефе определяется из формулы:

$$h_0 \approx \frac{(h_1 - h_2) C + L + m_0 h_2}{C^2} - \sqrt{\left[\frac{(h_1 - h_2) C + L + m_0 h_2}{C^2}\right]^2 - \left[\frac{h_1 - h_2}{C}\right]^2}. \qquad (18—106)$$



Фиг. 18—65. Схема для расчета фильтрации в плотине из однородного грунта с дренажной призмой на непроницаемом основании

Глубина фильтрационного потока (расчетная) в конце верхового клина плотины равна:

$$h_1 = -\frac{L + m_0 h_2}{C} + \sqrt{\left(\frac{L + m_0 h_2}{C}\right)^2 + \frac{2h_1(L + m_0 h_2)}{C} + (h_0 + h_2)^2}. \qquad (18—107)$$

Глубину h_0 можно определить также, пользуясь предложением Г. К. Михайлова (см. п. 2) и заменяя верховой клин эквивалентным ему прямоугольником.

Обозначения h_1, h_2, L, m и m_0 видны из фиг. 18—65. Коэффициент C учитывает сопротивление верхового клина и берется из табл. 18—17 в зависимости от заложения верхового откоса m.

Таблица 18—17

Коэффициент C для учета сопротивления верхового клина плотины (по предложению А. А. Угинчуса)

Заложение откоса m	Коэффициент C	m	C	m	C
0,5	0,232	2,5	0,595	4,0	0,663
1,0	0,393	3,0	0,624	4,5	0,676
1,5	0,492	3,5	0,647	5,0	0,687
2,0	0,554				

Уравнение депрессионной кривой для части плотины правее вертикали AA имеет вид:

$$y = \sqrt{h_1^2 - 2h_0 x}. \qquad (18—108)$$

Координаты выхода депрессионной кривой в дренажную призму равны:

$$\left.\begin{aligned} H_0 &= h_0 \alpha; \\ l_{др} &= h_0 \delta. \end{aligned}\right\} \qquad (18—109)$$

Значения α и δ в зависимости от заложения откоса призмы m_0 даны в табл. 18—18.

Таблица 18—18

Значения коэффициентов α и δ для определения координат выхода депрессионной кривой в дренажную призму

m_0	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5
α	1,000	0,500	0,334	0,250	0,200	0,167
δ	0,000	0,250	0,334	0,376	0,400	0,418

Расчет плотины с дренажной призмой при отсутствии воды в нижнем бьефе выполняют по тем же формулам, полагая в них $h_2=0$.

При отсутствии воды в нижнем бьефе, вычисленное по формуле (18—106) значение h_0 в сравнении с опытными данными для $\frac{h_1}{L}$ в пределах от $\frac{h_1}{L}=0{,}5$ до $\frac{h_1}{L}=0{,}2$ дает отклонение порядка от $+1{,}2$ до $-2{,}5\%$.

4. Плотина с экраном и дренажной призмой на водонепроницаемом основании

Расчет плотины с экраном и дренажной призмой, расположенной на непроницаемом основании, при наличии воды в нижнем бьефе выполняется по способу акад. Н. Н. Павловского [22] (фиг. 18—66).

Фильтрационный расход на единицу длины плотины равен:

$$\frac{q}{k_т} = \frac{h^2 - h_2^2}{2L}, \qquad (18—110)$$

где h — глубина фильтрационного потока в вертикальном сечении $0y$ определяется по формуле:

$$h = \sqrt{\frac{k_э L (h_1 - a^2\cos^2\alpha) + k_т h_2^2 a \sin\alpha}{k_э L + k_т a \sin\alpha}}; \qquad (18—111)$$

здесь $a = \frac{a_в + a_н}{2}$ — средняя толщина экрана ($a_в$ — толщина экрана нормально к средней линии откоса на отметке горизонта воды верхнего бьефа, $a_н$ — то же, внизу);

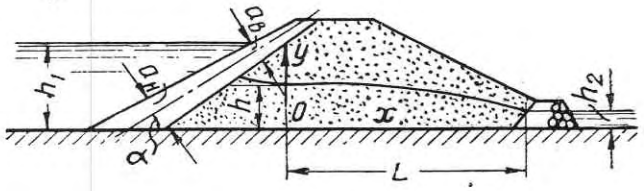
α — угол наклона к горизонту средней линии экрана;

$k_т$ — коэффициент фильтрации тела плотины;

$k_э$ — коэффициент фильтрации экрана.

Уравнение депрессионной кривой на ширине L (для $h \geqslant y \geqslant h_2$) имеет вид:

$$x = \frac{h^2 - y^2}{2q} k_т. \qquad (18—112)$$



Фиг. 18—66. Схема для расчета фильтрации в плотине с экраном на непроницаемом основании

Расчет плотины с экраном и дренажной призмой при отсутствии воды в нижнем бьефе выполняют по тем же формулам, полагая в них $h_2=0$, а длину L принимая условно до начала дренажа.

5. Плотина с ядром (или проницаемым шпунтом) на водонепроницаемом основании

Фильтрационный расход на единицу длины плотины с ядром и дренажной призмой на непроницаемом основании при наличии воды в нижнем бьефе (фиг. 18—67) может быть определен приближенно[1] по формуле:

$$\frac{q}{k_т} = \frac{h^2 - h_2^2}{2L}, \qquad (18—113)$$

[1] Этот способ предлагается на основе экспериментов, выполненных в щелевом лотке, с учетом предложения акад. Н. Н. Павловского „виртуальных" путей фильтрации в ядре.

где h — глубина фильтрационного потока за ядром (в сечении Oy), определяемая по формуле:

$$h = \sqrt{\frac{Lh_1^2 + \sigma h_2^2 a}{L + \sigma a}}; \qquad (18—114)$$

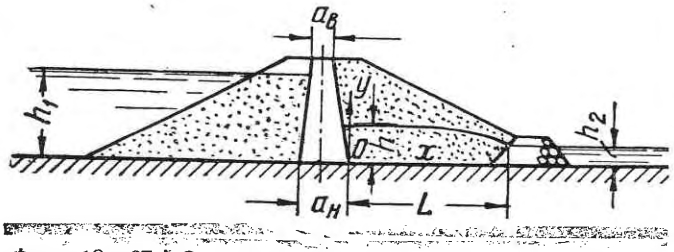
здесь $a = \frac{a_в + a_н}{2}$ — средняя толщина ядра ($a_в$ — толщина ядра на отметке верхнего бьефа, $a_н$ — толщина ядра внизу);

$$\sigma = \frac{k_т}{k_я};$$

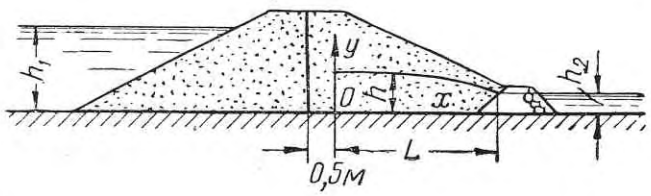
$k_т$ — коэффициент фильтрации тела плотины;
$k_я$ — коэффициент фильтрации ядра.

Уравнение депрессионной кривой в низовом клине ($h \geqslant y \geqslant h_2$) имеет вид:

$$x = \frac{h^2 - y^2}{2q} k_т. \qquad (18—115)$$



Фиг. 18—67. Схема для расчета фильтрации в плотине с ядром на непроницаемом основании



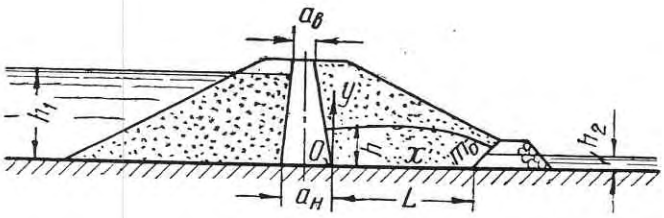
Фиг. 18—68. Схема для расчета фильтрации в плотине с проницаемой диафрагмой из шпунта на непроницаемом основании

Расчет плотины со шпунтом (фиг. 18—68) (в предположении, что он в некоторой степени проницаем) можно также выполнить по формулам (18—113) — (18—115), считая условно, что шпунтовый фрагмент имеет толщину a=1 *м*, а его проницаемость равна $k_с = \eta k_т$, где η =0,0025—0,0050*. Начало координат для этого случая следует считать отстоящим от шпунта на величину $\frac{a}{2} = 0{,}5$ *м* (фиг. 18—68).

Глубина фильтрационного потока за ядром при наличии выхода депрессионной кривой выше горизонта воды нижнего бьефа (фиг. 18—69) согласно решению, предложенному Н. А. Шанкиным [24], приближенно может быть определена по формуле:

$$h = \sqrt{\frac{h_1^2 (L + m_0 h_2) + h_2^2 \sigma a}{L + m_0 h_2 + \sigma a}}. \qquad (18—116)$$

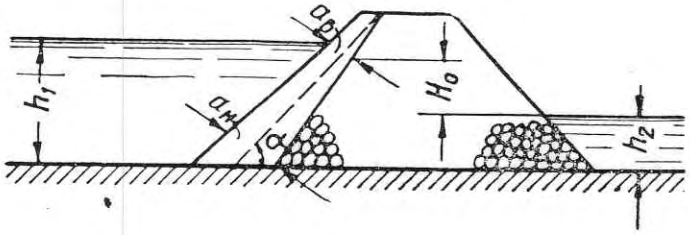
Расчет плотины с ядром (или проницаемым шпунтом) и дренажной призмой при отсутствии воды в нижнем бьефе выполняют по тем же формулам, полагая в них h_2=0 и считая условно длину L до начала дренажа.



Фиг. 18—69. Схема для расчета фильтрации в плотине с ядром на непроницаемом основании (по П. А. Шанкину)

6. Плотина смешанного типа на водонепроницаемом основании

Расчет плотины смешанного типа (фиг. 18—70) с экраном из глинистого грунта на каменной наброске, расположенной на непроницаемом основании, производится по предложенным акад. Н. Н. Павловским [22] формулам.



Фиг. 18—70. Схема для расчета фильтрации в плотине смешанного типа на непроницаемом основании

Фильтрационный расход на единицу длины плотины равен:

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1^2 - a^2 \cos^2 \alpha - h_2^2}{2a \sin \alpha}, \qquad (18—117)$$

или (более просто)

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2a \sin \alpha}, \qquad (18—118)$$

где α — угол наклона средней линии экрана к горизонту;

* См. п. 18—4, 2 и [14].

$a=\frac{a_в+a_н}{2}$ — средняя толщина экрана ($a_в$ — толщина, нормальная к средней линии откоса на отметке горизонта воды верхнего бьефа, $a_н$ — то же, внизу);

k — коэффициент фильтрации экрана.

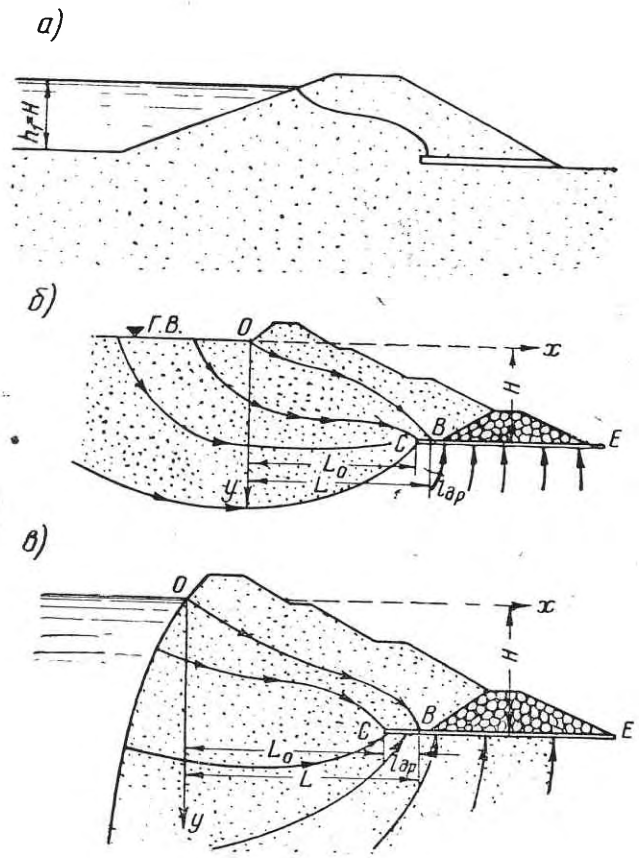
Расчет плотины при отсутствии воды в нижнем бьефе выполняют по тем же формулам, полагая в них $h_2=0$.

Высота выхода H_0 определяется приближенно, в предположении, что кривая депрессии в экране будет нормальна к напорному откосу.

7. Плотина из однородного грунта на проницаемом основании бесконечной мощности при отсутствии воды в нижнем бьефе

Расчет плотины из однородного грунта на основании, сложенном из того же грунта, что и тело плотины, имеющей горизонтальный дренаж (фиг. 18—71,*а*), при отсутствии воды в нижнем бьефе выполняется на основе решений, данных Ф. Б. Нельсон-Скорняковым [15], для плотины с горизонтальным напорным откосом (фиг. 18—71,*б*) и для плотины с напорным откосом, почти вертикальным (фиг. 18—71,*в*).

Все практические случаи плотин лежат между этими двумя крайними значениями.



Фиг. 18—71. Схемы для расчета фильтрации в плотине из однородного грунта на проницаемом основании бесконечной мощности (по Ф. Б. Нельсон-Скорнякову)

а) Расчет плотины с горизонтальным напорным откосом ведется в следующем порядке: зная величину напора H, задаются длиной $L=mH$, где m принимается равным коэффициенту низового откоса, $m\approx\operatorname{ctg}\alpha$.

Уравнение депрессионной кривой OB (для $O\leqslant y\leqslant H$) (фиг. 18—71,*б*) определяется из формулы:

$$x=L\sin^2\left(\frac{\pi y}{2H}\right). \qquad (18—119)$$

Расстояние от оси y до дренажа выражается формулой:

$$L_0=-\frac{H}{\pi}\operatorname{Arsh}\left(\frac{2H}{\pi L}\right)+$$

$$+\frac{L}{2}\left\{\operatorname{ch}\left[\operatorname{Arsh}\left(\frac{2H}{\pi L}\right)\right]+1\right\}. \qquad (18—120)$$

Длина выклинивания депрессионной кривой в дренаж $l_{др}$ равна:

$$l_{др}=L-L_0=\frac{H}{\pi}\operatorname{Arsh}\left(\frac{2H}{\pi L}\right)+$$

$$+\frac{L}{2}\left\{1-\operatorname{ch}\left[\operatorname{Arsh}\left(\frac{2H}{\pi L}\right)\right]\right\}. \qquad (18—121)$$

Эпюра скоростей фильтрации при входе в дренаж по линии BCE определяется по уравнению:

$$v_y=\frac{k}{1-\frac{\pi L}{2H}\operatorname{sh}\left(\frac{\pi\psi}{kH}\right)}, \qquad (18—122)$$

где ψ — функция тока, которой дается ряд значений в долях kH (например, $\psi=0{,}1\,kH$; $\psi=0{,}2\,kH$,..., $\psi=kH$).

Абсциссы x скоростей v_y можно определить из уравнения:

$$x=-\frac{\psi}{k}+\frac{L}{2}\left[1+\operatorname{ch}\left(\frac{\pi\psi}{kH}\right)\right], \qquad (18—123)$$

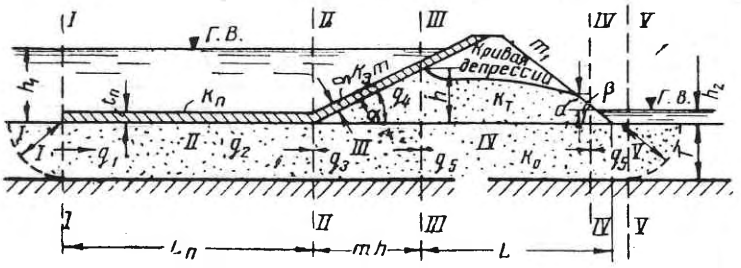
давая соответственные значения ψ в долях kH.

Скорость, направленная вниз, считается положительной, а направленная вверх — отрицательной.

Сетка движения фильтрационного потока строится по уравнениям:

$$\left.\begin{aligned} x&=-\frac{\psi}{k}+\frac{L}{2}\left[1-\cos\left(\frac{\pi\varphi}{kH}\right)\operatorname{ch}\left(\frac{\pi\psi}{kH}\right)\right];\\ y&=\frac{\varphi}{k}+\frac{L}{2}\sin\left(\frac{\pi\varphi}{kH}\right)\operatorname{sh}\left(\frac{\pi\psi}{kH}\right). \end{aligned}\right\} \qquad (18—124)$$

б) Расчет плотины с криволинейным, почти вертикальным напорным откосом (см. фиг. 18—71, *в*) ведется точно так же, как и плотины с горизонтальным



Фиг. 18—72. Схема для расчета фильтрации в плотине с экраном и понуром на проницаемом основании конечной мощности

напорным откосом, по следующим уравнениям:
депрессионная кривая

$$x = L \sin\left(\frac{\pi y}{2H}\right); \qquad (18—125)$$

длина выклинивания депрессионной кривой в дренаж

$$l_{др} = L + \frac{2H}{\pi} \operatorname{Arsh}\left(\frac{2H}{\pi L}\right) - L \operatorname{ch}\left[\operatorname{Arsh}\left(\frac{2H}{\pi L}\right)\right]; \qquad (18—126)$$

эпюра скоростей фильтрации при входе в дренаж по линии BCO

$$v_y = \frac{k}{1 - \frac{\pi L}{2H} \operatorname{sh}\frac{\pi\psi}{2kH}} \qquad (18—127)$$

и соответствующие абсциссы

$$x = -\frac{\psi}{k} + L \operatorname{ch}\left(\frac{\pi\psi}{2kH}\right). \qquad (18—128)$$

Уравнения сетки движения:

$$\left.\begin{aligned} x &= -\frac{\psi}{k} + L \sin\left(\frac{\pi\varphi}{2kH}\right) \operatorname{ch}\left(\frac{\pi\psi}{2kH}\right); \\ y &= \frac{\varphi}{k} + L \cos\left(\frac{\pi\varphi}{2kH}\right) \operatorname{sh}\left(\frac{\pi\psi}{2kH}\right). \end{aligned}\right\} \qquad (18—129)$$

8. Плотина с экраном и понуром на проницаемом основании конечной мощности

Расчет плотины с экраном и понуром на проницаемом основании конечной мощности, с водой в нижнем бьефе выполняется приближенно на основе изложенного П. А. Шанкиным решения [24], где предполагается, что тело плотины и основание имеют один и тот же коэффициент фильтрации $k_т = k_0$.

Для получения неизвестных величин расходов q_1, q_3 и q_5 в сечениях *I—I*, *III—III* и *V—V* (фиг. 18—72) и потерь напоров h_I и h_{II} в сечениях *I—I* и *II—II*, а также ординаты депрессионной кривой h в сечении *III—III* и выхода депрессионной кривой на откос a следует решить систему из 7 уравнений:

$$\left.\begin{aligned}
&1)\ \frac{q_1}{k_т} = 0{,}637\, h_I \ln\frac{t_п + T}{t_п}; \\
&2)\ \frac{q_1}{k_т} = T\sqrt{A_1}\left[\frac{h_{II} - h_I \operatorname{ch}\left(L_п\sqrt{A_1}\right)}{\operatorname{sh}\left(L_п\sqrt{A_1}\right)}\right]; \\
&3)\ \frac{q_3}{k_т} = T\sqrt{A_1}\left[\frac{h_{II}\operatorname{ch}\left(L_п\sqrt{A_1}\right) - h_I}{\operatorname{sh}\left(L_п\sqrt{A_1}\right)}\right]; \\
&4)\ \frac{q_3}{k_т} = T_{ср}\sqrt{A_2}\times \\
&\qquad \times\left[\frac{(h_1 - h) - h_{II}\operatorname{ch}\left(mh\sqrt{A_2}\right)}{\operatorname{sh}\left(mh\sqrt{A_2}\right)}\right]; \\
&5)\ q_5 = k_т T_{ср}\sqrt{A_2}\times \\
&\times\left[\frac{(h_1 - h)\operatorname{ch}\left(mh\sqrt{A_2}\right) - h_{II}}{\operatorname{sh}\left(mh\sqrt{A_2}\right)}\right] + \frac{k_э (h_1 - h)^2}{2\delta \sin\alpha}; \\
&6)\ \frac{q_5}{k_т} = \frac{(h + T)^2 - (a + h_2 + T)^2}{2\,[L - mh - m_1(a + h_2)]}; \\
&7)\ \frac{q_5}{k_т} = a\left[\sin\beta\left(1 + \ln\frac{a + h_2}{a}\right) + \right. \\
&\qquad \left. + \frac{T}{\frac{a + h_2}{\sin\beta} + \frac{\pi}{4}T}\right].
\end{aligned}\right\} \qquad (18—130)$$

Систему уравнений (18—130) решают подбором, принимая, что:

$$\left.\begin{aligned} q_2 &= q_3 - q_1; \\ q_4 &= q_5 - q_3, \end{aligned}\right\} \qquad (18—131)$$

а также полагая, что:

$$\left.\begin{aligned} T_{ср} &= T + \frac{h}{2}; \\ A_1 &= \frac{k_п}{k_т T t_п}; \\ A_2 &= \frac{k_э}{k_т T_{ср}\,\delta\cos\alpha}. \end{aligned}\right\} \qquad (18—132)$$

Обозначения h_1, h_2, $L_п$, m, m_1, δ, α, β, a, T, $t_п$ видны из фиг. 18—72.

$k_т$ — коэффициент фильтрации тела и основания плотины;

$k_п$ — коэффициент фильтрации понура;

$k_э$ — коэффициент фильтрации экрана.

Для случая плотины без воды в нижнем бьефе в уравнениях (18—130) принимается $h_2 = 0$, для плотины с дренажем также соответственно и $a = 0$.

При практически непроницаемых экране и понуре фильтрационный расход на основе решения, предло-

женного акад. Е. А. Замариным [5], может быть приближенно найден из формулы:

$$\frac{q}{k_0} = \frac{T}{n} \cdot \frac{h_1 - h}{L_п + mh} = \\ = \frac{h - h_2}{L}\left[T + \frac{h + h_2}{2} \cdot \frac{k_т}{k_0}\right], \qquad (18—133)$$

которая решается подбором для h и q.

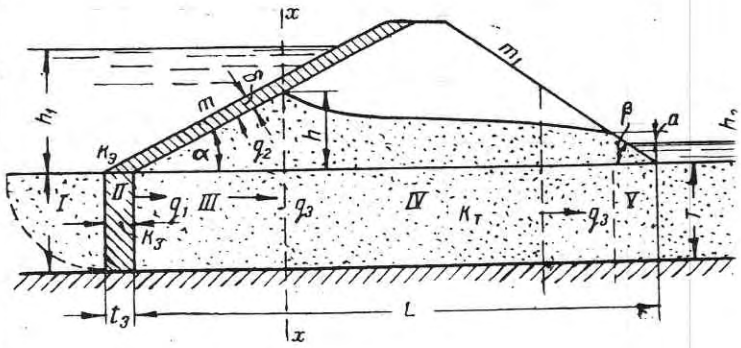
Значение коэффициента n берут из табл. 18—19, заменяя в ней отношение $\frac{L}{T}$ отношением $(L_п + mh + L):T$. Обозначения h_1, h, T, $L_п$, m, L приведены на фиг. 18—72.

9. Плотина на проницаемом основании конечной мощности с экраном и зубом

Расчет плотины на проницаемом основании конечной мощности с экраном и зубом, доходящим до водоупора, с водой в нижнем бьефе выполняется приближенно на основе решения, предложенного П. А. Шанкиным [24].

Неизвестные расходы q_1 и q_3, ординаты депрессионной кривой h в сечении $x—x$, потери напоров h_I и h_{II} на участках $I—I$ и $II—II$ и высоту выхода депрессионной кривой на низовой откос a (фиг. 18—73) получают подбором из системы уравнений:

$$\left.\begin{aligned}
&1)\ q_1 = k_т \frac{2}{\pi} h_1 \ln \frac{h_1 + T}{h_1};\\
&2)\ q_1 = k_з \left(\frac{h_{II} - h_I}{t_з}\right) T;\\
&3)\ q_1 = k_т T_{ср} \sqrt{A_2} \left[\frac{(h_1 - h)}{\mathrm{sh}\left(mh\sqrt{A_2}\right)} - \right.\\
&\quad \left. - \frac{h_{II}\,\mathrm{ch}\left(mh\sqrt{A_2}\right)}{\mathrm{sh}\left(mh\sqrt{A_2}\right)}\right];\\
&4)\ q_3 = k_т T_{ср} \sqrt{A_2} \left[\frac{(h_1 - h)\mathrm{ch}\left(mh\sqrt{A_2}\right)}{\mathrm{sh}\left(mh\sqrt{A_2}\right)} - \right.\\
&\quad \left. - \frac{h_{II}}{\mathrm{sh}\left(mh\sqrt{A_2}\right)}\right] + k_э \frac{(h_1 - h)^2}{2\delta \sin\alpha};\\
&5)\ q_3 = k_т \frac{(T + h)^2 - (a + h_2 + T)^2}{2\,[L - mh - m_1(a + h_2)]};\\
&6)\ q_3 = k_т a \left[\sin\beta\left(1 + \ln\frac{a + h_2}{a}\right) + \right.\\
&\quad \left. + \frac{T}{\frac{a + h_2}{\sin\beta} + \frac{\pi}{4} T}\right].
\end{aligned}\right\} \qquad (18—134)$$



Фиг. 18—73. Схема для расчета фильтрации в плотине с экраном и зубом на проницаемом основании конечной мощности

Обозначения h_1, h_2, a, T, $t_з$, δ, L, m, m_1, α, β приведены на фиг. 18—73; $T_{ср}$ и A_2 определяются из равенства (18—132); значения коэффициентов фильтрации: $k_т$ — тела и основания плотины; $k_э$ — экрана; $k_з$ — зуба.

Для случая плотины без воды в нижнем бьефе в уравнениях (18—134) принимается $h_2 = 0$; для плотины с дренажем также соответственно $a = 0$.

Тогда уравнение 5 формулы (18—134) будет иметь вид:

$$q_3 = k_т \frac{h^2 + 2Th}{2(L - mh)}. \qquad (18—135)$$

Для этого же случая имеется еще другое, более простое решение М. З. Гузова[1].

10. Плотины любого типа на проницаемом основании конечной и бесконечной мощности

Расчеты на фильтрацию плотины любого типа на проницаемом основании приближенно выполняют в предположении, что:

1) весь напор тратится на фильтрацию через тело плотин, принимая основание непроницаемым;

2) весь напор тратится на фильтрацию в основании, принимая тело плотины непроницаемым.

При таком предположении фильтрационные расходы получаются больше действительных, положение депрессионной кривой будет выше действительного положения.

При этом фильтрационный расход в основании плотины может быть определен, по данным Е. А. Замарина [5], по формуле:

$$q_0 = k_0 \frac{h_1 T}{nL}, \qquad (18—136)$$

где h_1 — напор на плотине;

k_0 — коэффициент фильтрации грунта основания;

T — мощность слоя водопроницаемого грунта в основании;

L — ширина плотины по основанию до дренажа;

n — коэффициент, определяемый из табл. 18—19.

Таблица 18—19

Коэффициент n для вычисления расхода по формуле (18—136)

L/T	20	5	4	3	2	1
n	1,15	1,18	1,23	1,30	1,44	1,87

[1] М. З. Гузов, „Расчет фильтрации через земляную плотину с экраном и замком", Гидротехническое строительство № 10, 1953.

При соотношении коэффициентов фильтрации грунта основания и грунта тела плотины (выполненного из одного грунта) и грунтов противофильтрационных устройств: $\frac{k_0}{k_т} \geqslant 40-50$ или $\frac{k_0}{k_{пр.устр}} \geqslant 40-50$ (где k_0 — коэффициент фильтрации грунта основания; $k_т$ — коэффициент фильтрации тела плотины из одного грунта; $k_{пр.устр}$ — коэффициент фильтрации противофильтрационных устройств) расходы через тело плотины могут приближенно приниматься равными нулю, а ординаты депрессионной кривой могут приниматься равными пьезометрическим напорам в соответствующих точках. При этом осуществляется второе предположение п. 10.

18—12. ПОЛУНАПОРНАЯ ФИЛЬТРАЦИЯ ПОД СООРУЖЕНИЯМИ
(По В. И. Аравину и С. Н. Нумерову)

Фильтрация в основании сооружения, при которой фильтрационный поток на части своего пути является напорным, а на части — безнапорным, называется полунапорной.

Полунапорная фильтрация обычно наблюдается в таких сооружениях, подошва которых имеет более высокую отметку, чем горизонт воды в нижнем бьефе. К таким сооружениям относятся, например, быстротоки, перепады и напорные бассейны гидростанций.

Флютбет при отсутствии водоупора (фиг. 18—74, *а*). Длина обтекаемой части флютбета:

$$l_1 = 0{,}440\,H_1 + \frac{l - 0{,}733(H+H_1)\lg\left(1+\frac{H}{H_1}\right)}{\left(\frac{H}{H_1}\right)^2} + \frac{0{,}733\,(H-H_1)\lg\left(\frac{H}{H_1}-1\right)}{\left(\frac{H}{H_1}\right)^2}. \qquad (18—137)$$

Уравнение кривой депрессии:

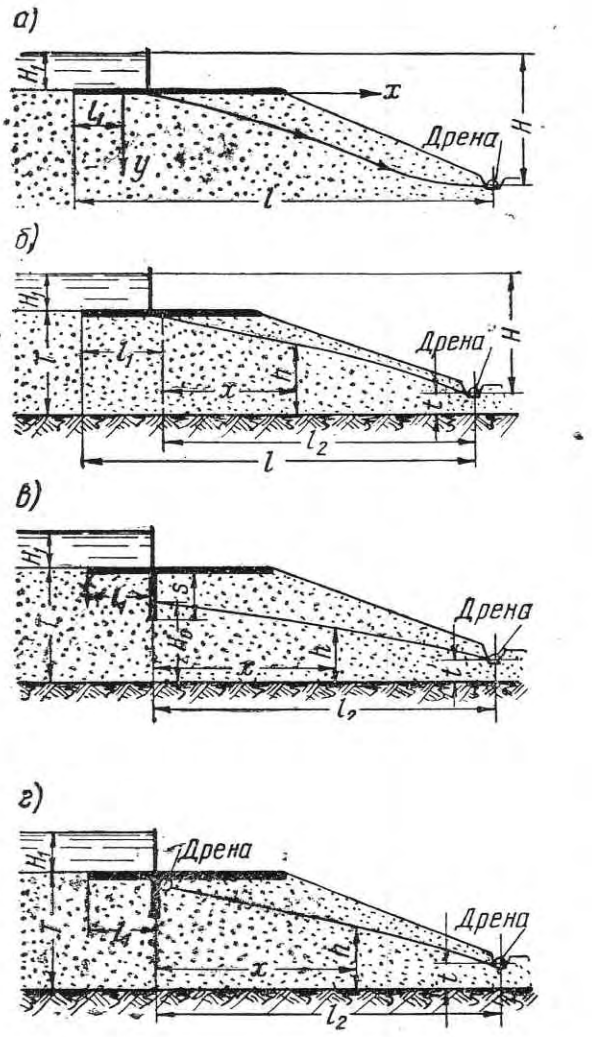
$$\frac{x}{H_1} = \left(\frac{l_1}{H_1} - 0{,}440\right)\left(1+\frac{y}{H_1}\right)^2 + 0{,}733\left(2+\frac{y}{H_1}\right)\lg\left(2+\frac{y}{H_1}\right) - 0{,}733\,\frac{y}{H_1}\lg\left(\frac{y}{H_1}\right), \qquad (18—138)$$

где $0 \leqslant y \leqslant H - H_1$.

Фильтрационный расход по дну верхнего бьефа находится из зависимости:

$$-\frac{x}{H_1} = \left(\frac{l_1}{H_1} - 0{,}440\right)\left(\frac{Q}{kH_1}\right)^2 + \frac{2}{\pi}\left(\frac{Q}{kH_1}\right)\operatorname{arctg}\left(\frac{Q}{kH_1}\right) - 0{,}733\lg\left[1+\left(\frac{Q}{kH_1}\right)^2\right], \qquad (18—139)$$

где $0 \leqslant Q \leqslant \infty$.



Фиг. 18—74. Схемы к расчету полунапорной фильтрации под сооружениями

Задаваясь в формуле (18—139) значением или $\frac{Q}{k}$, находят абсциссы точек по дну верхнего бьефа, отвечающие заданному расходу.

Флютбет при наличии водоупора (фиг. 18—74,*б*). Длина обтекаемой части флютбета находится из уравнения:

$$(l - l_1)\frac{K'}{K} = \frac{T^2 - H_2^2}{2H_1}, \qquad (18—140)$$

где $\frac{K'}{K}$ — отношение полных эллиптических интегралов 1-го рода при основном модуле $\lambda = \operatorname{th}\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{l_1}{T}\right)$, находят по табл. 1—6 гл. 1.

Уравнение (18—140) решается подбором.

Фильтрационный расход под флютбетом

$$Q = k\frac{T^2 - H_2^2}{2l_2}. \qquad (18—141)$$

Уравнение кривой депрессии

$$x = \frac{T^2 - y^2}{2\frac{Q}{k}}, \qquad (18—142)$$

где $H_2 \leqslant y \leqslant T$.

Флютбет со шпунтом при наличии водоупора (фиг. 18—74,*в*). Глубина фильтрационного потока у низовой грани шпунта

$$H_0 = \sqrt{H_2'^2 + 2l_2(H_1+T)\frac{K'}{K} + \left(l_2\frac{K'}{K}\right)^2} - l_2\frac{K'}{K}, \qquad (18—143)$$

где

$$\lambda = \cos\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{S}{T}\right)\sqrt{\operatorname{th}^2\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{l_1}{T}\right) + \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{S}{T}\right)}.$$

Фильтрационный расход под сооружением

$$Q = k\frac{H_0^2 - H_2^2}{2l_2}. \qquad (18—144)$$

Уравнение кривой депрессии

$$x = \frac{H_0^2 - y^2}{2\frac{Q}{k}}. \qquad (18—145)$$

Флютбет со шпунтом и дренажем при наличии водоупора (фиг. 18—74,*г*). Полный фильтрационный расход под сооружением

$$Q = k\,H_1\frac{K'}{K}, \qquad (18—146)$$

где

$$\lambda = \cos\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{S}{T}\right)\sqrt{\operatorname{th}^2\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{l_1}{T}\right) + \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{S}{T}\right)}.$$

Фильтрационный расход, поступающий в дренаж:

$$Q_{др} = Q - k\frac{T^2 - H_2^2}{2l_2}. \qquad (18—147)$$

При $Q_{др} < 0$ расчет производится, как для схемы флютбета со шпунтом без дренажа (фиг. 18—74,*в*).

Уравнение кривой депрессии

$$x = \frac{T^2 - y^2}{2\frac{Q}{k}}. \qquad (18—148)$$

18—13. РАСЧЕТ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ ПОТЕРЬ ИЗ ВОДОХРАНИЛИЩ

1. Постоянные потери воды из водохранилища

Фильтрация из водохранилища может происходить:

а) в нижний бьеф (фильтрация через тело плотины, в основании плотины, в обход плотины);

б) в соседние долины, принадлежащие к другой речной системе или впадающие в нижний бьеф, а также через излучину реки (фиг. 18—75).

Фильтрация в нижний бьеф рассматривается в пп. 18—1 ÷ 18—10 данной главы.

Фильтрационными потерями в соседние долины в водном балансе водохранилища ($q_п$), по Биндеману, следует считать разность между величиной грунтового питания реки до устройства водохранилища (q_0) и после устройства водохранилища (q_1). На единицу длины берега водохранилища потери выражаются следующей зависимостью:

$$q_п = q_0 - q_1. \qquad (18—149)$$

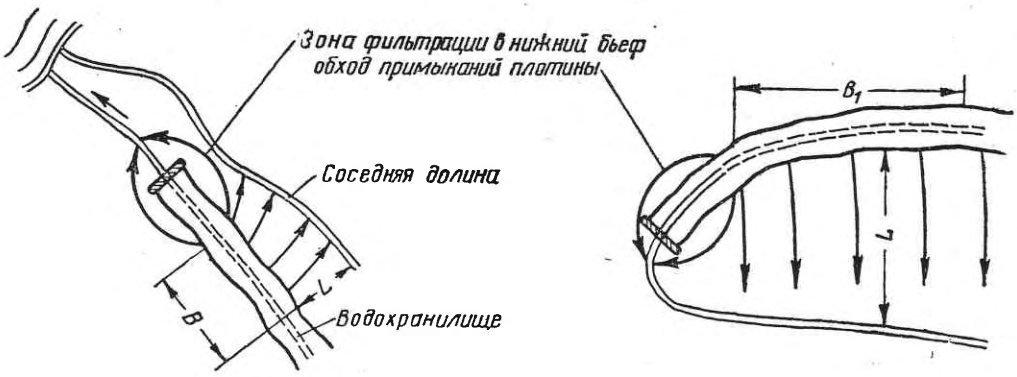
Фильтрационным расходом (q) из водохранилища называется количество воды, фильтрующейся из водохранилища в единицу времени.

Фильтрационные потери и фильтрационные расходы подразделяются на:

а) временные (потери на насыщение берегов и дна водохранилища);

б) постоянные, соответствующие установившемуся уровню водохранилища (НПГ) и подземных вод.

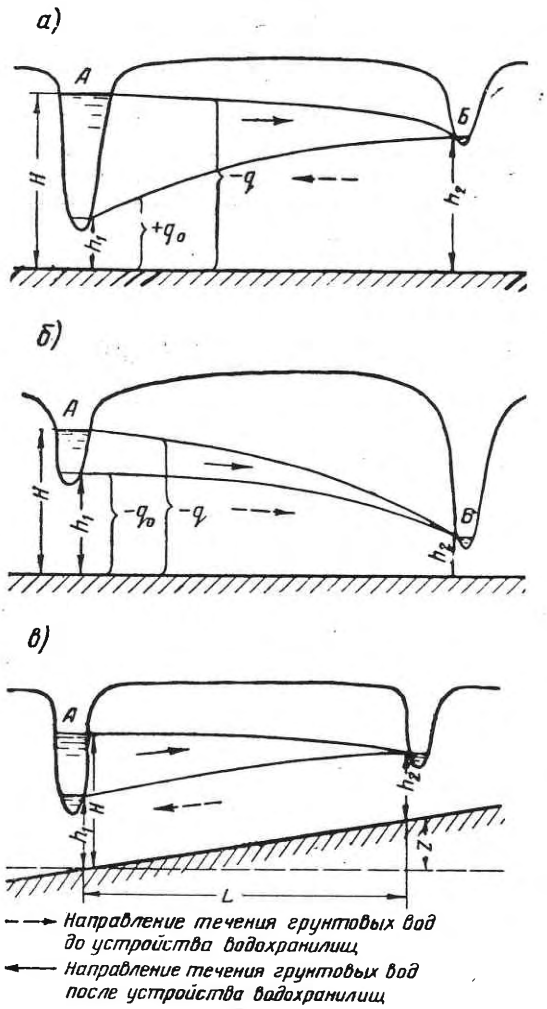
В водном балансе водохранилища должны учитываться фильтрационные потери ($q_п$), а не



B-Зона фильтрации из водохранилища в соседнюю долину

*B*₁-Зона фильтрации из водохранилища через излучину

Фиг. 18—75. Схема фильтрации из водохранилища



Фиг. 18—76. Схемы фильтрации из водохранилищ в соседнюю долину

фильтрационный расход воды из водохранилища (q). При определении фильтрационных потерь по формуле (18—149) учитывается не только фильтрационный расход из водохранилища (его может и не быть при сохранении водораздела подземных вод в междуречном массиве), но и уменьшение грунтового питания водохранилища в результате подпора подземных вод.

Фильтрационные потери в водном балансе водохранилища могут быть больше или меньше фильтрационного расхода из водохранилища, что можно пояснить следующими примерами.

Пример 1. Река A до устройства водохранилища имела грунтовое питание (q_0) (фиг. 18—76, *а*); после наполнения водохранилища установился фильтрационный поток в долину $Б$ с расходом q.

Рассматривая расход в направлении к реке A положительным, а расход, направленный к реке $Б$, отрицательным, имеем:

$$q_п = q_0 - (-q) = q_0 + q.$$

В этом случае фильтрационные потери превышают фильтрационный расход, так как, помимо расхода на фильтрацию, река A потеряла грунтовое питание, которое учитывалось при проектировании в приходной части баланса.

Пример 2. Из реки A до устройства в ней водохранилища происходила фильтрация в долину $Б$, следовательно, грунтовое питание реки A имело отрицательный знак (рис. 18—76, *б*).

После устройства водохранилища отрицательный знак грунтового питания сохранился, причем фильтрационный расход увеличился.

Таким образом, по **формуле (18—149)**

$$q_п = -q_0 - (-q) = q - q_0,$$

т. е. фильтрационные потери меньше фильтрационного расхода, так как из последнего следует вычесть то количество воды, которое река A теряла до устройства водохранилища, что уже было учтено гидрометрическими наблюдениями в створе плотины при ее проектировании.

При сохранении после подпора водораздела грунтовых вод фильтрации из водохранилища происходить не будет, однако потери воды в балансе водохранилища и в этом случае имеют место вследствие перемещения водораздела грунтовых вод в сторону водохранилища (уменьшение ширины области питания).

Определение постоянных фильтрационных потерь воды при водохозяйственных расчетах водохранилищ следует производить [2] по формулам Н. Н. Биндемана (18—150) и (18—151).

а) Для безнапорных (грунтовых) вод (фиг. 18—76,*в*)

$$q_п = \frac{k}{2}(H - h_1)\left(\frac{H + h_1}{L} \pm I\right), \quad (18—150)$$

где $q_п$ — фильтрационные потери водохранилища на единицу длины берега водохранилища;
k — коэффициент фильтрации пласта;
H — превышение НПГ водохранилища над водоупорным ложем;
h_1 — превышение уровня реки, в которой проектируется водохранилище, над водоупором;
L — расстояние от берега водохранилища до соседней (ближайшей к водохранилищу) долины, если последняя принадлежит к другому бассейну или впадает в нижний бьеф;
I — уклон водоупорного ложа; при падении водоупорного пласта от водохранилища в формуле (18—150) считать уклон положительным, при падении к водохранилищу — отрицательным; при горизонтальном водоупоре $I = 0$.

Формула (18—150) применима независимо от того, получают ли грунтовые воды в междуречном массиве питание атмосферными осадками или нет, а также независимо от того, исчезает ли водораздел грунтовых вод после устройства водохранилища или нет. При наклонном залегании водоупора формулой (18—150), выведенной с приближенным учетом неравномерности движения грунтовых вод, можно пользоваться при условии $H + h_1 > z$, где z — разность отметок водоупора в соседних долинах (фиг. 18—76,*в*).

б) Для напорных вод

$$q_п = \frac{kH_0 m}{L}, \quad (18—151)$$

где $H_0 = H - h_1$ — величина подпора в водохранилище;
m — мощность водоносного пласта.

2. Временные фильтрационные потери из водохранилища

Определение временных потерь на насыщение пород в берегах водохранилища при горизонтальном залегании поверхности грунтовых вод до подпора производится по формулам Биндемана [(18—152) и (18—153)].

Объем воды, потерянный водохранилищем на единицу длины одного берега за время t от момента наполнения водохранилища, определяется по формуле (18—150):

$$V_t = \beta H_0 \sqrt{2\mu k H_0 t}, \qquad (18—152)$$

где H_0 — подпор воды в реке;

μ — недостаток насыщения грунтов (разность между пористостью и естественной влажностью грунтов в объемном выражении);

β — коэффициент, зависящий от H_0 и h_1;

h_1 — превышение уровня реки над водоупором.

Значения β приводятся в табл. 18—20.

Таблица 18—20

Значения коэффициента β

h_1/H_0	β
0	0,67
1	1,07
2	1,37
3	1,61
4	1,81
5	2,00

Расход воды из водохранилища в момент времени t через один берег:

$$q_t = \frac{\beta}{2} H_0 \sqrt{\frac{2\mu k H_0}{t}}. \qquad (18—153)$$

Определение временных потерь на насыщение дна водохранилища на единицу его длины производят по формуле:

$$V = \mu F, \qquad (18—154)$$

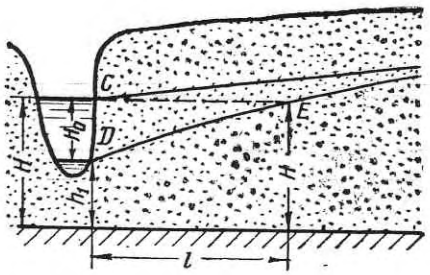
где F — площадь насыщения грунтов под дном водохранилища (определяется планиметрированием по гидрогеологическому разрезу, перпендикулярному оси водохранилища).

Расчет временных фильтрационных потерь из водохранилища на насыщение берегов при условии, что река до и после устройства водохранилища сохраняет грунтовое питание, производится по формулам Н. Н. Веригина.

Средний фильтрационный расход из водохранилища за весь период насыщения берега на единицу его длины:

$$q_{ср} = q_0 = k \frac{H^2 - h_1^2}{2l}, \qquad (18—155)$$

где q_0 — расход грунтового потока до устройства водохранилища;



Фиг. 18—77. Схема подпора грунтовых вод

l — расстояние от берега водохранилища до точки на кривой депрессии, имеющей до подпора отметку НПГ водохранилища (фиг. 18—77).

Общий объем воды, профильтровавшейся из водохранилища к моменту прекращения фильтрации:

$$V_{об} = q_0 T_1, \qquad (18—156)$$

где T_1 — время, через которое фильтрация из водохранилища прекращается (призма DEC' насыщается), определяется по формуле:

$$T_1 = \frac{3}{\pi} \cdot \frac{\mu}{k} \cdot \frac{l^2}{(2H + h_1)}. \qquad (18—157)$$

Временные фильтрационные потери из водохранилища в период насыщения берега с учетом того, что в это время водохранилище лишено грунтового питания, составят:

$$q_п = 2q_0. \qquad (18—158)$$

18—14. РАСЧЕТ ПОДПОРА ГРУНТОВЫХ ВОД

1. Расчет подпора при установившемся движении подземных вод

Расчет подпора сводится к определению положения кривой депрессии подземного потока после устройства водохранилища. Формулы для расчета, основанные на данных об уровнях грунтовых вод в бытовых условиях, приведены в табл. 18—21.

Обозначения в формулах показаны на рисунках.

Формулы (18—159) — (18—162) дают возможность определить так называемое предельное положение кривой депрессии при установившемся движении подземных вод. Формула (18—160) является приближенной; при этом, если водоупорный пласт падает в направлении реки (прямой уклон), величина z является положительной, при обратном уклоне — отрицательной.

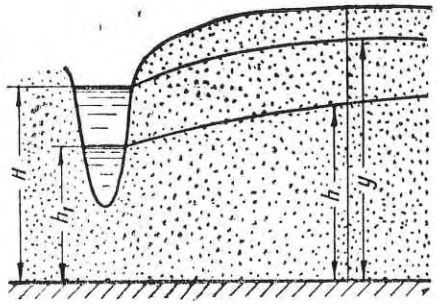
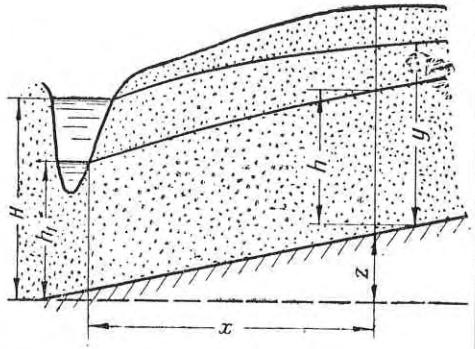
2. Формирование подпора во времени

Для определения положения уровня грунтовых вод в процессе развития подпора в условиях однородного пласта и горизонтального залегания водоупора следует пользоваться формулами Н. Н. Веригина*.

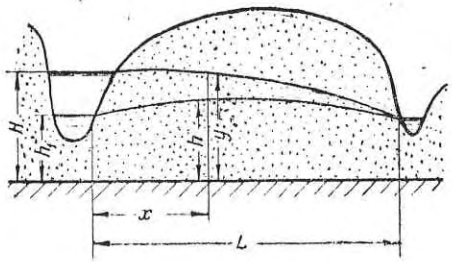
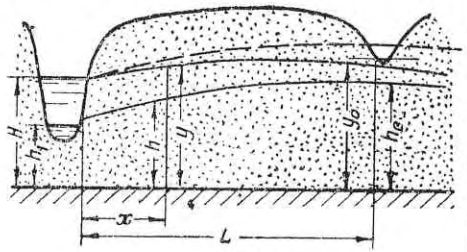
*Н. Н. Веригин. О неустановившемся движении грунтовых вод вблизи водохранилищ, ДАН. т. 66, вып. 6, 1949.

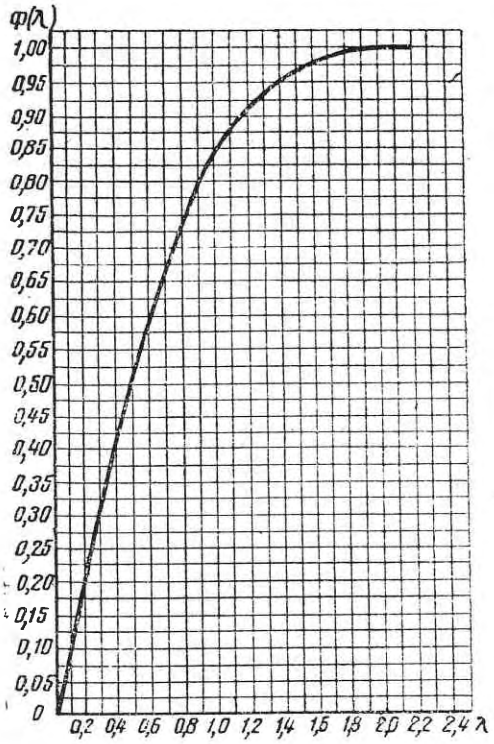
Таблица 18—21

Формулы Г. Н. Каменского для расчета подпора грунтовых вод

Гидрогеологические условия	Схема	Формула	№ формулы
При отсутствии дренирования водоносного горизонта поблизости от берега водохранилища („полубесконечный поток")	Водоупорный пласт залегает горизонтально	 *Фиг. 18—78*	$y = \sqrt{h^2 + H^2 - h_1^2}$	(18—159)
	Водоупорный пласт залегает наклонно	 *Фиг. 18—79*	$y = \sqrt{\frac{z^2}{4} + H^2 + h^2 - h_1^2 + z(h + h_1 - H)} - \frac{z}{2}$	(18—160)

Продолжение табл. 18—21

Гидрогеологические условия	Схема	Формула	№ формулы
При дренировании водоносного горизонта на относительно небольшом расстоянии от берега водохранилища	Междуречный массив	 *Фиг. 18–80*	$y=\sqrt{h^2+(H^2-h_1^2)\frac{L-x}{L}}$	(18—161)
	При наличии оврага	 *Фиг. 18—81*	$y=\sqrt{h^2+(H^2-h_1^2)\frac{L-x}{L}+(y_0^2-h_0^2)\frac{x}{L}}$	(18—162)



Фиг. 18—82. График значений $\Phi(\lambda)$

а) При отсутствии поблизости от водохранилища понижений, дренирующих грунтовые воды:

$$y^2 = h^2 + \left(H^2 - h_1^2\right)\left[1 - \Phi(\lambda)\right], \qquad (18—163)$$

где

$$\lambda = \frac{x}{2\sqrt{\frac{k}{\mu} h_{ср}\, t}};$$

x — расстояние от берега водохранилища до расчетного сечения;
k — коэффициент фильтрации;
μ — недостаток насыщения породы водой;
t — время после наполнения водохранилища (наполнение считается мгновенным);
$h_{ср}$ — средняя мощность водоносного пласта;
$\Phi(\lambda)$ — определяется по графику (фиг. 18—82).

б) При наличии поблизости от водохранилища дренирующих понижений (реки, оврага и т. п.)

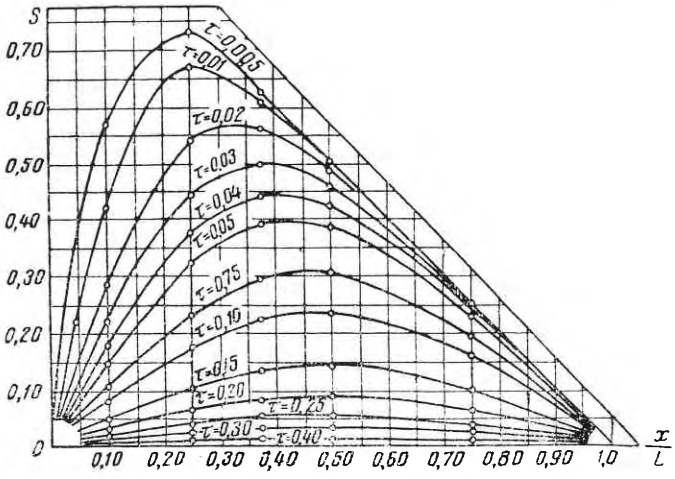
$$y^2 = h^2 + \left(H^2 - h_1^2\right)\left[\frac{L - x}{L} - S\left(\tau, \frac{x}{L}\right)\right], \qquad (18—164)$$

где

$$\tau = \frac{k h_{ср}\, t}{\mu L^2};$$

L — расстояние дренирующего понижения от берега водохранилища;

$S\left(\tau, \frac{x}{L}\right)$ — определяется по графику (фиг. 18—83).



Фиг. 18—83. График значений $S = f\left(\tau, \frac{x}{L}\right)$

В сложных гидрогеологических условиях (неоднородный пласт, наклонный водоупор, неравномерная инфильтрация атмосферных осадков и пр.), а также для учета колебаний горизонта водохранилища расчет депрессионных кривых во времени производится по методу конечных разностей, предложенному Г. Н. Каменским [10].

18—15. ФИЛЬТРАЦИОННАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ НЕСКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

1. Общие замечания

Исследования фильтрационной устойчивости грунтов — фильтрационных разрушений — начаты в СССР Н. Н. Павловским [17], продолжены его учениками С. В. Избашем, А. Н. Патрашевым и Л. И. Козловой (НИИГ), затем Е. А. Замариным [5], Б. Ф. Карауловым [4] (Гидропроект), Н. М. Бочковым, В. С. Истоминой [7 и 8] (Водгео) и др.

Фильтрационные разрушения грунтов в настоящее время изучены еще недостаточно полно, и на приводимые ниже материалы следует смотреть как на приближенные рекомендации, поэтому при их использовании необходимо учитывать не только характеристики грунтов, на основе исследования которых даются эти рекомендации, но и условия выхода фильтрационного потока из грунта.

Наиболее полно исследовано разрушение нескальных грунтов восходящим фильтрационным потоком (снизу вверх) при прямоугольной эпюре распределения скоростей и градиентов фильтрационного потока по всей площади выхода его из однородного грунта (при равномерном распределении частиц по всему объему грунта).

2. Устойчивость несвязных грунтов

Для песчаных и песчано-гравелистых грунтов виды решающих фильтрационных разрушений из-за геометрических соотношений диаметров частиц и размеров

пор [7] в грунтах могут быть различными в зависимости от коэффициента неоднородности $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$, где d_{60} — контролирующий диаметр, d_{10}—действующий диаметр, определяемые по кривой гранулометрического состава (весового). Для грунтов, не защищенных пригрузкой в месте выхода фильтрационного потока, идущего снизу вверх, они оказываются следующими.

1) Для грунтов с коэффициентом неоднородности $\eta \leqslant 10$ (с запасом) решающим видом фильтрационных разрушений является выпор грунта, т. е. либо общее его «взвешивание» (обязательное явление при промывке фильтров очистных станций и мало вероятное — в грунтах оснований гидротехнических сооружений), либо частичное взвешивание в виде «ключа» на части площади выхода фильтрационного потока (иногда наблюдающегося по дну нижнего бьефа сооружений или в его берегах).

2) Для грунтов с $\eta > 20$ (с запасом) решающим видом фильтрационных разрушений является вынос отдельных мелких частиц (механическая суффозия).

3) Для грунтов с промежуточными значениями $10 < \eta < 20$ могут быть решающими разрушениями как выпор, так и вынос частиц.

За основную характеристику, определяющую фильтрационную устойчивость несвязного грунта (ввиду существования закона фильтрации вплоть до начала разрушения), для удобства пользования принят градиент фильтрационного потока, поскольку он определяется из гидродинамической сетки как одна из основных характеристик движения потока.

Значение разрушающего градиента при восходящем фильтрационном потоке для песчаных грунтов с коэффициентом η в пределах до $\eta \leqslant 10$ возможно определить приближенно по формуле Е. А. Замарина [5]:

$$I_{разр} = (\gamma_г - \gamma_в)(1 - n) + 0{,}5n. \quad (18—165)$$

Здесь $\gamma_г$ — удельный вес частиц грунта (в среднем при отсутствии непосредственного определения можно принять $\gamma_г = 2{,}66$ (см. гл. 15);

$\gamma_в$ — объемный вес воды в тех же единицах (принимаемый при расчетах $\gamma_в = 1$ *г/см*^{3} или $\gamma_в = 1$ *т/м*^{3});

n — пористость грунта в относительных единицах (которую для различных грунтов при непосредственном определении в среднем следует принимать в зависимости от коэффициента η по данным гл. 15).

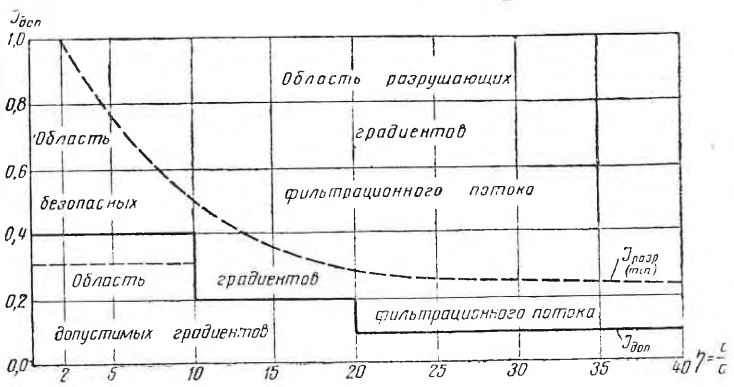
Значения допустимых градиентов восходящего фильтрационного потока $I_{доп}$, исключающие любые виды фильтрационных деформаций несвязных грунтов — как выпор, так и вынос частиц — в зависимости от η (на основе экспериментально-теоретических исследований порядка 20 естественных грунтов; с η, изменяющимся в пределах 2,3—39,3 — со средним диаметром частиц d_{50}, изменяющимся в пределах 0,1—8 *мм*, и действующим диаметром d_{10} в пределах 0,057—0,280 *мм*) могут быть приняты при отсутствии пригрузки в месте выхода фильтрационного потока следующими ([16], Водгео):

1) для грунтов с $\eta \leqslant 10$

$$I_{доп} = 0{,}3 - 0{,}4;$$

2) для грунтов с $10 < \eta < 20$

$$I_{доп} = 0{,}2;$$



Фиг. 18—84. Зависимость допустимых градиентов восходящего фильтрационного потока для несвязных грунтов от их коэффициента неоднородности $I_{доп} = f(\eta)$

3) для грунтов с $\eta > 20$

$$I_{доп} = 0{,}1.$$

Зависимость $I_{доп} = f(\eta)$ изображена на фиг. 18—84 сплошной линией, там же пунктиром нанесены минимальные значения градиентов $I_{разр}$ в виде огибающей кривой для точек, полученных в опытах.

3. Устойчивость связных грунтов

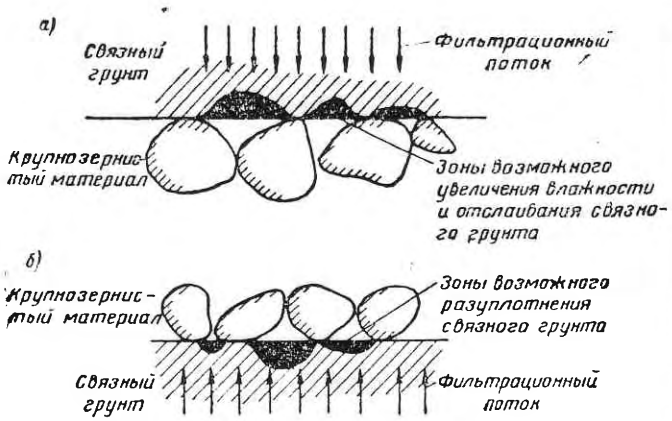
Связные (глинистые) грунты обладают как при ненарушенной, так и при нарушенной структуре большой величиной сцепления, поэтому для разрушения их фильтрационным потоком требуются значительно бо́льшие величины градиентов, чем для разрушения грунтов несвязных. При этом, если пористость связного грунта не превышает некоторую величину (различную для разных грунтов), при которой осуществляется молекулярное притяжение частиц друг к другу в глинистом грунте, и не меняется с течением времени, то усилия, необходимые для отрыва одной частицы от другой или агрегата частиц от другого агрегата, имеют порядок величин, приведенных в табл. 18—22.

Таблица 18—22

Усилия, необходимые для отрыва частиц и их агрегатов друг от друга

Диаметры частиц или агрегатов d в *мм*	Отрывающее усилие $\sigma_{отр}$ в *кг см*^{2}
2	0,0007
1	0,0014
0,5	0,0028
0,1	0,014
0,05	0,028
0,01	0,14
0,005	0,28
0,001	1,4

Но в поверхностном слое связного грунта, помещенного в подводное состояние и не имеющего пригрузки на поверхности из другого грунта, неизменное состояние влажности и пористости невозможно.



Фиг. 18—85. Схемы изменения влажности связного грунта на контакте с крупнозернистым материалом

Если же связный грунт имеет пригрузку на поверхности даже из крупнозернистого материала, то изменение влажности происходит лишь в местах, не имеющих внешней нагрузки. Многолетние опыты со связными грунтами нарушенной структуры, проведенные Е. А. Замариным во ВНИИ Водгео, а также в Гидропроекте лауреатом Сталинской премии Б. Ф. Карауловым, показали отсутствие разрушения связного грунта фильтрационным потоком в виде выпора или выноса частиц даже при сравнительно больших градиентах (в работах Е. А. Замарина при $I>7$, во ВНИИ Водгео — до $I\approx 8$, в Гидропроекте — $I>20$).

В местах, где нагрузка на грунт отсутствует [16] (фиг. 18—85), происходит увеличение влажности, а следовательно, и уменьшение сцепления вследствие отхода частиц и их агрегатов друг от друга из-за расклинивающего действия тонких слоев воды между частицами связных грунтов.

Те элементы и конструкции гидротехнических сооружений, где собственный вес грунта и расклинивающее действие тонких слоев воды между частицами грунта действуют в том же направлении, что и фильтрационный поток, оказываются в более неблагоприятных условиях работы, чем те элементы и конструкции, где действие этих сил направлено в противоположные стороны.

4. Подбор обратных фильтров дренажей

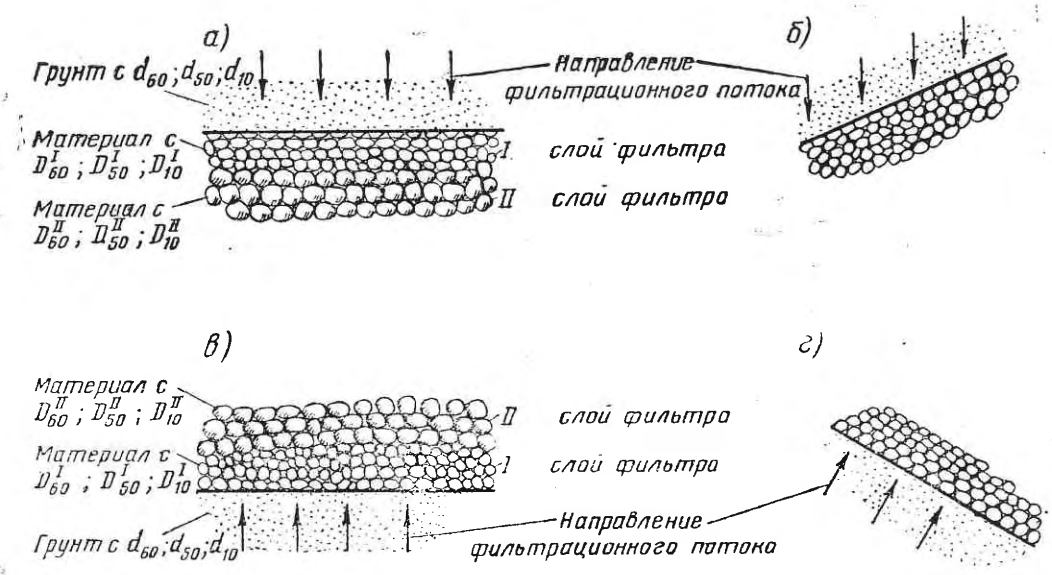
Наиболее опасным местом для появления фильтрационных деформаций в нескальных грунтах сооружений и их оснований являются места выхода фильтрационного потока из грунтов сооружения, в частности из тела земляных плотин и дамб и из грунтов оснований в нижний бьеф. Эти места в гидротехнических сооружениях и защищают дренажами с обратными фильтрами, если в них могут возникнуть недопустимые для сооружения деформации грунтов.

а) Подбор обратных фильтров дренажей, сопрягающихся с несвязными грунтами

В настоящее время существует несколько способов и рекомендаций подбора обратных фильтров дренажей земляных плотин из песчаных грунтов и дренажей в основании плотин земляных, бетонных и деревянных, возводимых на песчаных грунтах.

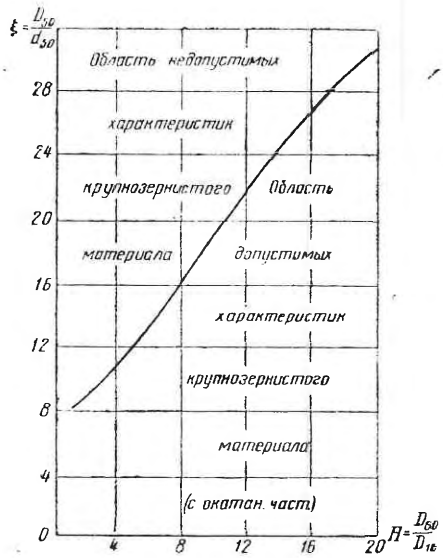
Случай движения фильтрационного потока сверху вниз. Подбор крупности слоев обратных фильтров при подходе фильтрационного потока сверху вниз — тип I (фиг. 18—86,*а* и *б*) — основан на недопущении проникновения частиц более мелкозернистого грунта через смежный с ними более крупнозернистый грунт, т. е. на геометрических соотношениях между частицами мелкозернистого грунта и порами грунта крупнозернистого.

Существовавший в недавнем прошлом способ, по которому рекомендовалось использовать для обратных фильтров лишь грунты с коэффициентом неоднородности $\eta\leqslant 5$ и который применялся при подборе фильтров в сооружениях канала имени Москвы, в настоящее время не практикуется.

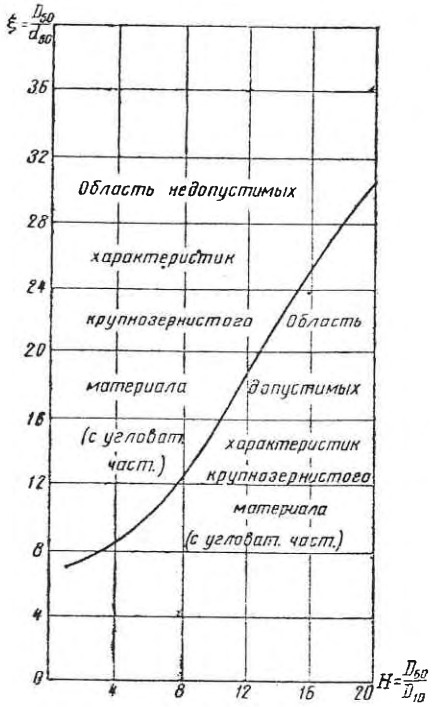


Фиг. 18—86. Типы обратных фильтров дренажей

а, б — тип I; *в, г*—тип II



Фиг. 18—87. График для подбора фильтра из гравелисто-галечниковых материалов (с окатанными частицами) для дренажей плотин из песчаных грунтов $\xi = f(H)$



Фиг. 18—88. График для подбора фильтра из щебенистых материалов (с угловатыми частицами) для дренажей плотин из песчаных грунтов $\xi = f(H)$

1) В способе лауреата Сталинской премии Б. Ф. Караулова [4] граница применения грунтов для обратных фильтров расширена по сравнению со старым способом подбора фильтров. В нем допускается использовать при выходных градиентах до $I \leqslant 4 \div 5$ для слоев обратного фильтра грунты с коэффициентом неоднородности:

$$\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leqslant 10. \qquad (18—166)$$

При этом для переходных коэффициентов от слоя к слою ставятся условия:

$$\frac{D^{I}_{60}}{d_{40}} \leqslant 8 \div 10; \quad \frac{D^{II}_{60}}{D^{I}_{40}} \leqslant 8 \div 10. \qquad (18—167)$$

где буквой D обозначены фракции слоев обратного фильтра с индексами вверху, указывающими положение слоя по отношению к грунту, из которого выходит фильтрационный поток, а буквой d обозначены фракции грунта, с которыми сопрягается обратный фильтр (см. фиг. 18—86).

2) В способе, разработанном В. С. Истоминой во ВНИИ Водгео, использованы особенности образования пор в несвязных грунтах при различных их коэффициентах неоднородности $H = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ и даны приближенные зависимости для переходных коэффициентов $\xi = \frac{D_{50}}{d_{50}}$ от одного несвязного грунта к другому (здесь D_{50} — средний диаметр частиц более крупнозернистого грунта, d_{50} — более мелкозернистого грунта, причем коэффициент неоднородности его $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} \leqslant 10$).

На фиг. 18—87 дана зависимость $\xi = f(H)$ для галечниковых и гравелистых грунтов, на фиг. 18—88 — для щебенистых материалов.

Графики составлены для слоев обратного фильтра с толщиной $h_c = 20$ *см* при крупности галечниковых и гравелистых грунтов с $D_{50} = 2 \div 25$ *мм*, щебенистых с $D_{50} = 10 \div 35$ *мм*.

При подборе по приведенным зависимостям слоев обратного фильтра из материалов более крупнозернистых для недопущения проникновения частиц одного слоя через другой толщину слоев фильтра следует назначать, исходя из условия:

для материалов с окатанными частицами — гравелистых и галечниковых

$$h_c \geqslant 8D_{50}; \qquad (18—168)$$

для материалов с угловатыми частицами — щебенистых

$$h_c \geqslant 6D_{50}. \qquad (18—169)$$

Выбор количества слоев и материалов для обратных фильтров, подобно тому как это делается и для других элементов сооружений из грунтов, должен производиться на основе сравнения стоимости отдельных вариантов, а также на основе других соображений, как-то: однотипности материала с материалом других элементов и конструкций сооружения, наличия того или другого материала на месте, удобства его разработки и пр.

При окончательном выборе количества слоев и материалов для обратного фильтра следует учитывать, что уменьшение слоев может быть достигнуто применением материалов с большими $H = \frac{D_{60}}{D_{10}}$.

Но из-за недостаточной ясности вопроса о степени равномерности распределения частиц по всему объему грунта при укладке в слой обратного фильтра без специальных мероприятий применение грунта с $H > 8$—10 рекомендовать пока не представляется возможным.

Случай движения фильтрационного потока снизу вверх. Крупность слоев обратных фильтров при подходе фильтрационного потока к фильтру снизу вверх в типе II (см. фиг. 18—86,*в* и *г*) по первому способу предлагается подбирать по тем же формулам (18—166) и (18—167), что и для обратных фильтров при подходе фильтрационного потока сверху вниз.

По второму способу крупность и состав первого слоя фильтра выбирается по графикам фиг. 18—87 и фиг. 18—88 (в зависимости от применяемого материала), причем фильтр устраивается лишь на участках, где выходной градиент фильтрационного потока выше допускаемого градиента для данного грунта (т. е., если $I_{вых} > I_{доп}$ с некоторым запасом в длине). Второй слой фильтра рекомендуется выполнять в случаях, если выходной градиент из грунта первого слоя фильтра больше допускаемого для данного грунта или если этот слой необходим по условиям отвода воды в нижний бьеф.

Согласно приведенным рекомендациям как по первому, так и по второму способу дополнительная проверка устойчивости контакта смежных слоев не требуется.

Для проверки контакта двух смежных слоев грунтов при фильтрации снизу вверх существует формула Л. И. Козловой и С. В. Избаша, по которой определяется скорость вымыва мелкозернистого грунта в вышележащий крупнозернистый грунт:

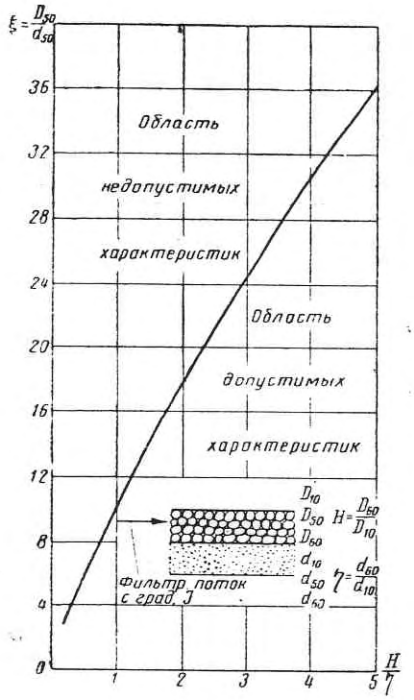
$$V = 0{,}26 d_{60}^2 \left(1 + 1\,000 \frac{d_{60}^2}{D_{60}^2}\right) \text{см/сек}, \quad (18-170)$$

если d_{60} и D_{60} берутся в миллиметрах.

Она получена на основе опытов с однородными песками (с $\eta = 1{,}1 \div 1{,}3$ и крупностью частиц в пределах $d_1 = 0{,}15 \div 0{,}20$; $d_2 = 0{,}25 \div 0{,}30$; $d_3 = 0{,}30 \div 0{,}50$ *мм*, пыли с частицами $d_4 < 0{,}088$ *мм* и естественными песками (характеризующимися коэффициентами неоднородности $\eta = 1{,}38 \div 3{,}47$ и $d_{60} = 0{,}17 \div 0{,}59$ *мм*).

Случай движения фильтрационного потока вдоль двух смежных слоев грунта. При наличии турбулентной фильтрации в слоях обратного фильтра с градиентами $\leqslant 0{,}15$ по способу лауреата Сталинской премии Б. Ф. Караулова рекомендуется соблюдать те же соотношения крупности слоев, что и при наличии ламинарного фильтрационного потока, идущего перпендикулярно слоям фильтра, т. е. назначать крупность слоев по формулам (18—166) и (18—167).

По опытным данным В. С. Истоминой (ВНИИ Водгео), проверка фильтрационной устойчивости контакта двух смежных грунтов при движении фильтрационного потока в первом слое фильтра (на контакте с грунтом основания плотины) может быть выполнена по графику допустимых характеристик грунтов для допускаемого градиента $I_{доп} \leqslant 1{,}3$ (**фиг. 18—89**).



Фиг. 18—89. График для проверки подбора фильтра на продольную фильтрацию для дренажей на песчаных грунтах $\xi = f\left(\frac{H}{\eta}\right)$

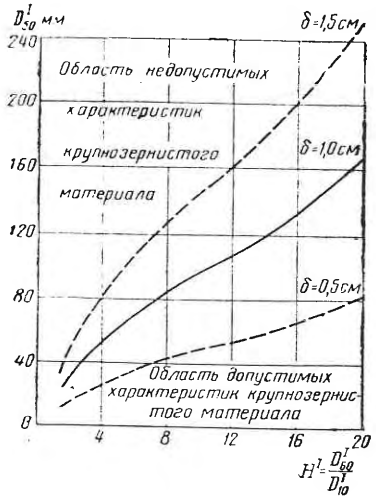
Пользование графиком фиг. 18—89 поясняется следующим примером. Для фильтра дренажа между грунтом основания земляной плотины, характеризующегося $d_{50} = 0{,}20$ *мм* и $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 2$, выбран материал первого слоя из естественного песка с $D_{50}^{I} = 1{,}5$ *мм* и $H^{I} = \frac{D_{60}^{I}}{D_{10}^{I}} = 3$. Проверка этого грунта для первого слоя фильтра по фиг. 18—87 показала, что $\frac{D_{50}^{I}}{d_{50}} = \frac{1{,}5}{0{,}2} = 7{,}5$ и $H^{I} = 3$ лежат в области допустимых характеристик. Проверка на продольную фильтрацию по графику фиг. 18—89 дает $\frac{D_{50}^{I}}{d_{50}} = 7{,}5$; $\frac{H^{I}}{\eta} = \frac{3}{2} = 1{,}5$, т. е. и для этого случая движения фильтрационного потока характеристики первого слоя фильтра допустимы (точка с $\frac{D_{50}^{I}}{d_{50}} = 7{,}5$ и $\frac{H^{I}}{\eta} = 1{,}5$ лежит в области допускаемых характеристик фиг. 18—89). При этом градиент фильтрационного потока вдоль контакта грунта основания и первого слоя фильтра может быть в пределах $I_{доп} \leqslant 1{,}3$.

б) Подбор обратных фильтров дренажей, сопрягающихся со связными грунтами

Обратные фильтры дренажей плотин и оснований из связных грунтов могут быть значительно упрощены за счет связности грунтов, из которых выходит фильтрационный поток [16].

Если связный грунт тела плотины или грунт основания имеет число пластичности $w_п \geqslant 7—10$ и коэффициент влажности $G > 0{,}85$, то первый слой фильтра может быть выполнен из материала, характеризующегося средним диаметром частиц D^I_{50} и коэффициентом его неоднородности $H^I = \frac{D^I_{60}}{D^I_{10}}$ по графику фиг. 18—90. При этом принимается, что в контактной зоне связного грунта и первого слоя фильтра при положении связного грунта над крупнозернистым материалом в подводном состоянии (см. фиг. 18—85,*а*) может иметь место отслаивание связного грунта на глубину $\delta = 1{,}5;\ 1{,}0;\ 0{,}5$ *см*, при положении крупнозернистого материала на связном грунте (см. фиг. 18—85,*б*) может иметь место разуплотнение связного грунта на ту же глубину $\delta' = \delta$.*

* ВНИИ Водгео разработан график допустимых характеристик материалов первого слоя фильтра и при недопущении деформации отслаивания связного грунта в контактной зоне.



Фиг. 18—90. График для подбора фильтра из крупнозернистых материалов для дренажей в плотинах из связных грунтов $D^I_{50} = f(H)$

ЛИТЕРАТУРА

1. Аравин В. И. и Нумеров С. Н., Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений, Госстройиздат, 1948.
2. Биндеман Н. Н., Гидрогеологические расчеты подпора грунтовых вод и фильтрации из водохранилищ, Углетехиздат, 1951.
3. Гиринский Н. К., Графическое построение гидродинамических сеток для случая фильтрации в однородных грунтах, издательство МИИВХ, 1939.
4. Гришин М. М., Гидротехнические сооружения, ч. 1, Госстройиздат, 1947. 1954
5. Замарин Е. А., Фандеев В. В., Гидротехнические сооружения. Сельхозгиз, 1954.
6. Инструкция по проектированию, возведению и эксплуатации насыпных земляных плотин ВНИИ Водгео. Стройиздат, 1944.
7. Истомина В. С., Фильтрационные деформации оснований гидротехнических сооружений, сборник трудов ВНИИ Водгео „Вопросы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений", 1952.
8. Истомина В. С., О проектировании дренажей в земляных плотинах, журнал „Гидротехническое строительство" № 1,1946.
9. Истомина В. С., О выборе крупности слоев фильтра дренажных устройств земляных плотин из несвязных грунтов, журнал „Гидротехническое строительство" № 8, 1950.
10. Каменский Г. Н., Основы динамики подземных вод, Госиздат, М. 1943.
11. Мелещенко Н. Г., Приближенный метод расчета фильтрации под сооружениями, расположенными на безграничном проницаемом основании, Известия ВНИИГ, т. XXVIII, 1940.
12. Недрига В. П., Расчет фильтрации в обход гидротехнических сооружений, журнал „Гидротехническое строительство" № 5, 1947.
13. Недрига В. П., Расчет сопряжений плотин с земляными дамбами, журнал „Гидротехническое строительство" № 9, 1949.
14. Недрига В. П. и Хапалова Е. Я., Влияние водопроницаемости шпунтовых стенок на эффективность их работы в гидротехнических сооружениях, сборник трудов ВНИИ Водгео, „Вопросы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений", 1952.
15. Нельсон-Скорняков Ф. Б., Фильтрация в однородной среде, изд. „Советская наука", 1949.
16. Ничипорович А. А. и Истомина В. С., Указания по проектированию дренажных устройств в земляных плотинах, ВНИИ Водгео, 1953.
17. Павловский Н. Н., Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями и ее основные приложения, 1922.
18. Павловский Н. Н., Гидромеханический расчет плотин системы Сенкова, ОНТИ, 1937.
19. Полубаринова-Кочина П. Я., Некоторые задачи плоского движения грунтовых вод, изд. Академии наук СССР, 1942; Теория движения грунтовых вод, там же, 1952.
20. Романов А. В., Фильтрация в основании плотин при наличии дренажа, сборник трудов ВНИИ Водгео, „Вопросы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений", 1952.
21. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений, Расчеты фильтрации под гидротехническими сооружениями, Стройиздат, 1941.
22. ТУ и Н проектирования гидротехнических сооружений. Земляные насыпные плотины, Стройиздат, 1941.
23. Чугаева Е. А., Роль шпунтовых свайных рядов как противофильтрационного мероприятия, Известия ВНИИГ, т. XXXXII 1950.
24. Шанкин П. А., Расчет фильтрации в земляных плотинах Речиздат, 1947.

ГЛАВА ДЕВЯТНАДЦАТАЯ

БЕТОННЫЕ ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ

19—1. КЛАССИФИКАЦИЯ

Бетонные плотины могут быть классифицированы по следующим основным признакам.

а) По способу пропуска паводковых вод:

1) глухие плотины, через которые не производится сброс воды в нижний бьеф (фиг. 19—1,*а*);

2) водосливные плотины, через гребень которых производится сброс расчетных паводков в нижний бьеф; при этом водослив либо открытый, без затворов (фиг. 19—1,*б*), либо имеет на гребне затворы (фиг. 19—1,*в*);

3) плотины с глубинными отверстиями либо для сброса паводковых вод, либо для полезных попусков или опорожнения водохранилища (фиг. 19—1,*г*);

4) комбинированные водосливные плотины с глубинными отверстиями (фиг. 19—1,*д*);

5) водосбросы с низким порогом (фиг. 19—1,*е*).

б) По очертанию плотины в плане:

1) прямолинейные плотины;

2) криволинейные плотины с выпуклостью в сторону верхнего бьефа в целях получения большей длины водосливного фронта для сброса паводковых вод;

в) По роду статической работы тела плотины:

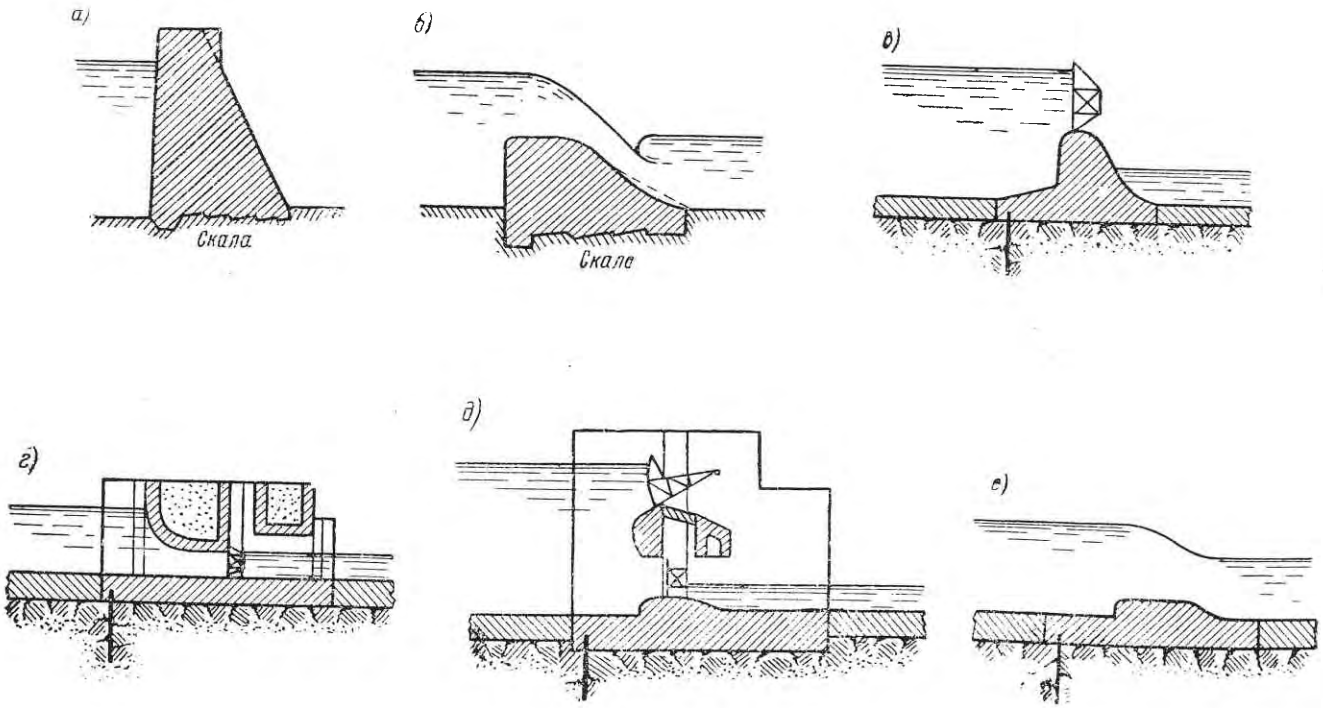
1) гравитационные плотины, работающие собственным весом (аналогично подпорным стенкам);

2) арочные плотины, работающие как горизонтальные арки, с передачей нагрузки на берега или устои;

3) арочно-гравитационные плотины, устойчивость и прочность которых обеспечивается как собственным весом с передачей части нагрузки на основание, так и работой их как арки с передачей части нагрузки на берега;

Примечание. Арочные и арочно-гравитационные плотины в справочнике не рассматриваются.

4) контрфорсные плотины (см. гл. 20).



Фиг. 19—1. Основные типы бетонных гравитационных плотин

19—А. ГЛУХИЕ ГРАВИТАЦИОННЫЕ БЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ (НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ)

19—2. ОЧЕРТАНИЕ ПЛОТИНЫ В ПРОФИЛЕ

1. Очертание профиля

Расчетный профиль гравитационных плотин следует принимать треугольным или трапецоидальным.

Треугольный профиль надлежит принимать:

а) для глухих плотин — при отсутствии давления льда или при незначительном его давлении на сооружение;

б) для водосливных плотин — при незначительной толщине переливающегося слоя воды по отношению к высоте плотины.

Трапецоидальный профиль следует принимать (фиг. 19—1,*а, б*):

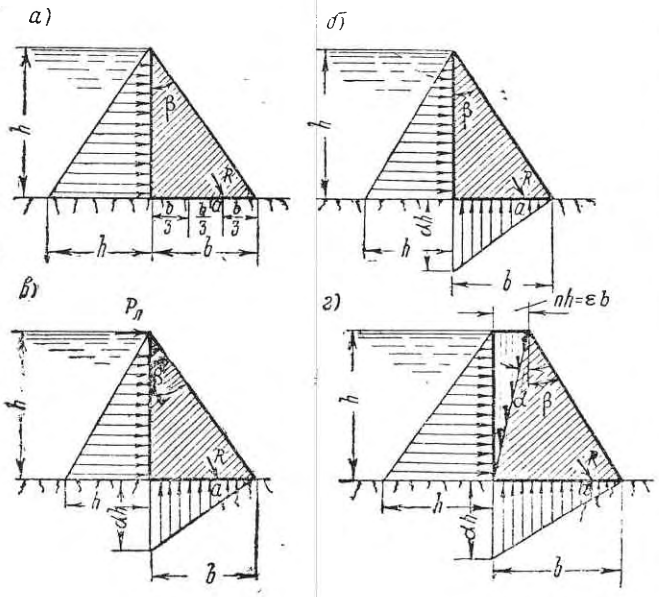
а) для глухих низконапорных плотин — при значительном давлении льда;

б) для водосливных плотин — при значительной толщине переливающегося слоя воды по отношению к высоте плотины.

Примечание. Глухие бетонные плотины целесообразны лишь при значительной их высоте или малой длине (при наличии водосливной плотины); малонапорные плотины такого рода большей частью менее экономичны, чем земляные.

2. Предварительное определение размеров плотины

Предварительные размеры плотины могут быть определены из условия прохождения равнодействующей всех сил R через низовую точку средней трети основания плотины (фиг. 19—2). Это условие гарантирует отсутствие растягивающих напряжений (для расчетного случая нормальной эксплуатации). Для плотины треугольного очертания с вертикальной верховой (напорной) гранью (фиг. 19—2,*а*), нагруженной только гидростатическим давлением воды верхнего бьефа, имеем для определения ширины плотины b понизу следующую формулу:



Фиг. 192. Схемы к предварительному определению размеров плотины

$$\frac{b}{h} = \operatorname{tg}\beta = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_к}}, \qquad (19—1)$$

где $\gamma_к$ — объемный вес кладки тела плотины в *т/м*³;
γ — объемный вес воды; $\gamma = 1$ *т/м*³.

Остальные обозначения — по фиг. 19—2,*а*.

При наличии в основании плотины противодавления (взвешивающего и фильтрационного давления — см. гл. 7), учитываемого по треугольной эпюре, ширина плотины b понизу определяется (фиг. 19—2,*б*) по формуле:

$$\frac{b}{h} = \operatorname{tg}\beta = \sqrt{\frac{1}{\frac{\gamma_к}{\gamma} - \alpha}}, \qquad (19—2)$$

где α — коэффициент взвешивания (см. п. 7—2,5 гл. 7).

При наличии кроме противодавления в основании плотины также и давления льда $P_л$ приложенного на отметке гребня плотины (фиг. 19—2,*в*), ширина плотины понизу определяется по формуле:

$$\frac{b}{h} = \operatorname{tg}\beta = \sqrt{\frac{6P_л + h^2}{\left(\frac{\gamma_к}{\gamma} - \alpha\right)h^2}}. \qquad (19—3)$$

Здесь напорная грань предполагается вертикальной, как и в обоих предыдущих случаях.

$P_л$ — давление льда в *т* на 1 *пог. м* длины плотины, размеры — в *м*.

Примечание. Необходимо отметить, что сила $P_л$ обычно приложена ниже отметки гребня, так как водохранилище зимой сработывается, так что ширина плотины понизу, определяемая по формуле (19—3), получается с небольшим запасом.

При наклонной верховой грани плотины и наличии противодавления, учитываемого по треугольной эпюре (фиг. 19—2,*г*), ширина плотины понизу b определяется из формулы:

$$\frac{b}{h} = \operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta = \frac{1}{\sqrt{\frac{\gamma_к}{\gamma}(1-\varepsilon) + \varepsilon(2-\varepsilon) - \alpha}}. \qquad (19—4)$$

Здесь

$$\varepsilon = \frac{nh}{b}, \qquad (19—5)$$

где $n = \operatorname{tg}\alpha$ — коэффициент откоса верховой (напорной) грани, принимаемый обычно равным 0,05 ÷ 0,10;

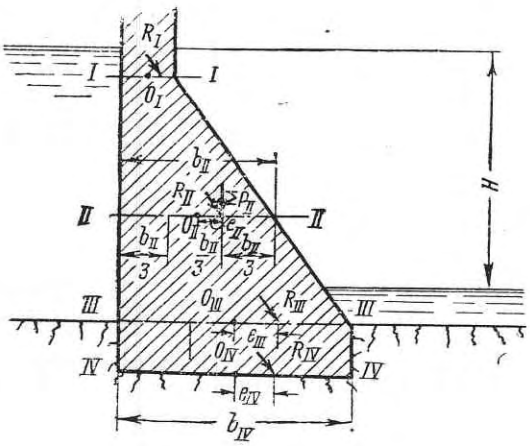
$\operatorname{tg}\beta = m$ — коэффициент откоса низовой грани, обычно получающийся по расчету равным 0,6 ÷ 0,8 [(предварительное его определение производится по приведенной выше формуле (19—4)].

19—3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НОРМАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ РАСЧЕТНЫХ ШВАХ ПЛОТИНЫ

В приведенном ниже расчете предполагается, что гравитационная плотина по своей высоте разделена горизонтальными расчетными (воображаемыми) швами на блоки.

1. Ход расчета

а) Устанавливают предварительные основные размеры поперечного профиля плотины в соответствии с п. 19—2 настоящей главы.



Фиг. 19—3. Схема к определению вертикальных нормальных напряжений в плотине

б) Избранный профиль разделяют горизонтальными расчетными швами на отдельные блоки, обычно соответственно изломам очертания профиля и изменению характера нагрузки (фиг. 19—3).

в) Для каждого шва определяют положение равнодействующей (кривой давления), а также максимальные и минимальные вертикальные нормальные напряжения ($\sigma_{y\,max}$ и $\sigma_{y\,min}$).

2. Нормальные краевые вертикальные напряжения

Эти напряжения для горизонтальных швов определяют по формуле неравномерного сжатия:

$$\sigma_y = \frac{\Sigma P}{F} \pm \frac{\Sigma M_0}{W}\ m/м^2, \qquad (19—6)$$

где ΣP — сумма вертикальных сил выше шва в *т*;

ΣM_0 — сумма моментов всех сил выше шва относительно центра тяжести шва (точка *O* на фиг. 19—3) в *тм*;

F — площадь сечения шва в $м^2$;

W — момент сопротивления площади сечения шва $\left(W = \frac{1b^2}{6}\ м^3\right.$, считая на 1 *пог. м*, при ширине шва b). $\left.\right)$.

При прямоугольном сечении шва для элемента плотины длиной 1 *м* имеем:

$$\sigma_y = \frac{\Sigma P}{b}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) m/м^2, \qquad (19—7)$$

где b — ширина рассматриваемого шва в *м*;

e — эксцентриситет вертикальной составляющей равнодействующей всех сил ΣP, действующих выше рассматриваемого шва, относительно центра тяжести шва (силы — в *т*; размеры — в *м*).

Та же формула применяется и для определения напряжений в скале основания.

Положение равнодействующей может быть получено или аналитически (эксцентриситет $e = \frac{\Sigma M_0}{\Sigma P}$, где ΣM_0 — момент всех сил выше рассматриваемого шва относительно точки O — его середины), или графически — при помощи веревочного многоугольника и многоугольника сил (см. фиг. 19—17).

3. Условия расчета

При расчете должны быть выполнены следующие условия.

1. Не должно быть растягивающих напряжений ни в основании, ни в какой бы то ни было части профиля, т. е. равнодействующая должна проходить в средней трети швов и основания как при полном, так и при пустом водохранилище:

$$\sigma_{y\,min} = \frac{\Sigma P}{F} - \frac{\Sigma M_0}{W} = \frac{\Sigma P}{b}\left(1 - \frac{6e}{b}\right) \geqslant 0. \qquad (19—8)$$

Примечание. При пустом водохранилище у низовой грани в основании плотины, расположенной на скале, и при полном водохранилище на напорной грани в верхней части тела плотины (при учете значительных давлений льда) могут быть допущены растягивающие напряжения порядка 1—2 *кг/см²*, однако это пока не является общепринятым и здесь надо проявлять осторожность.

2. Максимальные напряжения на сжатие в материале плотины и в основании не должны быть более допускаемых, т. е.

$$\sigma_{y\,max} = \frac{\Sigma P}{F} + \frac{\Sigma M_0}{W} = \frac{\Sigma P}{b}\left(1 + \frac{6e}{b}\right) \leqslant [\sigma], \qquad (19—9)$$

где $[\sigma]$ — допускаемое напряжение.

Допускаемые напряжения в бетоне тела плотины должны назначаться в соответствии с ГОСТ 4286-48 «Конструкции бетонные и железобетонные гидротехнических сооружений. Нормы и технические условия проектирования» (см. также гл. 10 справочника). Допускаемые напряжения на скалу основания см. гл. 7.

4. Расчетные случаи

а) Строительный период или случай пустого водохранилища.

б) Период нормальной эксплуатации, когда имеется нормальный подпорный горизонт в верхнем бьефе и минимальный горизонт воды в нижнем бьефе.

19—4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛАВНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ НА ГРАНЯХ ПЛОТИНЫ

1. Определение горизонтальных нормальных и скалывающих напряжений

Для определения главных напряжений по граням плотины предварительно необходимо определить горизонтальные нормальные напряжения σ_x и скалывающие напряжения τ.

Вертикальные нормальные напряжения σ_y предполагаются здесь уже определенными по п. 19—3.

Определение σ_x и τ может быть произведено методом рассмотрения элементарных призм A и B, вырезанных на гранях плотины (фиг. 19—4), с применением к ним двух условий равновесия статики ($\Sigma X = 0$ и $\Sigma Y = 0$). В приводимых ниже формулах, полученных указанным методом, сжимающие нормальные напряжения считаются положительными. Для обеих граней плотины имеем следующие расчетные формулы:

а) низовая грань

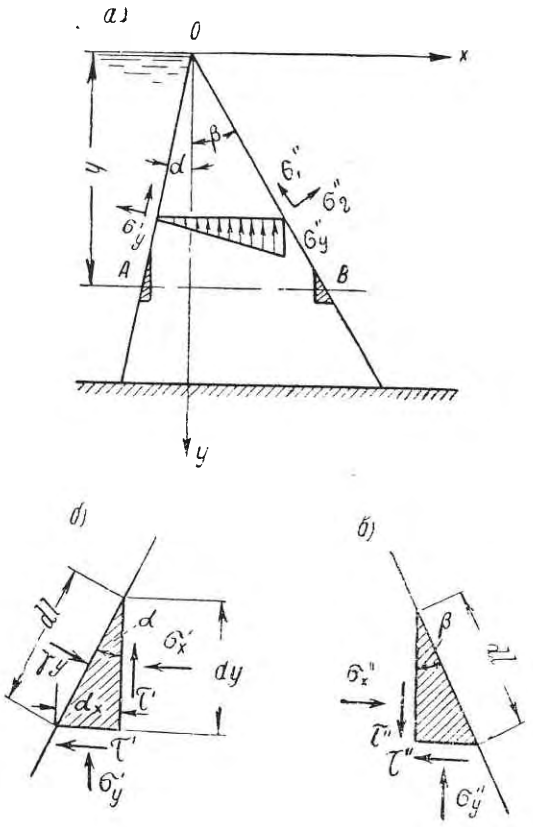
$$\tau'' = \sigma_y'' m; \qquad (19—10)$$

и

$$\sigma_x'' = \sigma_y'' m^2; \qquad (19—11)$$

б) верховая грань

$$\tau' = (\gamma y - \sigma_y') n \qquad (19—12)$$



Фиг. 19—4. Схемы к определению главных напряжений на гранях плотины

а — плотина; *б* — призма *A* (верховая грань); *в* — призма *B* (низовая грань)

и

$$\sigma_x' = \gamma y - (\gamma y - \sigma_y') n^2. \qquad (19—13)$$

В формулах (19—10), (19—11), (19—12) и (19—13) γ — объемный вес воды ($\gamma = 1$ *т/м*³); y — погружение рассматриваемого расчетного шва под расчетным горизонтом воды в *м*; $m = \operatorname{tg}\beta$; $n = \operatorname{tg}\alpha$; $\gamma_к$ — объемный вес кладки плотины в *т/м*³.

По уравнениям (19—6), (19—7), (19—10), (19—11), (19—12) и (19—13) при данных m и n, $\gamma_к$ и γ можно для любой точки граней плотины определить напряжения σ_x, σ_y и τ и затем главные напряжения по приводимым ниже формулам (19—14), (19—15), (19—16).

2. Определение главных напряжений

Наибольшее главное нормальное напряжение равно:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}. \qquad (19—14)$$

Наименьшее главное нормальное напряжение

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}. \qquad (19—15)$$

Наибольшее скалывающее напряжение

$$\tau_{max} = \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}. \qquad (19—16)$$

Подставляя значения σ_x и τ из уравнений (19—10), (19—11), (19—12) и (19—13) в уравнения (19—14) и (19—15), получаем следующие выражения для главных напряжений на гранях плотины:

а) низовая грань

$$\sigma_1'' = \sigma_y''(1 + m^2) \qquad (19—17)$$

и

$$\sigma_2'' = 0; \qquad (19—18)$$

б) верховая грань

$$\sigma_1' = \gamma y \qquad (19—19)$$

или

$$\sigma_1' = \sigma_y'(1 + n^2) - \gamma y n^2; \qquad (19—20)$$

$$\sigma_2' = \sigma_y'(1 + n^2) - \gamma y n^2, \qquad (19—21)$$

или

$$\sigma_2' = \gamma y. \qquad (19—22)$$

То есть на верховой грани одно из главных напряжений всегда равно интенсивности гидростатического давления γy, а другое равно выражению $\sigma_y'(1+n^2) - \gamma y n^2$. Которое из них наибольшее (σ_1) и которое наименьшее (σ_2) главное напряжение, следует судить по получаемым из расчета величинам.

Для случая пустого водохранилища в приведенных выше формулах следует подставить $\gamma y = 0$.

Значения вертикальных нормальных напряжений σ_y берутся при этом также для случая пустого водохранилища.

При проектировании должны быть выполнены условия:

1) $\sigma_1'' = \sigma_y''(1 + m^2) \leqslant [\sigma]$ (19—23)

(условие прочности кладки на низовой грани плотины при полном водохранилище);

2) $\sigma'_2 = \sigma'_y(1+n^2) - \gamma y n^2 \geqslant 0$ (19—24)

(условие отсутствия растягивающих напряжений на верховой грани при полном водохранилище);

3) $\sigma'_1 = \sigma'_y(1+n^2) \leqslant [\sigma]$ (19—25)

(условие прочности кладки на верховой грани при пустом водохранилище);

4) $\sigma''_1 = \sigma''_y(1+m^2) \geqslant 0$ (19—26)

(условие отсутствия растягивающих напряжений на низовой грани при пустом водохранилище, автоматически выполняющееся при условии $\sigma''_y \geqslant 0$); в формулах (19—25) и (19—26) значения σ'_y и σ''_y должны быть взяты для случая пустого водохранилища.

Изложенный выше метод расчета дает возможность вычислить главные напряжения только на гранях плотины. Для определения напряжений внутри плотины следует применять к анализу напряженного состояния тела плотины методы теории упругости (см. [17], [10]).

В последнее время проведены исследования о влиянии основания на распределение напряжений в теле плотины (см. [10]).

19—5. ПОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ ГРАВИТАЦИОННОЙ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНОМ ГРУНТЕ НА СДВИГ

1. Поверка устойчивости плотины на сдвиг с учетом только сил трения

Такая поверка производится по формуле:

$$K_c = \frac{f\,\Sigma P}{\Sigma Q} \geqslant K_{c_{доп}}, \qquad (19—27)$$

где ΣP — сумма вертикальных сил, действующих на 1 *пог. м* плотины (в том числе противодавление) в *т*;

f — коэффициент трения;

ΣQ — сумма горизонтальных сил, действующих на 1 *пог. м* плотины в *т*;

Ориентировочные значения коэффициентов трения кладки плотины по скале основания: для изверженных пород $f=0{,}65 \div 0{,}7$; для известняков и песчаников $f=0{,}5 \div 0{,}65$; для полускальных пород $f=0{,}3 \div 0{,}5$.

2. Учет сил сцепления кладки тела плотины со скалой основания

Учет сцепления кладки тела плотины со скалой основания при расчете устойчивости плотины на сдвиг допустимо производить лишь в случае плотной и прочной скалы основания.

Расчетная формула (19—27) принимает в этом случае следующий вид (расчет на 1 *пог. м*):

$$K_c = \frac{f_0\,\Sigma P + bc}{\Sigma Q} \geqslant K_{c_{доп}}. \qquad (19—28)$$

Здесь b — ширина плотины по подошве ее в *м*;

c — удельное сцепление в *т/м²*;

f_0 — коэффициент пропорциональности, определяемый опытным путем и равный $0{,}6 \div 0{,}65$ для прочных скальных пород.

Величина удельного сцепления существующими техническими условиями и нормами проектирования гидротехнических сооружений не нормирована и подлежит определению на основании результатов опытов в котловане плотины. Для предварительных подсчетов допустимо учитывать сцепление в небольшом размере ($c = 5 \div 20$ *т/м²*, в зависимости от качества скалы основания).

Канд. техн. наук В. И. Щелканов предложил в 1948 г. учитывать сцепление кладки тела плотины со скалой основания, рассматривая сопротивление срезу подошвенного шва плотины, т. е. заменяя расчет устойчивости плотин на сдвиг расчетом прочности на срез подошвенного шва плотины.

На основании анализа результатов лабораторных и полевых опытов, а также теоретических соображений, В. И. Щелканов предложил следующие расчетные формулы:

$$\frac{c}{k'\tau_{ср}} + \frac{2\sigma_{ср}^{3/4}}{k''\tau_{ср}} = K_{c_{ср}}; \qquad (19—29)$$

$$\frac{c}{k'\tau_{н}} + \frac{2\sigma_{н}^{3/4}}{k''\tau_{н}} = K_{c_{н}}. \qquad (19—30)$$

В приведенных выше формулах:

$\sigma_{ср}$ и $\sigma_н$ — нормальные вертикальные напряжения для средней и низовой точек подошвы плотины;

$\tau_{ср}$ и $\tau_н$ — касательные напряжения для тех же точек подошвы;

c — величина удельного сопротивления чистому срезу, которую при употреблении портландцемента и применяемых в настоящее время методах подготовки скального основания (включая покрытие скальной поверхности слоем раствора) В. И. Щелканов рекомендует, базируясь на результатах полевых и лабораторных опытов, брать равной 9 *кг/см²* (90 *т/м²*);

k' и k'' — коэффициенты запаса (учитывающие неточность определения внешних нагрузок, переход от опытных значений c и σ к значениям их в производственных условиях, неточность определения напряжений ввиду несовершенства расчетных формул), равные: $k'=3$ и $k''=1{,}3$.

При предположении линейности распределения напряжений в основании плотины оценку устойчивости плотины следует производить по формуле (19—29) (поверка прочности шва в средней точке), что равносильно расчету по прочности всего шва.

При оценке устойчивости плотины по средней точке подошвы (формула 19—29) величина $K_{c_{ср}} = 1$ будет характеризовать достаточную устойчивость плотины; при $K_{c_{ср}} < 1$ плотина будет недостаточно устойчивой на сдвиг и при $K_{c_{ср}} > 1$ плотина будет иметь излишний, неоправданный запас.

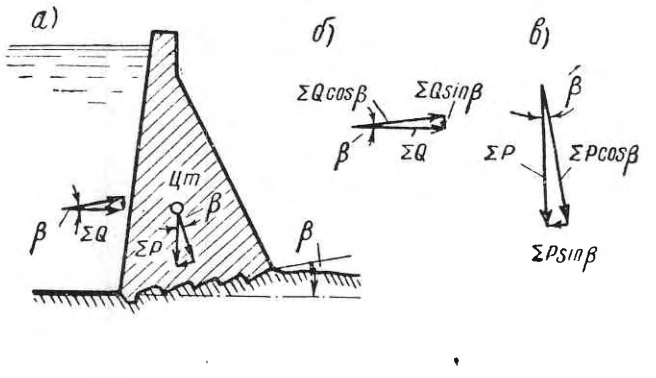
Расчет по формуле (19—30), относящейся к поверке прочности шва у основания низовой грани, является поверочным.

Изложенный выше метод может быть применен при предварительных стадиях проектирования.

При составлении технического проекта необходима постановка дополнительных исследований, уточняющих сопротивление подошвенного шва срезу для условий данного конкретного сооружения.

3. Случай наклонного основания плотины (фиг. 19—5)

Коэффициент устойчивости плотины на сдвиг может быть определен по следующей формуле (без учета силы сцепления кладки тела плотины со скалой основания):



Фиг. 19—5. Схемы к поверке устойчивости гравитационной плотины на скальном грунте на сдвиг при наклонной ее подошве

а — плотина; *б* — силовой многоугольник горизонтальных сил (ΣQ); *в* — силовой многоугольник вертикальных сил (ΣP)

$$K_c = \frac{f\Sigma P\cos\beta + f\,\Sigma Q\sin\beta}{\Sigma Q\cos\beta - \Sigma P\sin\beta} = \frac{f\Sigma P + f\,\Sigma Q\,\mathrm{tg}\,\beta}{\Sigma Q - \Sigma P\,\mathrm{tg}\,\beta} \geqslant K_{c\,доп}. \qquad (19-31)$$

Здесь β — угол наклона подошвы плотины к горизонту (фиг. 19—5).

Очевидно, что подсчитанный по формуле (19—31) коэффициент устойчивости на сдвиг больше, чем коэффициент устойчивости, определенный для аналогичных расчетных условий по формуле (19—27).

Наклонное основание плотины целесообразно делать только в случае скалы хорошего качества.

При применении формул (19—27) и (19—31) величину допустимого коэффициента устойчивости $K_{c\,доп}$ можно брать равной 1,05—1,1, считая, что необходимый запас устойчивости дополнительно создается заделкой плотины в скалу основания, сцеплением и т. д. При применении формулы (19—28) следует брать $K_{c\,доп} = 1{,}3 \div 1{,}5$.

19—6. ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ЗАВЕСЫ В ОСНОВАНИИ ПЛОТИН И В БЕРЕГАХ

1. Общие замечания

В зависимости от назначения и способов устройства противофильтрационные завесы могут быть разделены на два типа:

а) завесы, проектируемые в целях борьбы с фильтрацией;

б) завесы, проектируемые как в целях борьбы с фильтрацией, так и для частичного укрепления пород основания.

К первому типу относятся: глинизация, битумизация, цементация; устраиваются также комбинированные завесы (например, с применением битумизации и цементации и др.).

Ко второму типу относятся цементация и силикатизация.

2. Цементационные противофильтрационные завесы в основании плотин и в берегах [1]

Общие соображения. Цементация бывает следующих трех основных видов:

1) основная глубинная цементация под зубом плотины (или непосредственно около него, с верховой стороны), создающая противофильтрационную завесу и имеющая основной своей целью уменьшение расходов фильтрации и величины противодавления под плотиной (см. фиг. 19—9);

2) цементация боковая в створе плотины или в берегах водохранилища, устраиваемая для борьбы с боковой фильтрацией (в обход сооружения или в соседний бассейн), имеющая своим назначением борьбу с фильтрационными потерями воды из водохранилища;

3) сплошная, более мелкая цементация по всей или по части площади основания, применяемая для создания лучшей связи бетона со скалой и для укрепления трещиноватого или недостаточно прочного скального основания.

Цементационную линию завесы следует располагать возможно ближе к напорной грани, так как это ведет к максимальному уменьшению эпюры противодавления.

Глубина необходимой цементации может быть определена только после тщательных геологических изысканий и исследований, так как она зависит от глубины распространения трещиноватости и характера последней.

Глубина цементации в предварительных расчетах ориентировочно может быть принята порядка $(0{,}4 \div 0{,}6)H$, где H — напор на плотине, однако есть случаи применения цементации глубиной, равной H и более.

Условия для успешной цементации. Проникновение цементной суспензии в трещины или поры грунта возможно лишь при определенном соотношении между минимальным размером трещин или пор грунта и размером зерен цемента.

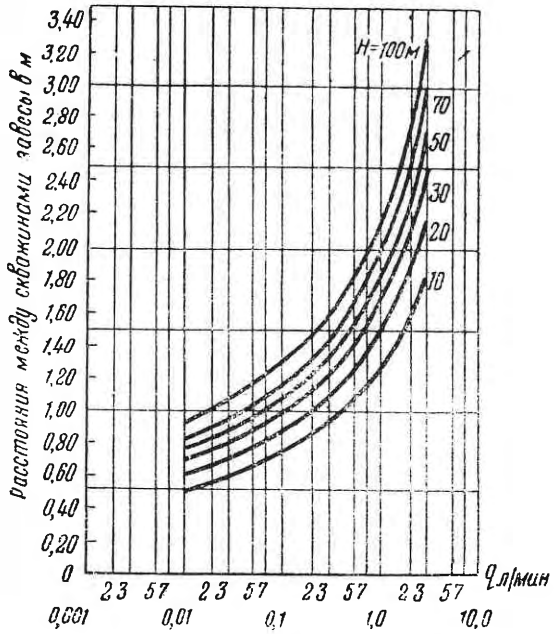
В зависимости от тонкости помола применяемого цемента возможна цементация пород с раскрытием трещин более 0,15—0,25 *мм*.

Цементация может производиться, если величина действительных скоростей потока грунтовых вод в цементируемой зоне не превосходит 600 *м/сутки* (ТУ и Н на цементацию, МЭС, 1954 г.). При бо́льших скоростях возможность применения цементации устанавливается на основании опытных работ.

Глубина цементации и расстояние между скважинами. При незначительной толще водопроницаемых пород рекомендуется противофильтрационную завесу доводить до кровли водоупорных пород (с некоторым заглублением в них). При глубоком залегании водоупорных пород или при отсутствии данных о положении водоупора противофильтрационную завесу часто доводят до пород, характеризуемых удельными водопоглощениями $0{,}01 \div 0{,}05$ *л/мин* (или коэффициентами фильтрации $2 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-4}$ *см/сек*).

Однако величина удельного водопоглощения не может служить единственным критерием необходимой глубины цементационной завесы.

Вопрос о необходимости проектирования противофильтрационных завес и о назначении глубины цементационной завесы следует решать в каждом конкретном случае особо, на основе оценки воздействия фильтрационного потока на сооружение (учет противодавления) и на скальные породы основания (возможность выщелачивания, растворения и размывания их) и оценки фильтрационных потерь по напорному фронту сооружений (с учетом конкретного сопоставления их с водным балансом реки и режимом проектируемого водохранилища).



Фиг. 19—6. График для определения расстояния между скважинами при наличии тонкой трещиноватости пород

Удельным водопоглощением скважин называется водопоглощение, отнесенное к 1 *м* напора и 1 *пог. м* глубины скважины, определяемое по формуле:

$$q = \frac{Q}{Hm}, \qquad (19—32)$$

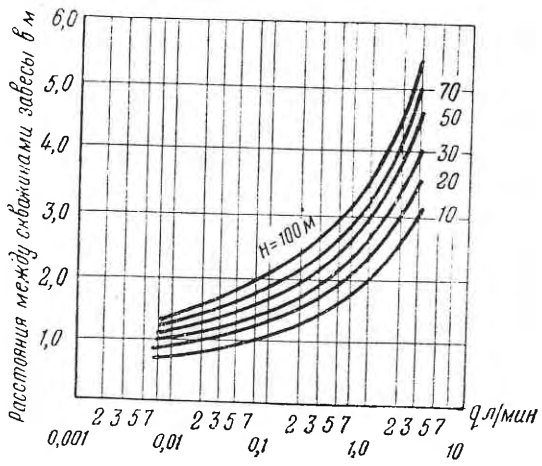
где q — удельное водопоглощение скважины в *л/мин;*
Q — полное фактическое водопоглощение скважины в *л/мин* при испытании под напором;
H — напор в *м*, при котором производилось испытание скважины;
m — мощность опробуемого интервала в *м* (глубина скважины в *м* в пределах испытания нагнетанием).

Условное удельное водопоглощение породы (в *л/мин*) определяется расчетом путем отнесения расхода, соответствующего давлению 5 *ат*, к 1 *пог. м* скважины и к 1 *м* давления водяного столба.

В зоне самой цементационной завесы должно достигаться уменьшение водопроницаемости основания до соответствующих величин удельных водопоглощений, а именно: при действующем напоре H менее 10 *м* — до 0,05 *л/мин;* при H от 10 до 30 *м* — 0,03 *л/мин* и при H более 30 *м* — до 0,01 *л/мин.*

Расстояния между цементационными скважинами желательно устанавливать на основе данных опытных работ по цементации пород в створе плотины.

При отсутствии опытных данных расстояния между скважинами при наличии равномерно распределенной трещиноватости пород и при величинах удельных поглощений от 0,01 до 5 *л/мин* можно определять приближенно (по данным ВНИИГ) на основании графиков фиг. 19—6 и фиг. 19—7. График фиг. 19—6 применим для случая цементации при наличии тонкой трещиноватости пород, а график фиг. 19—7 — при наличии пород с крупными трещинами. Для производственной



Фиг. 19—7. График для определения расстояния между скважинами при наличии пород с крупными трещинами

цементации рационально применять метод последовательного сближения скважин, по которому между уже пробуренными скважинами бурятся промежуточные — до достижения требуемой водонепроницаемости завесы.

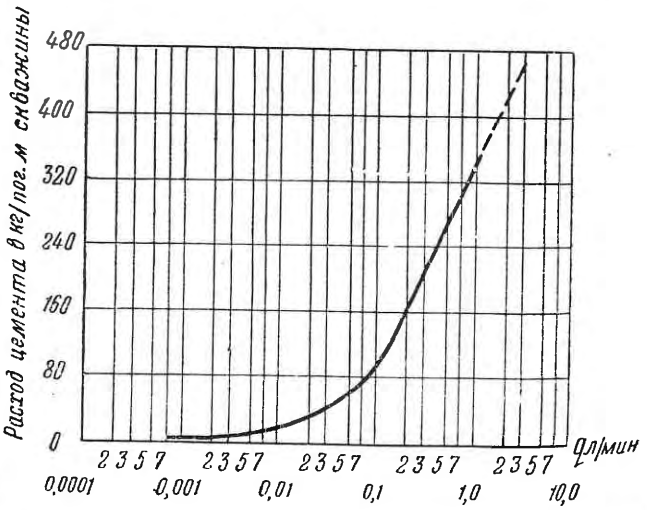
Площадная (сплошная) цементация основания. Площадную цементацию основания рекомендуется предусматривать, когда порода обладает повышенной трещиноватостью и нуждается в укреплении.

Размер площадной цементации основания должен устанавливаться в зависимости от инженерно-геологических условий залегания пород и степени их сохранности.

Для площадной цементации следует предусматривать неглубокие скважины в зависимости от характера скалы (обычно 6—8 *м*), проходимые перфораторами.

Скважины располагаются в шахматном порядке или по квадратной сетке.

Зависимость расхода цемента от трещиноватости пород. Величина расхода цемента при цементации зависит от степени трещиноватости пород и связана с



Фиг. 19—8. График для определения расхода цемента в кг на 1 пог. м скважины

величиной удельного водопоглощения зависимостью в виде кривой (фиг. 19—8), построенной ВНИИГ по данным о цементации оснований ряда плотин как отечественных, так и зарубежных.

По приведенной на фиг. 19—8 кривой, на основании получаемых в результате изысканий величин удельных водопоглощений, могут определяться с достаточной для проектирования производства работ точностью соответствующие ориентировочные средние значения расхода цемента на 1 *пог. м* скважины.

Сопряжение завесы с подошвой плотины. Сопряжение завесы с телом сооружения осуществляется чаще всего в виде бетонного зуба, заглубляемого в поверхностный слой скального основания. Глубина зуба при этом устанавливается либо в соответствии с мощностью менее сохранного поверхностного слоя скального основания, либо по конструктивным соображениям. Скважины цементации обычно располагаются под зубом, который необходим как пригрузка при нагнетании.

В месте сопряжения завесы с подошвой сооружения иногда предусматривают местное усиление завесы при помощи устройства дополнительных рядов неглубоких скважин цементации.

3. Битумизация оснований плотин

Назначение битумизации заключается: 1) в уменьшении потерь на фильтрацию в основании сооружений и при сопряжении с берегами;

2) в снижении противодавления на подошву сооружений и в уменьшении опасности дальнейшего химического и механического разрушения пород фильтрующейся водой.

Битумизация (в гидротехническом строительстве применяется преимущественно горячая битумизация) может применяться как тампонаж трещин в основаниях сооружений в тех случаях, когда требуется устройство водонепроницаемых завес при наличии минерализованных вод или высоких скоростей грунтового потока, или при наличии выщелачиваемых соединений в породах основания (при уплотнении загипсованных грунтов, известняков, склонных к карстообразованию, и т. п.).

Радиусы распространения битума. Радиусы распространения битума в скальных породах, по данным канд. техн. наук Б. П. Шрейбера (ориентировочным), приведены в табл. 19—1.

Таблица 19—1

Радиусы распространения битума

Ширина трещин в *мм*	Среднее давление нагнетаемого битума в *ат*	Максимальное давление нагнетаемого битума в *ат*	Размеры радиуса распространения битума в *м*
$\leqslant 40 \div 60$	$8 \div 10$	25	$\leqslant 10$
$\leqslant 10$	$\leqslant 15$	—	$\leqslant 6$
$\leqslant 3$	$8 \div 15$	30	$1{,}4 \div 1{,}85$
$\leqslant 1{,}5$	$\leqslant 20 \div 24$	—	$0{,}35 \div 0{,}45$

Расстояние между скважинами. На основании анализа имеющихся материалов опытных исследований и работ в производственных условиях, по данным Б. П. Шрейбера [20], можно ориентировочно принимать расстояния между скважинами по табл. 19—2.

Таблица 19—2

Ориентировочные расстояния между скважинами битумизации

Ширина трещин δ в скальной породе в *мм*	>20	10—20	5—10	1,5—5	1—1,5	0,2—1
Расстояния l между скважинами в *м*	3—4	2—3	1,5—2	1—1,5	0,8—1	0,5—0,8

Примечание. При битумизации неоднородных пород с различной трещиноватостью и с изменяющимся по глубине гидростатическим напором расстояние между скважинами должно быть принято соответственно трещинам наименьшей величины.

Расход битума. Общее количество битума, необходимое для заполнения определенного объема трещин, может быть ориентировочно определено по следующей формуле:

$$x = \frac{apk}{100}\ м^3, \qquad (19—33)$$

где x — количество битума в $м^3$;

a — объем породы в $м^3$;

p — объем пустот в %;

k — коэффициент потерь, равный приблизительно $1{,}3 \div 1{,}5$.

По данным Б. П. Шрейбера, расход битума на 1 *пог. м* скважины равен: для пород с трещинами шириной до 10 *мм*, обладающих удельным водопоглощением 0,0009—0,02 *л/мин*, — до 200 *кг*; для пород с трещинами шириной до 1,5 *мм*, обладающих удельным водопоглощением 0,005—0,008 *л/мин*, — до 50 *кг*.

Холодная битумизация состоит в инъекции битумной эмульсии, которую можно нагнетать в холодном состоянии, без предварительного прогрева скважин. Вязкость такой эмульсии при высококачественном ее изготовлении всего в $1{,}5 \div 4$ раза превышает вязкость воды, вследствие чего эмульсия может проникать в мелкие поры и трещины.

Битумные эмульсии, предназначенные для нагнетания в тонкие трещины и пустоты, должны иметь частицы размером, не превышающим $2 \div 3$ μ. Содержание битума в эмульсии не должно превосходить $25 \div 50$%, так как при содержании битума от 50% и более вязкость эмульсии резко возрастает.

4. Глинизационные завесы [6]

Область применения глинизации. Глинизация наиболее рационально может быть применена в качестве водонепроницаемой завесы:

1) в случае высокой агрессивности вод, которой не могут противостоять даже специальные цементы, т. е. в условиях, когда применение цементации исключается;

2) в случае значительной кавернозности пород, при которой применение других способов тампонирования вызывает большие затраты.

Выполнение посредством глинизации водонепроницаемой завесы в основании постоянных гидросооружений допускается, если конструкции и условия эксплуатации сооружений позволяют в случае надобности (при ослаблении действия глинизации с течением времени) повторить процесс. Чаще всего глинизация применяется для борьбы с фильтрацией в бортах водохранилища.

Возможность применения глинизации в зависимости от скорости грунтового потока устанавливается опытными работами.

Материалы, применяемые для глинизации. Для глинизации рекомендуется применять грунты с числом пластичности 10—20, содержащие: песка (фракций 0,25—0,05 *мм*) 4—6%; пылевато-илистых частиц (0,05—0,005 *мм*) 70—75%, глинистых частиц (меньше 0,005 *мм*) не менее 20%.

Расположение скважин в плане. Расположение и частота глинизационных скважин, глубина их, давление нагнетания и консистенция глинистого раствора определяются гидрогеологическими условиями, состоянием породы и требованиями, предъявляемыми к противофильтрационной завесе.

Расстояние между скважинами до установления этой величины в опытных или производственных условиях можно намечать согласно табл. 19—3.

Глинизационные скважины противофильтрационной завесы располагаются в два или три ряда; трехрядная система скважин обеспечивает лучшее качество глинизационных работ.

Расстояние между крайними рядами при напоре на сооружении до 25 *м* можно намечать согласно табл. 19—3.

Таблица 19—3

Расстояние между скважинами и крайними рядами скважин

Условное удельное водопоглощение до глинизации в $л/мин$	Расстояние между скважинами в *м*	Расстояние между рядами скважин в *м*
$\leqslant 0{,}1$	2	1,5
0,1—1	3	2
1—5	4	2,5
5—10	5	3
>10	6	4

Таблица 19—4

Данные для предварительных расчетов поглощения глинистого раствора

Условное удельное водопоглощение до глинизации в $л/мин$	Удельный вес глинистого раствора в $т/м^3$	Поглощение глинистого раствора в *л* на 1 *пог. м* скважины
$<0{,}05$	1,1 —1,2	50
0,05—0,1	1,2 —1,25	100
0,1 —1	1,25—1,3	200
1—3	1,3 —1,4	500
3—5	1,4 —1,5	1 000
>5	От 1,5 до предельно возможного	3 000

Глубина глинизационной завесы от основания сооружения при расчетном напоре на сооружении H до 25 *м* ориентировочно может быть принята равной от H до $0{,}5H$.

Для начального нагнетания и предварительных расчетов поглощения глинистого раствора в зависимости от удельного водопоглощения породы можно руководствоваться табл. 19—4.

19—7. ПОДГОТОВКА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ ПЛОТИН

Подошву плотины заглубляют в скальный грунт настолько (соответственно качеству основания), чтобы она располагалась на здоровой, невыветрившейся скале и чтобы для нее был создан с низовой стороны достаточный упор против сдвига.

При разработке скальных оснований, имеющих явно выраженные отдельности или напластования с общим или местным падением в сторону нижнего бьефа, поверхность основания должна быть обработана уступами с подъемом в сторону нижнего бьефа примерно 1 : 5.

Вдоль оси плотины, в местах резкого падения или повышения отметок поверхности здоровой скалы, основание плотин разрабатывается также уступами. Расположение уступов должно быть согласовано с расположением деформационных швов, предусматриваемых проектом.

При подготовке основания под блоки плотины необходимо обратить особое внимание на увеличение устойчивости сооружения на сдвиг. При отсутствии значительной естественной шероховатости (полускальные породы) или при значительном падении поверхности здоровой скалы в сторону нижнего бьефа увеличение устойчивости должно обеспечиваться устройством специального упора в низовой части сооружения. Устройство такого упора должно быть произведено в соответствии с проектом.

Разработка скальных оснований в боковых стенках котлованов и на откосах (при устройстве врезок в берега) должна производиться уступами по всей высоте врезки.

Учитывая, что в скальных породах выветривание идет, как правило, в возрастающей степени от дна тальвега к верхней части склонов, необходимо подготовку основания вести с одинаковой тщательностью и строгостью как в нижней, так и в верхней части склонов, несмотря на уменьшение гидростатического напора вверху.

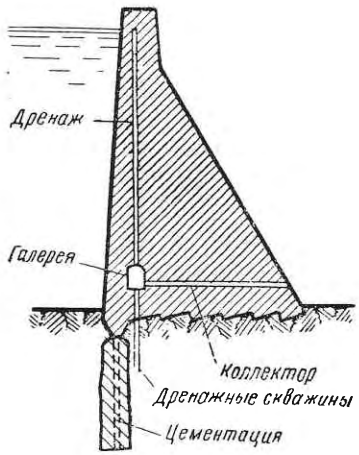
Поверхность скалы, подлежащая бетонировке, предварительно должна быть тщательно очищена от всего, что может воспрепятствовать полной и совершенной связи бетона со скалой: от растительных веществ, глины, отдельных обломков скалы, строительного мусора и т. п. Перед бетонировкой скальное основание должно быть прочищено проволочными щетками, промыто водой и затем продуто струей сжатого воздуха.

Подготовка оснований в глинистых и мергелисто-песчаных сланцах, мергелях и других породах, интенсивно разрушающихся под влиянием атмосферных воздействий, должна производиться по инструкции, специально составляемой для данных местных условий на основании полевых и лабораторных опытов, с временным покрытием подготовленных участков, с определен-

ным планом бетонирования и т. п. В мелкослоистых и сланцеватых породах желательна глубокая заделка плотины в слоистую породу (для создания упора с низовой стороны плотины против сдвига) или применение зубьев, перерезающих ряд слоев породы.

19—8. ДРЕНАЖ ОСНОВАНИЯ И ТЕЛА ПЛОТИН

Дренажная система массивных гравитационных плотин в большинстве случаев состоит из ряда вертикально расположенных дрен (фиг. 19—9) диаметром $d = 15 \div 30$ *см*, которые продолжаются и в основании плотины, чтобы по возможности освободить плотину от фильтрационного давления воды.



Фиг. 19—9. Схема дренажной системы гравитационной глухой плотины на скальном основании

Дрены следует делать возможно ближе к верховой грани плотины, чтобы уменьшить площадь противодавления, но не ближе 0,08 —0,1 y, где y — глубина от расчетного горизонта воды до рассматриваемого горизонтального шва; в противном случае возможно выщелачивание бетона вследствие фильтрации в дрены. Расстояние между дренами в направлении, параллельном оси плотины, обычно делают равным $1,5 \div 3$ *м*.

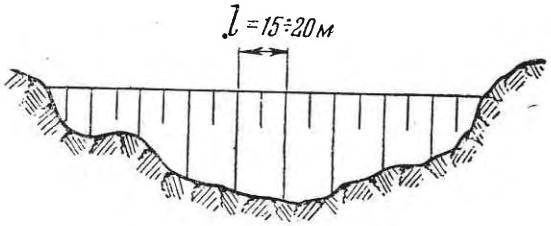
Фильтрационная вода из дрен собирается продольными смотровыми галереями (размерами не менее 1.25×2 *м*, для удобства прохода, осмотра и ремонта), обычно не менее двух — через каждые 20—40 *м* по высоте плотины. Верхняя большей частью горизонтальна, а нижняя следует очертанию основания. Размеры галерей должны быть достаточны для возможности производства дополнительной цементации при эксплуатации сооружения.

Из продольных смотровых галерей вода отводится в нижний бьеф коллекторами, имеющими обычно диаметр $d = 20 \div 50$ *см* и расположенными на расстоянии $10 \div 15$ *м* друг от друга.

Дренажные скважины основания располагают позади зуба, за цементационной завесой, ниже по течению (фиг. 19—9), на расстоянии 2—3 *м* от нее; их диаметр тот же, что и диаметр дрен плотины, а глубина делается несколько меньшей, чем глубина скважин цементации.

19—9. КОНСТРУКТИВНЫЕ ШВЫ В ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИНАХ

Поперечные конструктивные швы (температурные швы) в массивных бетонных плотинах должны обеспечить безопасные деформации объема бетонных масс



Фиг. 19—10. Примерная схема размещения поперечных швов по длине плотины

при изменении температуры и обладать вместе с тем достаточной водонепроницаемостью.

Примерная схема размещения поперечных швов по длине плотины дана на фиг. 19—10. Рационально назначать поперечные швы в местах резкого изменения конфигурации перекрываемого плотиной ущелья, так как там скорее всего можно ожидать появления трещин вследствие возможного возникновения местных напряжений при усадке бетона.

В верхней части плотины полезно швы устраивать на более близких расстояниях, так как там температурные влияния сказываются сильнее, чем в нижней части плотины.

Основные швы назначаются в зависимости от амплитуды колебания температуры и геологической структуры основания, обычно на расстоянии 15—20 *м* один от другого (фиг. 19—10), а в верхней части плотины — через 8—10 *м*.

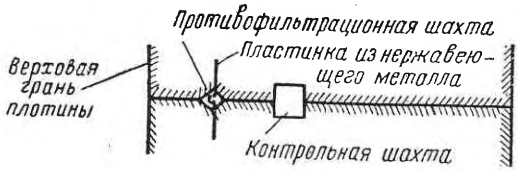
В каждом поперечном шве желательно устройство шахты — для установки противофильтрационных приспособлений — и шахты — для контроля за работой шва (фиг. 19—11). Вертикальные противофильтрационные шахты обычно располагаются на расстоянии $2 \div 4$ *м* от напорной грани. Контрольная шахта устраивается на расстоянии $2 \div 3$ *м* от них.

Как противофильтрационное устройство в шве можно применять, например, изогнутый прокладной лист из нержавеющего металла, устанавливаемый в вертикальной шахте, заполняемой пластическим водонепроницаемым материалом (асфальтом, битумом).

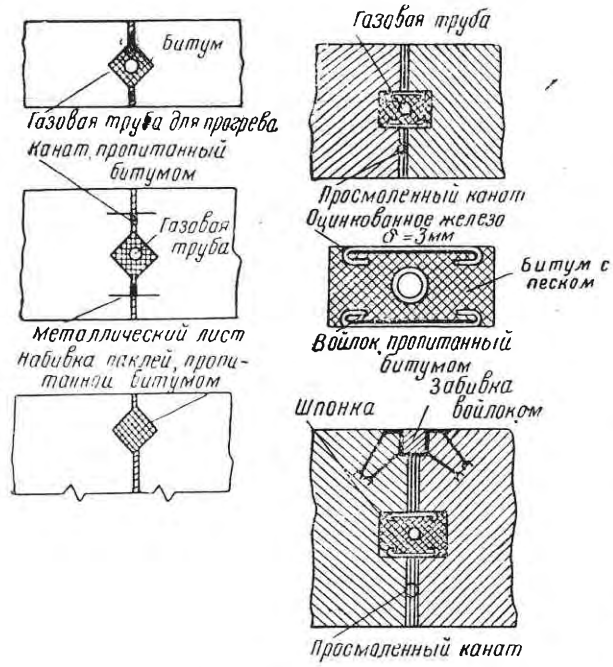
На фиг. 19—11, 19—12 и 19—13 приведены конструкции водонепроницаемых швов.

На фиг. 19—11 дана общая схема шва.

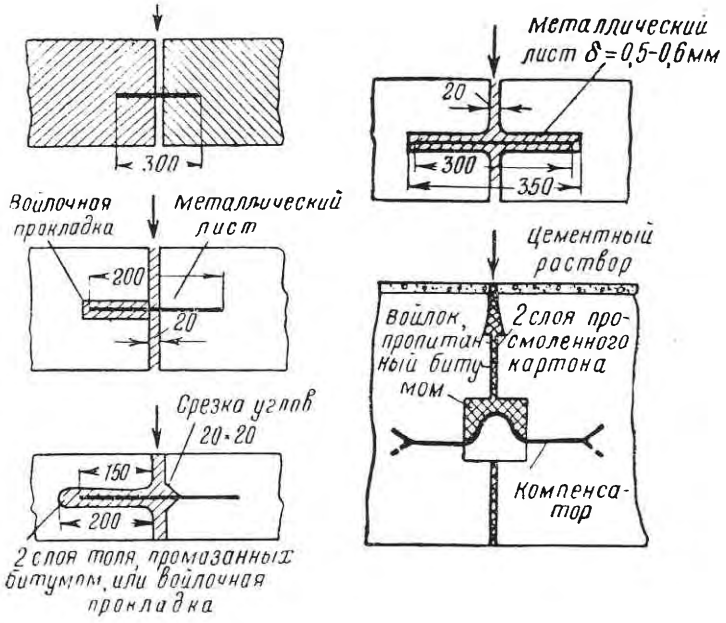
На рис. 19—12 приведены различные типы применяемых в гидротехнических сооружениях битумных шпонок. Устанавливаемые по всей длине шпонки металли-



Фиг. 19—11. Схема шва в гравитационной плотине



Фиг. 19—12. Типы конструкций швов с битумными шпонками



Фиг. 19—13. Типы конструкций швов с металлическими уплотнениями

ческие трубки (внутренним диаметром обычно около 50 *мм*) применяются для прогрева битума.

Приведенные на фиг. 19—12 типы битумных шпонок показали в эксплуатации достаточно хорошую работу.

На фиг. 19—13 приведены типы швов с металлическими уплотнениями в виде полос из металла, хорошо сопротивляющегося коррозии (меди, нержавеющей стали, латуни, алюминия и т. п.). Обычно ширина полосы уплотнения равна 300—350 *мм* (но не меньше 200—250 *мм*), толщина—0,8—2 *мм*.

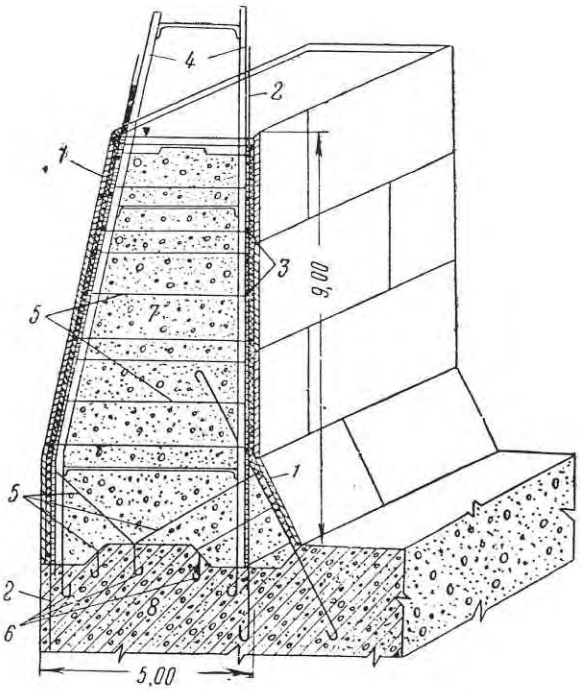
Приведенные на фиг. 19—13 типы уплотнений просты в изготовлении и обладают достаточно хорошими противофильтрационными свойствами, но плохо поддаются ремонту и восстановлению и, кроме того, требуют дефицитного нержавеющего металла.

Контрольные шахты устраиваются квадратного сечения, размерами $0{,}7\times0{,}7 \div 1\times1$ *м*² и несколько более, или круглого сечения диаметром до 1 *м*. Так как швы являются слабым местом плотины в отношении фильтрации, необходимо самое тщательное производство работ по устройству швов и их уплотнению.

19—10. ОБЛИЦОВКА ПОВЕРХНОСТИ ПЛОТИНЫ

Поверхность плотины должна сопротивляться: 1) вредному физико-химическому воздействию воды верхнего и нижнего бьефов; 2) влиянию выветривания (в особенности промерзания).

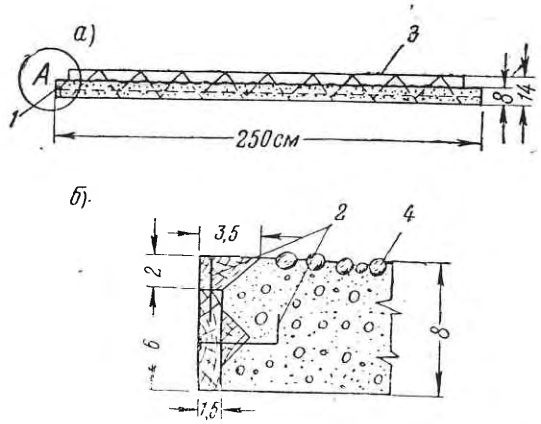
Напорная грань в бетонных плотинах должна быть максимально водонепроницаемой и в верхней части морозостойкой, для чего применяются следующие мероприятия: 1) устройство слоя толщиной $2 \div 3$ *м* из максимально плотного бетона, состав которого подбирается соответствующим образом; 2) окраска напорной грани битумом (что также предохраняет бетон от воздействия агрессивных вод); 3) вакуумирование бетона



Фиг. 19—14. Схема возведения бетонного гидротехнического сооружения в защитных оболочках из тонких железобетонных элементов

1 — оболочка из плоских сборных железобетонных плит, δ=8 *см*; *2* — рабочая арматура; *3* — распределительная арматура; *4* — трубчатые стойки жестких армоферм блока; *5* — тяжи крепления плит; *6* — анкеры, заложенные в бетон ранее забетонированного блока; *7* — свежеуложенный бетон; *8* — бетон днища

Примечание. Стержни арматуры и армофермы условно показаны только в разрезе. Косые стержни и раскосы фермы не показаны.



Фиг. 19—15. Типовой элемент защитной оболочки в виде плоской железобетонной плиты

а — поперечный разрез; *б* — деталь *А*; *1* — деревянное реечное обрамление плиты; *2* — гвозди; *3* — поперечная фермочка (продольные на разрезе не показаны); *4* — гравий

по напорной грани или покрытие напорной грани специальными плитами (или блоками), изготовленными индустриальными методами заранее из особо плотного бетона; 4) использование в качестве защитной оболочки специальной железобетонной опалубки по типу, например, впервые примененных на сооружениях Волгостроя (1939—1940 гг.) плит-оболочек, которые в настоящее время с успехом применяются на крупных гидротехнических стройках.

Этот метод предусматривает возведение бетонных сооружений в защитных оболочках из тонких железобетонных элементов (фиг. 19—14), приготовленных в заводских условиях на высокомарочных цементах.

Плоские плиты или другие более сложные по форме (лекальные, с криволинейной лицевой поверхностью) элементы оболочек крепят к жесткому арматурному каркасу сооружения, собранному и установленному заранее в виде сварных прутковых армоферм, или взаимно раскрепляют тяжами. В приготовленную коробку блока укладывают бетон требуемой марки.

Элементы оболочек в процессе твердения бетона основного блока прочно с ним схватываются и в дальнейшем под нагрузкой работают совместно с блоком, почему при расчете сооружений оболочки вводятся в рабочее сечение конструкции.

Типовым элементом защитной оболочки является плоская железобетонная прямоугольная плита толщиной 8 *см* и размерами сторон 5×2,5 *м* (фиг. 19—15). Размеры плит-оболочек могут быть и больше.

Низовую грань глухих бетонных плотин в большинстве случаев устраивают без облицовки.

В случае возведения плотины в суровых климатических условиях вдоль низовой грани следует укладывать слой морозостойкого бетона, сделать облицовку из прочного камня или производить вакуумирование бетона при производстве строительных работ.

Фундаментная часть плотины, во избежание усиленной фильтрации через нее и воздействия агрессивных вод, следует выполнять из водонепроницаемого бетона, не подверженного коррозии, или применять другие меры.

19—11. КОНСТРУКЦИЯ И РАЗМЕРЫ ГРЕБНЯ ПЛОТИНЫ

Ширина гребня назначается с учетом условий эксплуатации плотины и производства работ; обычно принимается во внимание необходимость проезда через плотину. Минимальная ширина гребня—1,5—2 *м*. При малых высотах плотины, при отсутствии дороги на гребне приходится принимать во внимание также требование достаточной прочности гребня против ударов плавающих тел и давления льда.

Превышение гребня плотины над максимальным горизонтом воды в водохранилище назначается в соответствии с высотой волны.

Для увеличения превышения гребня можно устраивать сплошные парапеты из кладки на гребне плотины, высотой около 1 *м*.

19—12. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К БЕТОНУ И РАЗМЕЩЕНИЕ БЕТОНА РАЗЛИЧНЫХ МАРОК ПО ПРОФИЛЮ

Состав бетона глухих плотин проектируется в зависимости от наличия в каждом данном конкретном случае сортов заполнителей и требований, предъявляемых к бетону со стороны проектируемого сооружения. При этом проектируемый состав бетона должен обеспечивать максимальную плотность кладки при наименьшем содержании цемента, что достигается введением в состав бетона заполнителей разнообразных фракций (от молотого песка до мелкого камня размерами до 15—20 *см* включительно).

В соответствии с СН и П следует применять бетон марок 75, 100 и 150. Применение марок ниже 100 должно специально обосновываться проектом.

Распределение бетона различных марок по поперечному профилю плотины производится с учетом условий работы плотины, а именно:

1) со стороны напорной грани следует применять водонепроницаемый бетон, который в пределах сработки водохранилища должен быть также и морозостойким;

2) со стороны низовой грани — морозостойкий бетон;

3) в соответствии с распределением напряжений в верхних частях профиля плотины может быть применен бетон более низких марок, в нижних частях плотины — бетон более высоких марок.

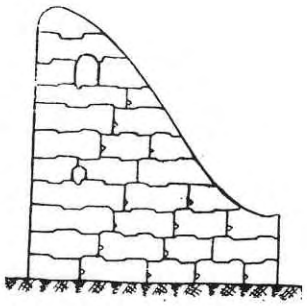
О применяемых при возведении бетонных плотин материалах подробно изложено в гл. 6 справочника.

19—13. РАЗБИВКА НА БЛОКИ КЛАДКИ ТЕЛА ПЛОТИНЫ

Бетонную кладку, как правило, ведут отдельными блоками, на которые разбивают кладку всей плотины (фиг. 19—16).

На строительстве крупных гидроузлов в СССР высота блоков обычно принимается равной 3—4 *м*. В последнее время высота блоков доходит до 8 *м* и более.

Вследствие более низкой сопротивляемости материала в плоскостях строительных швов, чем в остальной



Фиг. 19—16. Схема разбивки на блоки кладки тела водосливной плотины на скальном грунте

массе кладки, и облегченной фильтрации воды по швам вследствие большей пористости бетона у швов (получающейся по условиям производства работ) строительные швы между отдельными блоками являются слабым местом в кладке плотины.

Подготовка бетонных поверхностей строительных блоков определяет качество (монолитность) бетонной кладки в целом. Поэтому монолитность бетонной кладки должна обеспечиваться прочным сопряжением ранее уложенного бетона с вновь укладываемым по плоскости строительного шва, для чего должна быть произведена специальная обработка поверхности бетона перед укладкой вышележащих или смежных блоков.

С ослаблением кладки тела плотины по швам обычно борются следующими мероприятиями:

1) устройством строительного шва не плоским, а со штрабами;

2) обязательной очисткой поверхности уже уложенного блока от грязи и остатков недоброкачественного бетона металлическими щетками, продувкой воздухом, струей воды или песка под давлением перед укладкой бетона следующего блока;

3) укладкой на подготовленную таким образом поверхность слоя цементного раствора толщиной 1—1,5 *см*.

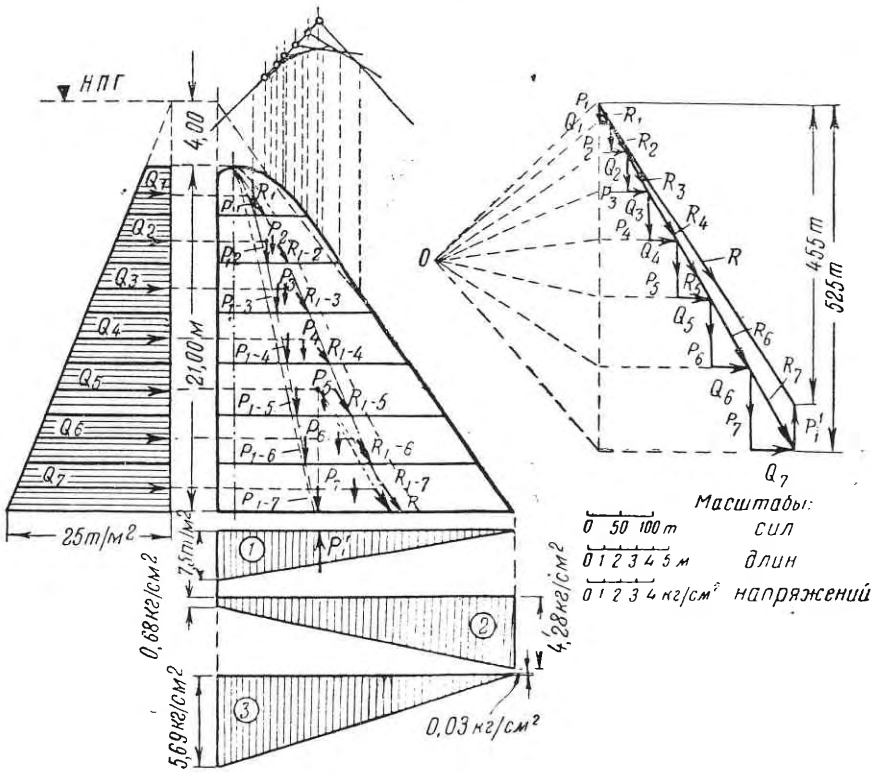
19—Б. ВОДОСЛИВНЫЕ БЕТОННЫЕ ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНЫХ И НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

19—14. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ТЕЛА ГРАВИТАЦИОННОЙ ВОДОСЛИВНОЙ БЕТОННОЙ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНОМ ГРУНТЕ

При очертании профиля плотины, значительно отличающемся от основного треугольного (что может иметь место для водосливных плотин при большой толщине переливающегося слоя воды), вертикальные нормальные напряжения σ_y могут быть определены обычным способом (см. п. 19—3) в предположении линейного распределения напряжений по сечению.

На фиг. 19—17 дан графический метод расчета бетонной водосливной плотины на скальном грунте.

Если коэффициенты откосов плотины n и m считать переменными по контуру (например, от шва к шву на



Фиг. 19—17. Схема к графическому методу статического расчета бетонной водосливной плотины на скальном грунте

1 — взвешивающее давление воды P_1'; *2* — напряжения при полном водохранилище; *3* — напряжения при пустом водохранилище

гранях водосливной плотины, при замене криволинейного профиля плотины близким к нему ломаным), то формулы (19—17)—(19—22) для главных напряжений будут совершенно общими и приложимыми к профилям любой формы.

Определив σ'_y и σ''_y и имея значения n и m уже переменными по контуру, следует определить далее по приведенным выше формулам (19—10), (19—11), (19—12), (19—13), (19—17), (19—18)—(19—22) соответствующие значения σ'_x, σ''_x, τ', τ'', σ'_1, σ'_2, σ''_1 и σ''_2 как функции от σ'_y и σ''_y, имея в виду, что формулы для краевых напряжений, данные в функциях σ'_y и σ''_y, структурно независимы от очертания контура профиля плотины [18].

Расчет прочности тела водосливной плотины должен быть произведен как для случая эксплуатации, так и для случая постройки сооружения.

19—15. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ ОСНОВАНИЯ ПОД ПЛОТИНОЙ

1. Общие соображения

В водосливных плотинах на нескальных грунтах конструктивные швы в водосливной части рационально делать по середине быков (фиг. 19—18), так как такое устройство обеспечивает взаимную неизменяемость опор для затворов, несмотря на возможную значительную абсолютную осадку сооружений, расположенных на таких грунтах, а также обеспечивает лучшую устойчивость сооружения (водосливной секции) на сдвиг.

2. Определение напряжений в грунте основания для случая жесткого сооружения

Напряжения в грунте основания (фиг. 19—18) под водосливной секцией плотины неразрезной конструкции (со швами по середине быков) или под промежуточным быком (фиг. 19—19) могут быть определены (для жесткого сооружения) по формуле неравномерного сжатия:

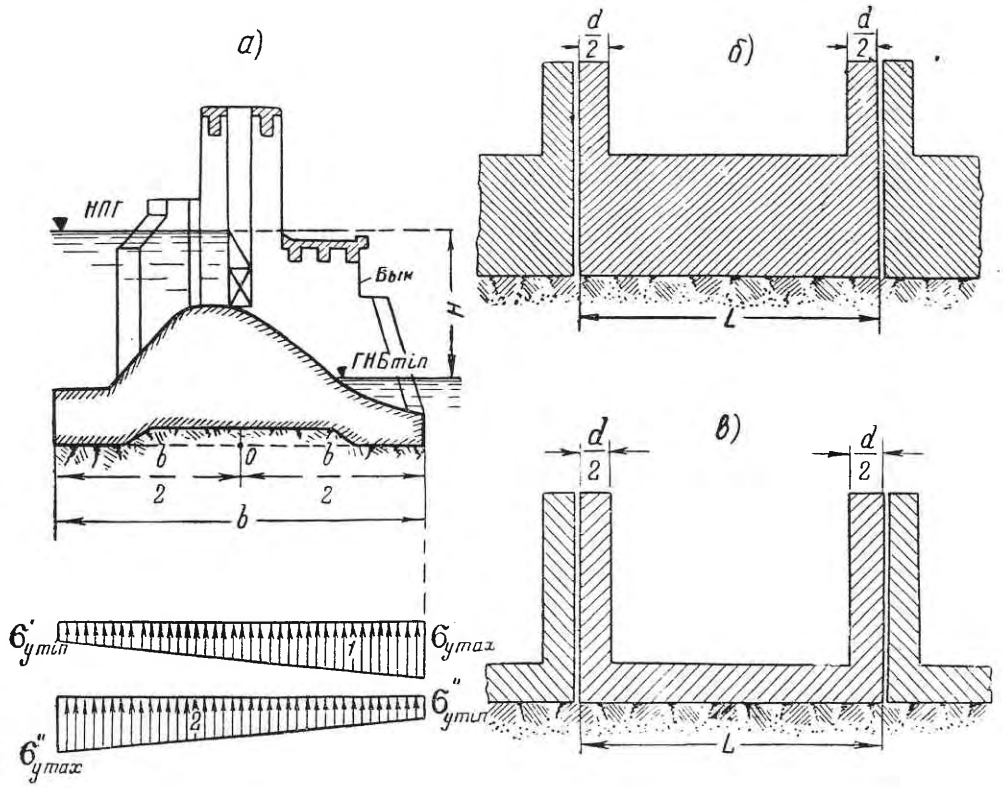
$$\sigma_y = \frac{\Sigma P}{F} \pm \frac{\Sigma M_0}{W}. \qquad (19—34)$$

Здесь ΣP — сумма вертикальных сил в $т$, действующих на секцию (бык);

F — площадь подошвы основания секции (быка); $F = Lb$ в $м^2$; если b — ширина секции (быка) по подошве по направлению течения (фиг. 19—18), а L — длина подошвы секции (быка) в направлении, нормальном к течению;

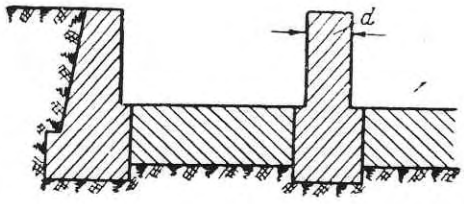
ΣM_0 — момент всех сил, действующих на секцию (бык), относительно точки O — центра тяжести подошвы водослива или быка (середины его ширины b) в $тм$;

W — момент сопротивления подошвы секции (быка), равный:



Фиг. 19—18. Схемы к определению напряжений в нескальном основании под бетонной водосливной плотиной

1 — случай нормальной эксплуатации; *2* — случай постройки



Фиг. 19—19. Разрезная конструкция бетонной плотины

$$W = \frac{Lb^2}{6}\ м^3. \qquad (19-35)$$

Знак в формуле (19—34) берется в зависимости от положения равнодействующей относительно точки O (плюс для той точки, в сторону которой отклоняется равнодействующая).

В случае расчета водослива разрезной конструкции, отделенного осадочными швами от промежуточных быков и береговых устоев (фиг. 19—19), таким методом рассчитывается 1 *пог. м* сооружения. Поэтому здесь $L = 1$ *м*; $F = b$ *м*^{2};

$$W = \frac{b^2}{6}\ м^3. \qquad (19-36)$$

При расчете должны быть выполнены следующие условия:

1) условие прочности грунта

$$\sigma_{y\ max} = \frac{\Sigma P}{F} + \frac{\Sigma M_0}{W} \leqslant [\sigma]; \qquad (19-37)$$

здесь $[\sigma]$ — допускаемое напряжение для грунта основания;

2) условие отсутствия растягивающих напряжений

$$\sigma_{y\ min} = \frac{\Sigma P}{F} - \frac{\Sigma M_0}{W} > 0. \qquad (19-38)$$

Последнее условие для плотин на нескальных грунтах обычно заменяется условием непревышения предельных коэффициентов неравномерности распределения напряжений в грунте по подошве сооружения:

$$K' = \frac{\sigma_{y\ max}}{\sigma_{y\ min}}. \qquad (19-39)$$

На основании практики проектирования могут быть рекомендованы примерные предельные значения для K' в зависимости от рода грунта основания, приведенные в табл. 19—5.

Таблица 19—5

Примерные предельные значения коэффициентов неравномерности распределения напряжений

Характер грунта основания	Коэффициент неравномерности K'
Песчаные грунты . . .	3,0
Глина плотная	2,0
Глина слабая (пластичная)	1,5

Проверка напряжений в грунте основания под плотиной должна быть произведена как для случая эксплуатации, так и для случая постройки.

В случае нежесткого сооружения напряжения в грунте под водосливом неразрезной конструкции (коробчатое сечение, см. фиг. 19—18,*в*) следует определять, учитывая в расчете упругость основания (см. гл. 4, [14], а также книги Б. Н. Жемочкина и А. П. Синицына «Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании без гипотезы Винклера», 1947, В. А. Флорина «Расчеты оснований гидротехнических сооружений», 1948, и др.).

19—16. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ГРАВИТАЦИОННЫХ ВОДОСЛИВНЫХ ПЛОТИН НА СКАЛЬНОМ И НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

1. Расчетные случаи

Основными расчетными случаями для поверки устойчивости плотины на сдвиг являются:

а) случай нормальной эксплуатации (НПГ в верхнем бьефе и минимальный возможный горизонт в нижнем бьефе);

б) случай действия особых сил;

в) случай прохода поводка (при низконапорных плотинах).

2. Устойчивость водосливной бетонной плотины на скальном основании

Устойчивость такой плотины поверяется аналогично устойчивости глухих бетонных плотин (см. выше, п. 19—5).

3. Поверка устойчивости на сдвиг бетонных гравитационных плотин на нескальном основании

Общие положения. В зависимости от интенсивности вертикальной нагрузки на плотину сдвиг может произойти либо по подошве сооружения (при малой интенсивности вертикальных нагрузок), либо с захватом грунта основания (при больших вертикальных нагрузках).

Критическую величину удельной вертикальной нагрузки $\sigma_{кр}$ *т/м*^{2} можно приближенно определять по формуле:

$$\sigma_{кр} = A\,\gamma_г\,b\,\mathrm{tg}\,\varphi + 2c\,(1 + \mathrm{tg}\,\varphi), \qquad (19-40)$$

где A — коэффициент, изменяющийся в пределах от 1,75 до 2,5—3,5 (по теоретическим и опытным данным);

$\gamma_г$ — объемный вес взвешенного в воде грунта в *т/м*^{3};

b — ширина сооружения понизу в *м* (в направлении течения);

φ — угол внутреннего трения грунта основания, взвешенного в воде;

c — удельное сцепление грунта основания в *т/м*^{2}.

При напряжениях под сооружением $\sigma < \sigma_{кр}$ устойчивость его следует проверять в предположении возможности сдвига по плоскости подошвы.

При $\sigma > \sigma_{кр}$ устойчивость сооружения надо проверять по методам, учитывающим возможность захвата грунта основания (при сдвиге сооружения), так как этот случай сдвига сооружения при $\sigma > \sigma_{кр}$ оказывается более опасным, чем сдвиг по подошве.

Поверка устойчивости плотин на сдвиг по плоскости подошвы. Обеспечение безопасности плотины на сдвиг требует выполнения условия:

$$K_c = \frac{f \Sigma P}{\Sigma Q} \geqslant K_{c_{доп}}, \qquad (19-41)$$

где ΣP — сумма всех вертикальных сил, действующих на плотину;

ΣQ — сумма всех горизонтальных сил, действующих на плотину. В зависимости от принятой конструкции сооружения ΣP и ΣQ берутся или на 1 *пог. м* по длине сооружения (при разрезной конструкции) или на все сооружение (водосливная секция неразрезной конструкции или промежуточный бык);

$f = \operatorname{tg}\varphi$ — коэффициент трения кладки тела плотины по грунту основания; величина коэффициента трения скольжения f должна определяться на основании опытов; в предварительных расчетах она может быть принята в соответствии с данными табл. 19—6.

Таблица 19—6

Ориентировочные величины коэффициентов трения кладки тела плотины по грунту основания

Характер грунта основания	Коэффициент трения f
Галечно-гравелистые грунты	0,5 —0,6
Песчаные грунты	0,4 —0,5
Супеси	0,35—0,4
Суглинки	0,25—0,35
Глины	0,2 —0,3

По приведенной выше формуле (19—41) определяют коэффициент устойчивости на сдвиг одной плотины (без учета сопротивления водобоя).

При определении же общего коэффициента устойчивости для всего сооружения (т. е. с учетом сопротивления водобоя сдвигу) коэффициент устойчивости следует вычислять по формуле:

$$K'_c = \frac{F + F'}{\Sigma Q} = \frac{\Sigma P f + \Sigma P' f}{\Sigma Q}, \qquad (19-42)$$

Здесь F — сила трения, которая может возникнуть под сооружением в случае сдвига его вниз по течению;

F' — аналогичная сила трения под водобоем, которая может возникнуть вследствие наличия сил $\Sigma P'$ при сдвиге его;

$\Sigma P'$ — сумма вертикальных сил, действующих на водобой.

Допустимые коэффициенты устойчивости на сдвиг — см. гл. 7.

Случай наличия у плотины одного верхового зуба или двух зубьев. При наличии у водослива плотины, расположенной на связном (глинистом или суглинистом) грунте, одного верхового зуба или двух зубьев (верхового и низового), достаточно заглубленных, расчетная плоскость сдвига при поверке устойчивости на сдвиг по подошве сооружения может быть проведена: 1) в первом случае — от подошвы верхового зуба к низовому концу подошвы сооружения, фиг. 19—20,*б*; 2) во втором случае — от подошвы верхового зуба к подошве низового зуба водослива (линия *А—Б* на фиг. 19—20,*а*, *в*).

В обоих случаях можно при подсчете коэффициента устойчивости сооружения на сдвиг учитывать сцепление в связном грунте основания, действующее в расчетной плоскости сдвига, проведенной согласно изложенному выше.

Расчетными формулами в этом случае будут (при расчете на 1 *пог. м*):

1) при наличии двух зубьев одинаковой глубины (фиг. 19—20,*а*)

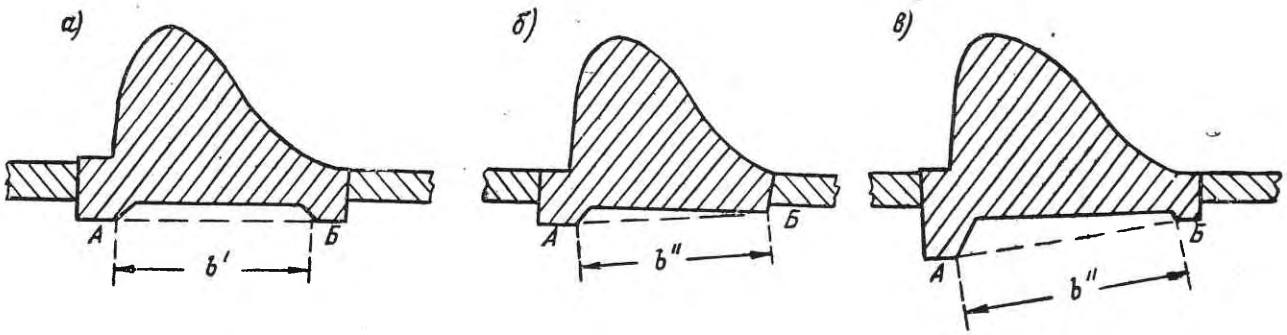
$$K_c = \frac{f_0 \Sigma P + b' c}{\Sigma Q}, \qquad (19-43)$$

где f_0 — коэффициент пропорциональности (приблизительно равный коэффициенту внутреннего трения грунта);

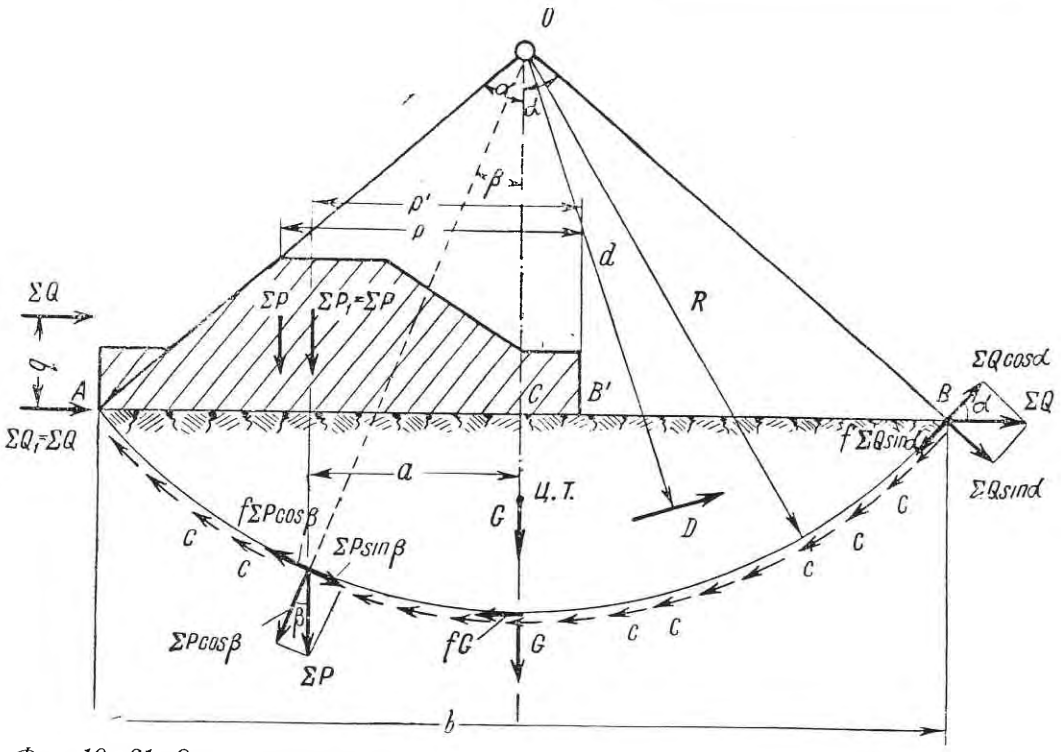
b' — расстояние между зубьями по прямой линии (линия *А—В*);

c — удельное сцепление в грунте основания;

2) при наличии одного верхового зуба (фиг. 19—20,*б*) или двух зубьев, подошвы которых расположены на разных отметках (фиг. 19—20,*в*)



Фиг. 19—20. Схемы к поверке устойчивости плотины на нескальном основании при сдвиге



Фиг. 19—21. Основная расчетная схема к поверке устойчивости плотины на сдвиг по методу проф. М. М. Гришина

$$K_c = \frac{{}_0\Sigma P\cos\beta + f_0\Sigma Q\sin\beta + b''c}{\Sigma Q\cos\beta - \Sigma P\sin\beta}, \quad (19—44)$$

где b'' — расстояние между подошвой верхового зуба и низовым концом подошвы плотины (фиг. 19—20,*б*) или расстояние между подошвами зубьев при наличии двух зубьев неодинаковой глубины (фиг. 19—20,*в*).

Поверка устойчивости плотины на сдвиг при учете захвата грунта основания. Из существующих многочисленных методов расчета бетонных плотин на нескальных грунтах на устойчивость, с учетом захвата грунта при сдвиге сооружения, наибольшее распространение в практике гидротехнического проектирования получили методы, предложенные проф. М. М. Гришиным (метод круговых поверхностей скольжения) и д-ром техн. наук П. П. Лаупманом (метод пересекающихся плоскостей скольжения). Основные расчетные положения этих методов изложены ниже.

1) Расчет по методу проф. М. М. Гришина [10]. Все силы, действующие на сооружение, предварительно сводятся к двум равнодействующим: сумме вертикальных сил ΣP и сумме горизонтальных сил ΣQ.

Сначала рассматривается теоретический случай незаглубленной в грунт плотины, причем сила ΣQ заменяется силой $\Sigma Q_1 = \Sigma Q$, приложенной по подошве плотины (фиг. 19—21), а сила ΣP заменяется силой $\Sigma P_1 = \Sigma P$, но расположенной на расстоянии p' от низового ребра плотины B', определяемом из условия $\Sigma M_{B'} = \text{const}$ по формуле:

$$p' = \frac{\Sigma Pp - \Sigma Qq}{\Sigma P} = p - q\frac{\Sigma Q}{\Sigma P}. \quad (19—45)$$

Затем рассматривается условие устойчивости системы: плотина и сегмент грунта под ней — в предположении, что плотина вместе с захватываемым грунтом может скользить по круговой кривой (вернее, по цилиндрической поверхности), проведенной радиусом R из некоторого центра O через ребро A напорной грани (фиг. 19—21).

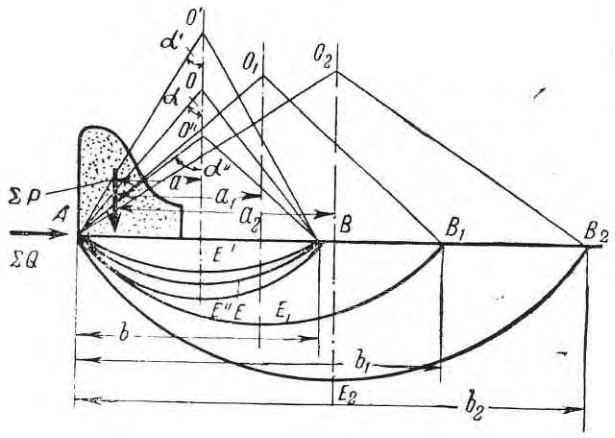
Коэффициент устойчивости плотины определяется из условия:

$$K_c = \frac{\Sigma M_{\text{сопр}}}{\Sigma M_{\text{сдвиг}}}, \quad (19—46)$$

где $\Sigma M_{\text{сопр}}$ — сумма моментов, относительно центра вращения O, всех сопротивляющихся сдвигу сил (трения и сцепления), а именно: сил трения $f\Sigma P\cos\beta$ — от суммы вертикальных ΣP сил, $f\Sigma Q\sin\alpha$ — от суммы горизонтальных ΣQ сил; силы трения от веса сегмента грунта G, равной $F_g = Gf$; силы сцепления c, действующего по поверхности сдвига;

$\Sigma M_{\text{сдвиг}}$ — сумма моментов всех сдвигающих сил относительно той же точки, а именно: составляющих $\Sigma P\sin\beta$ и $\Sigma Q\cos\alpha$ и гидродинамического давления D — на выделенный отсек грунта.

Подставляя в формулу (19—46) значения перечисленных выше сил, получаем следующее выражение коэффициента устойчивости на сдвиг (в тоннах и метрах):



Фиг. 19—22. Схема к определению наиневыгоднейшего положения центра вращения

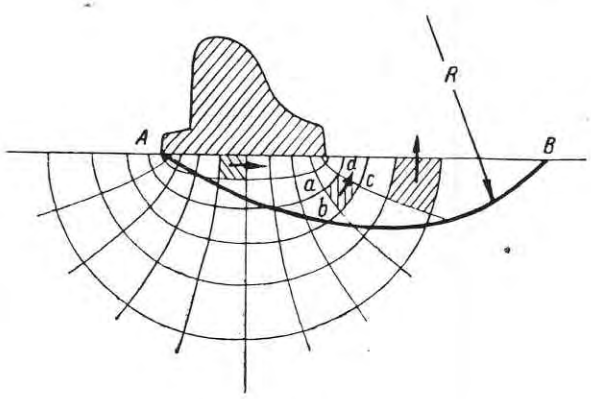
$$K_c = \frac{\Sigma M_{\text{сопр}}}{\Sigma M_{\text{сдвиг}}} = \frac{f\,\Sigma P\sqrt{1-\frac{4a^2}{b^2}\sin^2\alpha}}{\Sigma Q\cos\alpha+\frac{2a}{b}\Sigma P\sin\alpha+2\frac{Dd}{b}\sin\alpha}+$$

$$+\frac{f\,\frac{\gamma_r b^2}{4\sin^2\alpha}\left(\frac{\alpha^\circ\pi}{180}-\sin\alpha\cos\alpha\right)}{\Sigma Q\cos\alpha+\frac{2a}{b}\Sigma P\sin\alpha+2\frac{Dd}{b}\sin\alpha}+$$

$$+\frac{\frac{\alpha bc}{\sin\alpha}+f\,\Sigma Q\sin\alpha}{\Sigma Q\cos\alpha+\frac{2a}{b}\Sigma P\sin\alpha+2\frac{Dd}{b}\sin\alpha}. \quad (19—47)$$

Здесь введены следующие обозначения (фиг. 19—21): γ_r — объемный вес грунта основания, взвешенного в воде; $f=\operatorname{tg}\varphi$ — коэффициент трения; φ — угол внутреннего трения грунта основания, взвешенного в воде; b — хорда сегмента грунта; a — эксцентриситет точки приложения силы ΣP_1 при условии, что сила ΣQ перенесена в плоскость подошвы сооружения; D — гидродинамическое давление фильтрационного потока на грунт, заключенный в сегменте AB; d — плечо силы D относительно центра вращения O; α — половина центрального угла сегмента AB; c — удельное сцепление грунта в $т/м^2$. При неучете сцепления или гидродинамического давления в формулу (19—47) следует подставлять значения $c=0$ или $D=0$.

Для получения значения минимального коэффициента устойчивости на сдвиг проф. М. М. Гришин рекомендует, проведя ряд вертикалей (фиг. 19—22) для разных значений b, на каждой вертикали взять ряд центров вращения O_1, O_2, O_3, ..., O_n, для каждого центра вращения по формуле (19—47) определить коэффициент устойчивости K_c и выбрать из них наименьший



Фиг. 19—23. Схема к учету гидродинамического давления в грунте основания

$K_{c_{min}}$. Проделав это для каждой вертикали, получаем ряд значений $K_{c_{min}}$ для разных значений b, позволяющий построить график $K_{c_{min}}=f(b)$ для выбора значения $K_{c_{min.min}}$.

Гидродинамическое давление D фильтрационной воды на выделенный сегмент грунта может быть определено, как геометрическая сумма гидродинамических давлений, вычисленных для отдельных клеток гидродинамической сетки (фиг. 19—23), т. е.

$$D = \Sigma\gamma\,(\text{Пл. } abcd)\,I, \quad (19—48)$$

где γ — объемный вес воды, равный 1 $т/м^3$;
I — градиент для данной клетки.

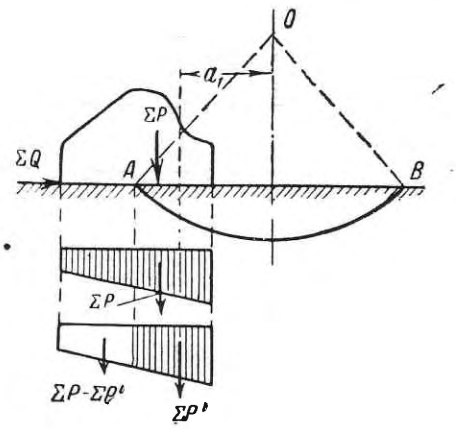
С целью уменьшения вычислительной работы определение значения $K_{c_{min.min}}$ по изложенному способу можно делать сначала без учета влияния гидродинамического давления D. Определив положение центра вращения, дающего $K_{c_{min.min}}$ можно затем дополнительно учесть влияние гидродинамического давления и определить окончательное значение $K_{c_{min.min}}$ *.

В случае, если равнодействующая вертикальных сил ΣP_1 проходит в середине подошвы плотины или в низовой половине подошвы, опасные кривые скольжения начинаются не от верхового ребра подошвы плотины, а от точки A, расположенной где-то в средней трети ее (фиг. 19—24), причем такой расчетный случай может оказаться наиболее опасным. Тогда за силу ΣP принимается нагрузка на основание $\Sigma P'$ в пределах кривой скольжения (соответственно эпюре напряжений в грунте основания), т. е. $\Sigma P'<\Sigma P$. Расчетная сумма горизонтальных сил ΣQ при этом также уменьшается на величину силы трения $F=f\,(\Sigma P-\Sigma P')$ и берется равной:

$$\Sigma Q' = \Sigma Q - F = \Sigma Q - f\,(\Sigma P - \Sigma P'). \quad (19—49)$$

При учете заглубления фундамента плотины в грунт основания (фиг. 19—25,*а*) расчетная вертикальная

* Кроме изложенного метода учета гидродинамического давления в грунте основания, имеется предложение инж. Н. С. Моргунова, журнал „Гидротехническое строительство“ № 8, 1939.



Фиг. 19—24. Схема к поверке устойчивости плотины по методу проф. М. М. Гришина

сила ΣP уменьшается (по правилам вычитания параллельных сил) на величину при расчете на 1 *пог. м*

$$P_1=\gamma_г F, \qquad (19—50)$$

где $\gamma_г$ — объемный вес взвешенного в воде грунта основания;

F — часть профиля плотины, заглубленная в основание (заштриховано на фиг. 19—25,*а*).

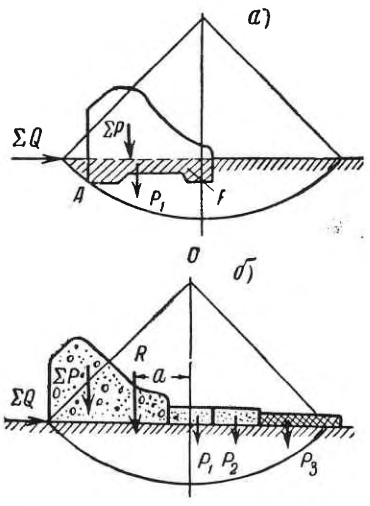
Учет влияния водобойных и гасящих энергию устройств в нижнем бьефе может быть произведен путем сложения (как параллельных сил) веса этих устройств с учетом взвешивания их водой, P_1, P_2,..., P (фиг. 19—25,*б*) с весом плотины ΣP.

Равнодействующая сил

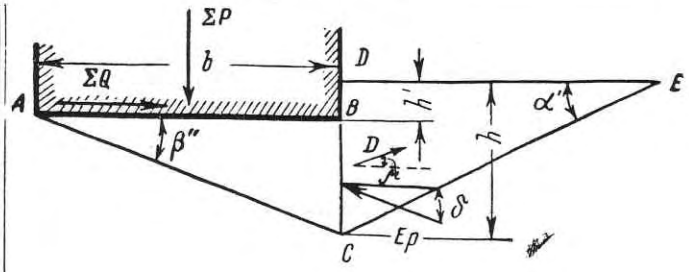
$$R=\Sigma P+P_1+P_2+\cdots+P_n \qquad (19—51)$$

должна быть введена в расчетную формулу (19—47) для определения коэффициента устойчивости на сдвиг.

2) Расчет по методу д-ра техн. наук П. П. Лаупмана. По предложению П. П. Лаупмана [15], при рассмотрении условий равновесия плотины следует определять три коэффициента устойчивости: 1) в направлении действия равнодействующей всех сил R (коэффициент K_R); 2) по горизонтальному направлению (коэффициент $K_г$) и 3) по вертикальному направлению (коэффициент $K_в$).



Фиг. 19—25. Учет влияния заглубления плотины и влияния водобойных и гасящих энергию устройств



Ф-19-26

Фиг. 19—26. Расчетная схема к методу д-ра техн. наук П. П. Лаупмана

Как показывают практические расчеты, ведущей поверкой является определение величины коэффициента устойчивости в направлении действия горизонтальных сил.

Формой поверхности скольжения в этом методе приняты (как и в методе проф. Н. М. Герсеванова) две плоскости, пересекающиеся под низовым (по течению) ребром сооружения (фиг. 19—26).

Достоинством метода П. П. Лаупмана является непосредственное определение минимально возможного значения коэффициента устойчивости сооружения на сдвиг (без подбора).

При выводе расчетных формул П. П. Лаупман рассматривает отдельно призму отпора DCE и отдельно нагруженную сооружением призму ABC (фиг. 19—26).

Для упрощения дальнейших выводов П. П. Лаупман сначала рассматривает условия равновесия призмы отпора. Предварительно определяются коэффициенты призмы отпора:

$$A=\gamma_г+i\frac{\sin(\varphi-\mu)}{\cos\varphi}; \qquad (19—52)$$

$$B=\gamma_г\operatorname{tg}\varphi-i\frac{\cos(\varphi-\mu)}{\cos\varphi}; \qquad (19—53)$$

$$D=+\frac{\cos(\delta+\varphi)}{\cos\varphi}. \qquad (19—54)$$

Здесь введены обозначения:

$\gamma_г$ — объемный вес грунта, взвешенного в воде;

i — средний градиент (уклон) фильтрационного потока под сооружением;

φ — угол внутреннего трения грунта, взвешенного в воде;

δ — угол трения грунта в вертикальной раздельной плоскости между нагруженной призмой и призмой отпора (принимается $\delta=\varphi$);

μ — угол наклона направления действия гидродинамического давления D к горизонту (фиг. 19—26).

Тангенс угла наклона к горизонту плоскости скольжения призмы отпора, дающей наименьшее сопротивление сдвигу, определяется по формуле:

$$y'=\operatorname{tg}\alpha'=-\frac{B}{A}+\sqrt{\left(\frac{B}{A}\right)^2+\frac{B}{A\operatorname{tg}(\delta+\varphi)}}. \qquad (19—55)$$

Угол наклона плоскости скольжения

$$\alpha' = \operatorname{arctg} y'. \qquad (19-56)$$

Коэффициент призмы отпора в выражений величины наименьшего сопротивления призмы отпора сдвигу

$$E_{p\min} = \gamma_г n \frac{h^2}{2} \qquad (19-57)$$

равен:

$$n = \frac{Ay' + B}{\gamma_г D[-\operatorname{tg}(\delta+\varphi)y'^2 + y']}. \qquad (19-58)$$

Для нагруженной призмы предварительно определяются коэффициенты:

$$F_1 = \frac{\gamma_г n \cos\delta}{2} b^2(\operatorname{tg}\delta + \operatorname{tg}\varphi); \qquad (19-59)$$

$$G_1 = -\frac{\gamma_г b^2}{2} - \frac{ib^2}{2}\operatorname{tg}\varphi + \frac{\gamma_г n\cos\delta}{2}[2h' b(\operatorname{tg}\delta + \operatorname{tg}\varphi) + b^2(1 - \operatorname{tg}\varphi\operatorname{tg}\delta)]; \qquad (19-60)$$

$$I_1 = -\Sigma P + \frac{\gamma_г b^2}{2}\operatorname{tg}\varphi - \frac{ib^2}{2} + \frac{\gamma_г n\cos\delta}{2}[h'^2(\operatorname{tg}\delta + \operatorname{tg}\varphi) + 2h' b(1 - \operatorname{tg}\varphi\operatorname{tg}\delta)]; \qquad (19-61)$$

$$K_1 = \Sigma P\operatorname{tg}\varphi + \frac{\gamma_г n\cos\delta}{2} h'^2(1 - \operatorname{tg}\varphi\operatorname{tg}\delta); \qquad (19-62)$$

$$L_1 = 1{,}0; \qquad (19-63)$$

$$M_1 = \operatorname{tg}\varphi. \qquad (19-64)$$

Здесь введены обозначения:

b — ширина сооружения понизу;

ΣP — вертикальная нагрузка на сооружение;

h' — приведенная (к грунту основания) глубина заложения подошвы водослива в точке B (основании низовой грани сооружения).

Для определения значения угла β'' наклона плоскости скольжения AC нагруженной призмы ABC к горизонту, дающего минимальную величину сопротивления этой призмы сдвигу, имеем выражение:

$$y'' = \operatorname{tg}\beta'' \qquad (19-65)$$

и далее кубическое уравнение вида:

$$z^3 + \alpha z + \beta = 0, \qquad (19-66)$$

где

$$z = y'' + \frac{u}{3} \qquad (19-67)$$

или

$$y'' = z - \frac{u}{3}. \qquad (19-68)$$

В уравнении (19—66) коэффициенты равны:

$$\alpha = v - \frac{u^2}{3}; \qquad (19-69)$$

$$\beta = \frac{2u^3}{27} - \frac{uv}{3} + w, \qquad (19-70)$$

причем

$$u = \frac{3F_1 L_1 + G_1 M_1}{2F_1 M_1}; \qquad (19-71)$$

$$v = \frac{2G_1 L_1}{2F_1 M_1}; \qquad (19-72)$$

$$w = \frac{I_1 L_1 - K_1 M_1}{2F_1 M_1}. \qquad (19-73)$$

Окончательно значение наименьшей сдвигающей сооружения горизонтальной силы может быть определено по формуле:

$$Q_{\min} = \frac{F_1 y''^3 + G_1 y''^2 + I_1 y'' + K_1}{L_1 + M_1 y''}. \qquad (19-74)$$

В формулу (19—74) значение y'' подставляется из формулы (19—68).

Коэффициент устойчивости на скольжение в направлении горизонтальных сил определяется как отношение полученной по формуле (19—74) силы $Q_{\min}$ к действующему на сооружение горизонтальному усилию ΣQ по формуле

$$K_г = \frac{Q_{\min}}{\Sigma Q}. \qquad (19-75)$$

Ход расчета по методу П. П. Лаупмана следующий:

1) по формулам (19—52)—(19—54) определяют коэффициенты A, B и D призмы отпора;

2) по формуле (19—55) определяют $y' = \operatorname{tg}\alpha'$ для призмы отпора и далее коэффициент n по формуле (19—58);

3) по формулам (19—59)—(19—64) определяют коэффициенты F_1, G_1, I_1, K_1, L_1 и M_1 нагруженной призмы;

4) по формулам (19—65)—(19—73) определяют $y'' = \operatorname{tg}\beta''$ для нагруженной призмы;

5) по формуле (19—74) определяют $Q_{\min}$ —наименьшее сопротивление сдвигу;

6) по формуле (19—75) определяют коэффициент устойчивости сооружения в отношении горизонтальных сил.

Кроме указанных выше двух методов поверки устойчивости бетонных массивных плотин на нескальном основании, с учетом захвата грунта основания, можно отметить методы В. И. Новоторцева, В. В. Соколовского и П. Д. Евдокимова. Метод В. И. Новоторцева дает большие расхождения с данными многочисленных опытов, проведенных во ВНИИ Водгео в последние годы. Метод В. В. Соколовского, основанный на теории пластичности и весьма точный, не дает, однако, возможности определить коэффициент запаса устойчивости запроектированного сооружения на сдвиг и, кроме того, трудоемок в расчетном отношении. По изложенным причинам методы В. И. Новоторцева и В. В. Соколовского используются в проектной практике значительно реже, чем методы М. М. Гришина и П. П. Лаупмана.

П. Д. Евдокимовым за последние годы проведен анализ[1] определения случаев необходимости расчета устойчивости плотин на сдвиг только по подошве или также и с захватом грунта основания. Результаты работ П. Д. Евдокимова частично учтены в тексте настоящего параграфа.

[1] См. статьи П. Д. Евдокимова в „Известиях ВНИИГ" т. 33, 1947; т. 39, 1949; т. 43, 1950 и др.

19—17. КОНСТРУКЦИИ ТЕЛА ГРАВИТАЦИОННЫХ БЕТОННЫХ ПЛОТИН НА НЕСКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ И ЭЛЕМЕНТОВ ИХ ФЛЮТБЕТА

1. Общие соображения

Длина подземного контура плотины должна быть достаточной для обеспечения статической устойчивости плотины и для предотвращения фильтрационных деформаций в грунтах основания.

Длину подземного контура рекомендуется развивать главным образом за счет вертикальных путей фильтрации, а гашение большей части фильтрационного напора осуществлять в верховой зоне основания сооружения или даже впереди сооружения.

Нескальное основание плотины должно быть защищено от разрушающего воздействия переливающегося (поверхностного) и фильтрационного потоков специальными устройствами в виде водобоя, рисбермы, гасителей, зубьев, фильтров и пр.

2. Ориентировочные размеры флютбета плотины

а) Подземный контур плотины

Для плотин на водопроницаемых основаниях, при залегании водоупора на глубине $h \leqslant 4 \div 5$ *м*, во всех случаях целесообразно смыкание подземного контура с водоупором (например, забивка шпунтов до водоупора с запуском их в водоупор на 0,5—1 *м*). При большей глубине залегания водоупора, когда приходится применять металлические шпунты или другие сложные способы, смыкание подземного контура сооружения с водоупором целесообразно при глубине залегания водоупора $h \leqslant 1{,}0 \div 1{,}5H$ (где H — напор на сооружении) и вообще при $h \leqslant 15 \div 20$ *м*.

При больших глубинах залегания водоупора применяются так называемые «висячие» (не доходящие до водоупора) шпунты или зубья, а также понуры.

В этом случае глубину забивки основного шпунта желательно назначать не менее $h_ш \geqslant 1{,}0H \div 1{,}2H$, отводя на вертикальные пути фильтрации $L_в$ до 50—60% от всей приведенной к вертикальным путям длины непроницаемого подземного контура $L_{пр}$. На горизонтальные же пути $L_г$ можно назначать до 40—50% от $L_{пр}$, из них 60—75% на водослив с водобоем и остальные 25—40% на понур.

б) Водобой и рисберма

Практические (предварительные) размеры длины водобоя $l_в$ принимают из условий размещения длины водобойного колодца, длины вальца прыжка, гасительных устройств и т. п., обычно в пределах $l_в = 1{,}0 \div 1{,}5H$ и более. Здесь H — расчетный максимальный напор на сооружении.

Длина рисбермы $l_р$ определяется расстоянием, на котором скорости схода воды с конца водобоя постепенно снижаются до допустимых для грунта речного ложа. Для этого приходится конец рисбермы заглублять для образования достаточной глубины в нижнем бьефе против дальнейшего размыва. Длина рисбермы зависит от шероховатости поверхности рисбермы, глубины воды и условий растекания потока по рисберме в плане. Точных методов расчета длины рисбермы в настоящее время не имеется.

Практически, сообразуясь с опытом существующих сооружений, длину рисбермы берут в пределах $l_р = 3 \div 5H$, где H — расчетный напор на сооружении. Коэффициент при H берется тем больше, чем мельче грунт ложа реки.

Более точное назначение длины рисбермы может быть сделано на основании результатов лабораторных исследований. В последнее время предложены конструкции с зубом в конце рисбермы (ячеистым и др.), что позволяет, допуская размыв дна водотока ниже рисбермы (по течению), сокращать длину последней (см. фиг. 19—30, а также гл. 17, п. 17—4).

3. Понуры

Основное назначение понуров — создание водонепроницаемого крепления дна водотока перед водосливной частью сооружения, причем водонепроницаемость этого крепления должна быть неизменной во времени. Понур перед водосливной частью плотины в ряде случаев служит также креплением от размыва грунта при пропуске расходов в период строительства, а при невысоких плотинах, водосливных и с низким порогом — и в период эксплуатации.

Основные типы конструкций понуров. Глиняные и суглинистые понуры устраиваются из жирной и пластичной глины или из достаточно водонепроницаемого суглинка. Толщину понура часто делают переменной, изменяя ее от $\delta_{min} = 0{,}5$ *м* в начале понура до $\delta_{max} = 1 \div 2$ *м* у сооружения (фиг. 19—27).

Толщина суглинистого понура ввиду его большей водопроницаемости и меньшей пластичности, делается большей примерно на 20—30% чем глиняного.

Примерная поверка принятой толщины глиняного и суглинистого понура может быть сделана путем поверки выполнения условия

$$I = \frac{\Delta H}{\delta} \leqslant I_{доп} \qquad (19—76)$$

или

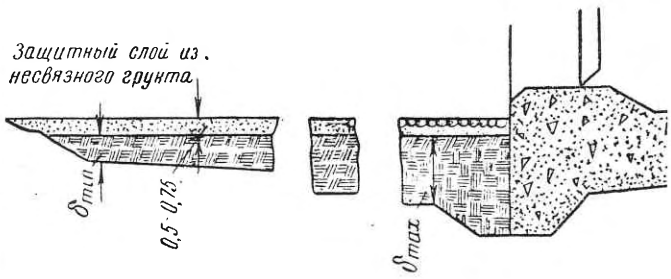
$$\delta \geqslant \frac{\Delta H}{I_{доп}}. \qquad (19—77)$$

Здесь ΔH — разность напоров на понур сверху и снизу (в рассматриваемом сечении понура);

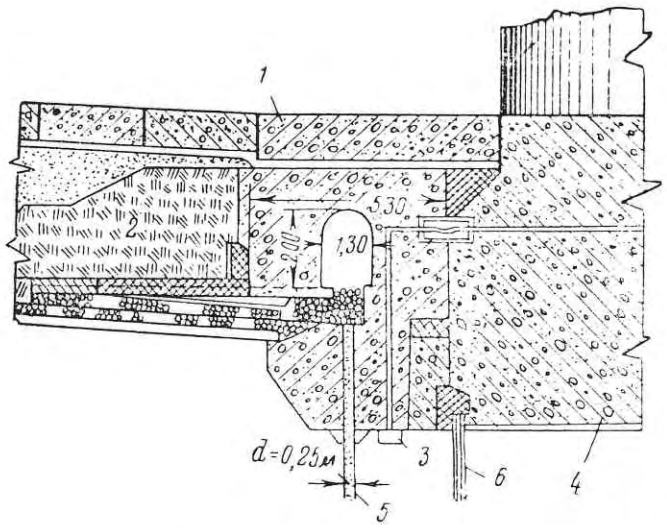
I — градиент фильтрации через понур там же;

δ — толщина понура;

$I_{доп}$ — допускаемый градиент, который можно брать равным $4 \div 6$.



Фиг. 19—27. Схема конструкции понура из связного грунта



Фиг. 19—28. Конструкция примыкания понура к бетонной плотине на нескальном грунте

1 — бетонные плиты понура; *2* — глина; *3* — пьезометр; *4* — фундаментная плита; *5* — дренажная скважина; *6* — шпунт

Глиняные и суглинистые понуры должны быть защищены сверху от размыва и от повреждения при строительстве, а также от пучения при промерзании, если глубина воды недостаточна (случай сработки водохранилища).

На фиг. 19—28 дана конструкция примыкания понура к сооружению.

Глинобетонные понуры могут быть применены в случае недостатка на месте подходящего естественного материала (глины, суглинка) и представляют собой утрамбованную водонепроницаемую смесь глины (20—25%), песка (35—40%) и гравия (35—40%).

Железобетонные понуры в виде железобетонной плиты (см. фиг. 19—31) применяются в тех случаях, когда желательно понур ввести в работу на сдвиг посредством прикрепления его гибким соединением к телу самого сооружения и использования сил трения по основанию понура, возникающих под действием веса понура и разности давлений воды на понур сверху и снизу.

4. Шпунты

Общие данные. Глубина забивки шпунтов определяется фильтрационным расчетом и производственными условиями. Минимальная глубина забивки всякого шпунта $h_{min} = 2{,}5 \div 3$ *м*.

На фиг. 19—29 даны основные схемы соединения основного шпунта с плотиной. Соединение по схеме фиг. 19—29,*в* применяется в том случае, когда желательно ввести шпунты в работу на сдвиг. Сопряжение шпунта по фиг. 19—29,*а* является менее надежным из-за опасности образования щели для фильтрации.

Деревянные шпунты применяются обычно брусчатые, толщиной $\delta = 18 \div 22$ *см*, с прямоугольным гребнем; в менее ответственных случаях (небольшой напор, временные сооружения) допускаются дощатые шпунты, толщиной $\delta = 8 \div 12$ *см*, с треугольным гребнем. Верховой шпунт у водослива делается всегда брусчатым. Предельную глубину забивки деревянных шпунтов удовлетворительного качества можно определять по табл. 19—7 (по предложению инж. И. В. Петрашень).

Таблица 19—7

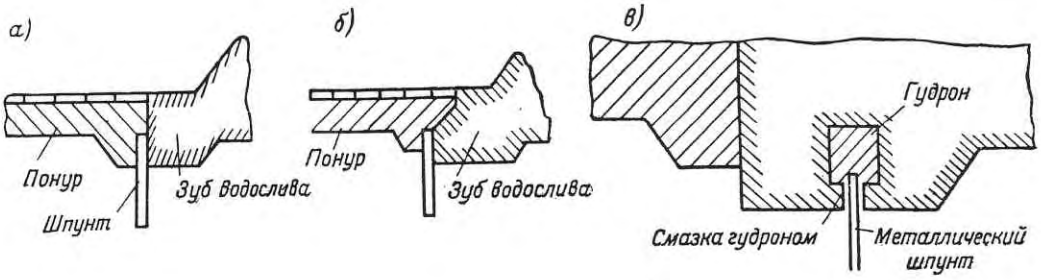
Ориентировочная предельная глубина забивки деревянных шпунтов

Род грунта основания	Глубина забивки в *м*			
	дощатый шпунт		брусчатый шпунт	
	Толщина шпунта в *см*			
	7	10	15	18
Песок, супесь	2	3	4	5,5
Суглинок, Мягкая глина . . .	3	4	5	6,5

Металлические шпунты отличаются относительно высокой водонепроницаемостью и могут применяться во всякого рода нескальных грунтах, в частности (при механической забивке) в гравелистых, галечных, щебенистых грунтах и т. п.; они пробивают остатки деревянных шпунтов и даже слабую скалу. Длина шпунтин достигает 25 *м*, а при сварке и при склепке можно их забить или опустить подмывом на глубину до 40 *м*.

Данные по прокатываемым в СССР профилям металлического шпунта приведены в п. 6—6 гл. 6 справочника.

Железобетонные шпунты могут быть применены, так же как и металлические, при различных грунтах, вплоть до щебенистых. Поперечное сечение их делается или с трапецоидальным гребнем и пазом



Фиг. 19—29. Схемы соединения основного шпунтового ряда с телом плотины

(по типу деревянных брусчатых и дощатых шпунтов), или с замком (по типу металлических шпунтов).

В зависимости от назначения их и действующих на них нагрузок железобетонные шпунты могут выполняться различных размеров. Обычно толщина железобетонных шпунтин колеблется от 10 до 50 *см*, ширина — от 50 до 60 *см*.

5. Силикатизационные завесы [8]

Область применения. Силикатизация может применяться: 1) для создания водонепроницаемых завес в местах, не допускающих забивки шпунтового ряда, но допускающих забивку трубок и бурение (следует отметить, что силикатизацию в целях создания водонепроницаемых завес в гидротехническом строительстве только начинают применять); 2) для уменьшения или ликвидации фильтрации под существующими сооружениями; 3) для восстановления водонепроницаемости шпунтовых стенок при плохом качестве их; 4) для увеличения несущей способности грунта.

Силикатизация может быть применена при несвязных грунтах типа песков.

Примечание. Возможность закрепления грунта должна быть проверена опытными работами, а целесообразность—экономическим подсчетом.

Исходя из условий возможности нагнетания в грунт растворов, следует считать, что в грунтах с коэффициентом фильтрации меньше 0,000023 *м/сек* (приблизительно 2 *м/сутки*) силикатизация не может быть рекомендована. Точно так же силикатизация в целях закрепления грунтов (увеличения их несущей способности) не может быть рекомендована при коэффициенте фильтрации больше 0,00092 *м/сек* (приблизительно 80 *м/сутки*).

При скоростях грунтового потока более 0,00023 *м/сек* (приблизительно 20 *м/сутки*) возможность применения силикатизации для уменьшения фильтрации в основании сооружений должна быть определена на основании опытных работ.

Глубина закрепления, учитывая условия возможности правильной забивки инъекционных трубок, не должна превосходить 12—15 *м*.

При устройстве водонепроницаемых завес посредством силикатизации грунта толщину завесы устанавливают проектом в зависимости от величины напора и требований водонепроницаемости. Практически наименьшая толщина завесы выполняется двумя рядами скважин.

Для предварительных расчетов прочности закрепленного грунта предел прочности на сжатие можно принимать:

для мелкозернистых песков . . . . . 30 *кг/см*²
для крупнозернистых песков . . . . . 8 „

Допускаемое напряжение может быть принято равным $^1/_5$ предела прочности.

Расстояние между скважинами выбирают на 0,1—0,15 *м* меньше двойного радиуса действия для обеспечения однородности закрепленного массива.

В случае отсутствия данных опытного закрепления радиус действия приближенно может быть принят по табл. 19—8 или 19—9.

Таблица 19—8

Зависимость радиуса действия от гранулометрического состава грунта

Характер грунта	Радиус действия в *м*
Мелкий песок (с содержанием до 10% фракций 0,1 *мм*)	0,20—0,25
Мелкозернистый песок (преобладающая фракция 0,1—0,2 *мм*)	0,25—0,35
Среднезернистый песок (преобладающая фракция 0,2—0,5 *мм*)	0,35—0,60
Крупнозернистый песок (преобладающая фракция 0,5—1,0 *мм*)	0,60—0,90

Таблица 19—9

Зависимость радиуса действия от коэффициента фильтрации грунта

Коэффициент фильтрации в *м/сутки*	Радиус действия в *м*
5	0,30
10	0,40
15	0,50
20	0,60
25	0,70

Норма расхода реактивов определяется по формуле

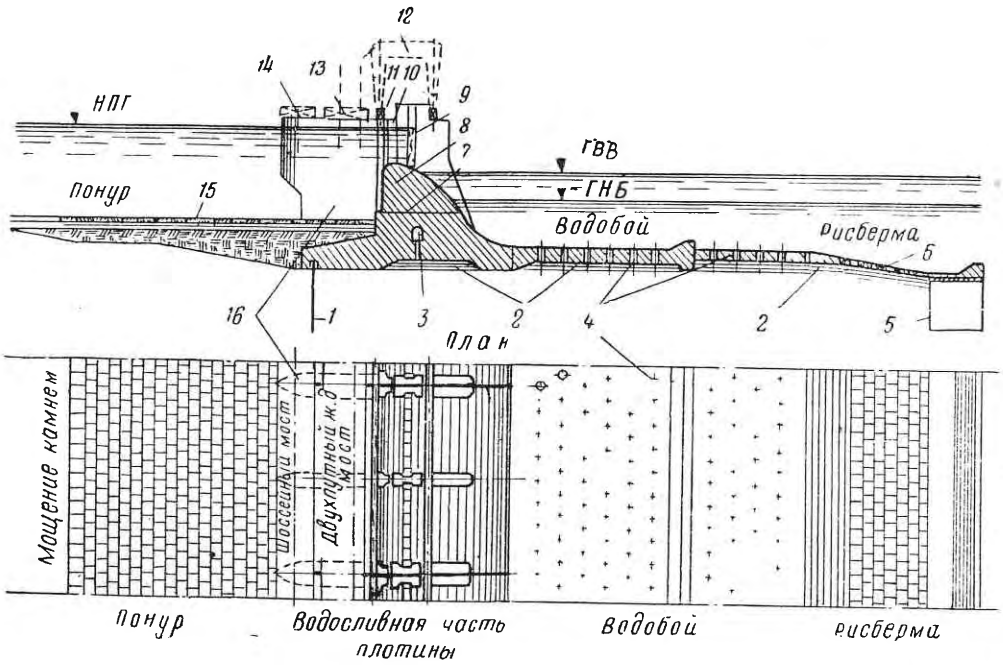
$$Q = 5ap, \qquad (19—78)$$

где Q — количество жидкого стекла в *л*;
a — объем закрепляемого грунта в *м*³;
p — порозность грунта в %; при этом принято заполнение жидким стеклом пор в грунте на 50%. Количество хлористого кальция принимается по объему равным количеству жидкого стекла.

6. Тело плотины (водослив)

Общие соображения. Водосливные плотины должны иметь профиль, отметку гребня и специальные устройства, обеспечивающие безопасные условия для пропуска воды, льда, наносов и плавающих тел.

Уменьшение объема бетонной и железобетонной кладки гравитационных плотин может быть достигнуто за счет применения: 1) конструкций с максимальным использованием давления воды как пригрузки (например, верховой плиты плотины — фиг. 19—30, анкерных понуров — фиг. 19—31);



Фиг. 19—30. Конструкция бетонной плотины на песчаном основании

1 — металлический шпунт; *2* — обратный фильтр; *3* — дренажная галерея; *4* — дренажные отверстия; *5* — ячеистая стенка (металлический шпунт); *6* — плиты; *7* — часть тела водослива, возводимая способом гребенки; *8* — водослив; *9* — рабочий (эксплуатационный) затвор; *10* — паз для балок ремонтных заграждений; *11* — паз для заграждений на период строительства; *12* — портальный кран; *13* — двухпутный железнодорожный мост; *14* — шоссейный мост; *15* — плиты; *16* — бык

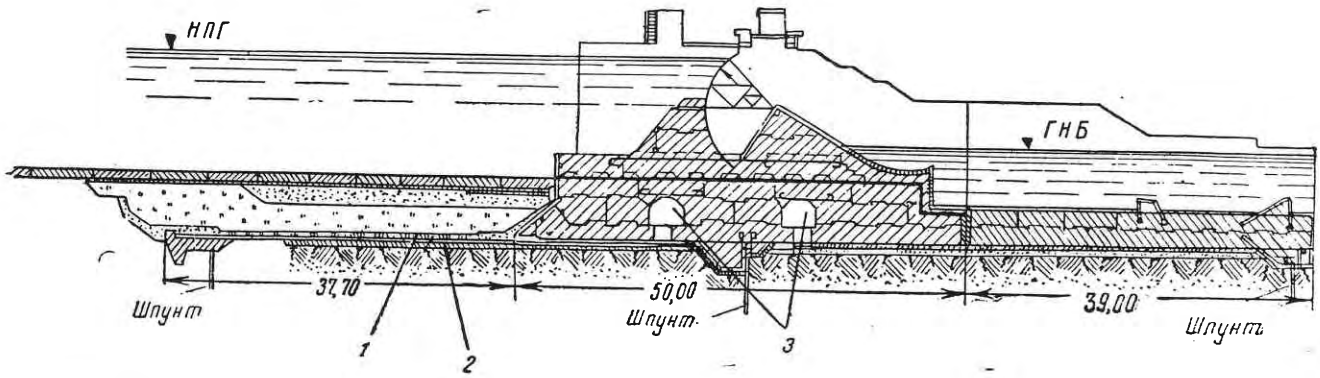
2) противофильтрационных и дренажных устройств, снижающих или полностью снимающих фильтрационное давление на подошву сооружения;

3) бетонных и железобетонных конструкций с заполнением из местных материалов, как, например, плотина с глубинными отверстиями (фиг. 19—32) (см. также гл. 20 справочника).

Применение последних конструкций допускается при специальном обосновании экономической их целесообразности.

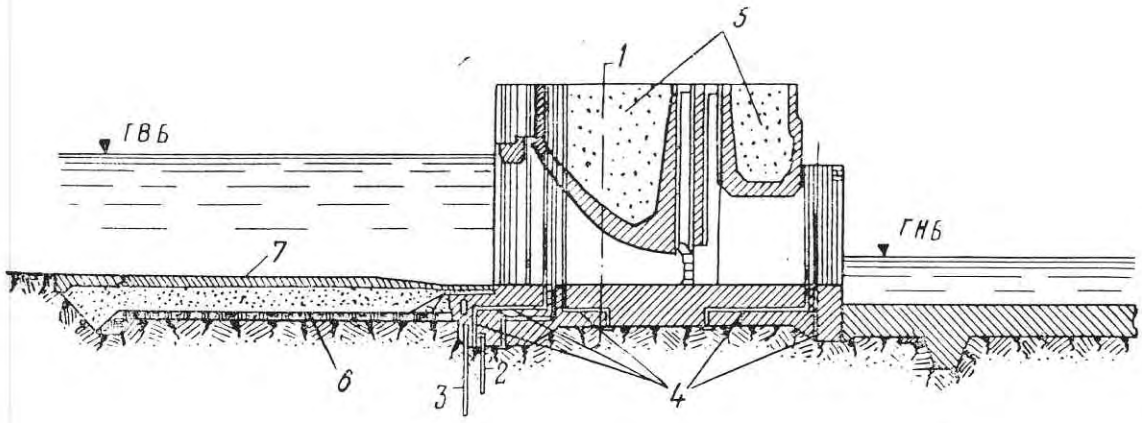
Примечание. Мероприятия по пп. 2 и 3 могут быть применены и при проектировании бетонных глухих гравитационных плотин на скальных грунтах.

Назначение ориентировочной ширины плотины понизу. На основании опыта проектирования бетонных массивных плотин на нескальных грунтах ориентировочную ширину водослива b понизу в зависимости от рода грунта основания, на котором возводится плотина, можно в предварительных соображениях брать в пределах, данных в табл. 19—10.



Фиг. 19—31. Конструкция бетонной гравитационной плотины с анкерным понуром, расположенной на глинистом грунте (с показанием разрезки тела плотины на блоки бетонирования)

1 — анкерный понур; *2* — дренаж; *3* — дренажные галереи



Фиг. 19—32. Плотина с глубинными (донными) отверстиями и с загрузкой из местных материалов

1 — ось плотины; *2* — металлический шпунт; *3* — дренажные скважины; *4* — пьезометры; *5* — загрузка; *6* — дренаж; *7* — понур

В табл. 19—10 через H обозначен действующий на плотину расчетный напор (разность между отметкой НПГ и отметкой минимального горизонта нижнего бьефа сооружения).

Таблица 19—10

Ориентировочная ширина плотины понизу (на нескальных грунтах) по Л. В. Олешкевичу

Характер грунта основания	Ширина плотины b понизу
Глинистые грунты	$2{,}25 \div 2{,}5\ H$
Суглинистые грунты . . .	$2{,}0 \div 2{,}25\ H$
Супеси и песчаные грунты	$1{,}75 \div 2{,}0\ H$
Галечники и гравелистые грунты	$1{,}25 \div 1{,}75\ H$

Очертание водосливов и облицовка водосливной грани. Очертания водосливов водосливных плотин делаются в большинстве случаев безвакуумными, как дающими оправданное практикой плавное истечение воды через водослив, хотя пропускная способность (коэффициенты расхода) у вакуумных водосливов на 5—15% больше, чем у безвакуумных.

Вакуумные водосливы по состоянию исследованности вопроса в настоящее время можно применять для напоров на водосливе $H \leqslant 5$ *м* (при вакууме 6—6,5 *м* водяного столба).

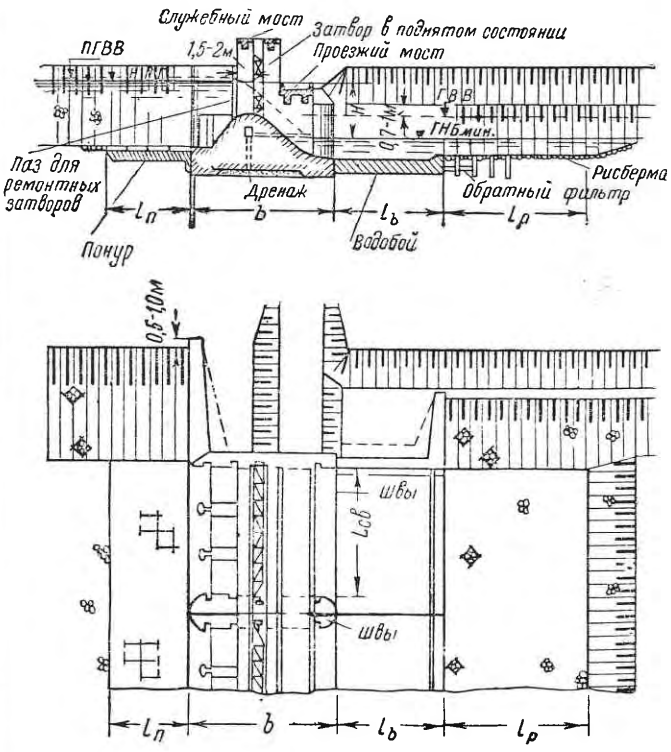
Применение вакуумного профиля для водосливных плотин должно быть соответствующим образом обосновано в каждом отдельном случае.

Водосливная поверхность должна хорошо сопротивляться воздействию воды, льда и плавающих тел.

Водосливная поверхность плотин и промежуточных быков в зоне движения крупных (песчаных и гравелистых) наносов должна быть защищена при помощи специальных мероприятий (слоем плотного бетона, и т. п.).

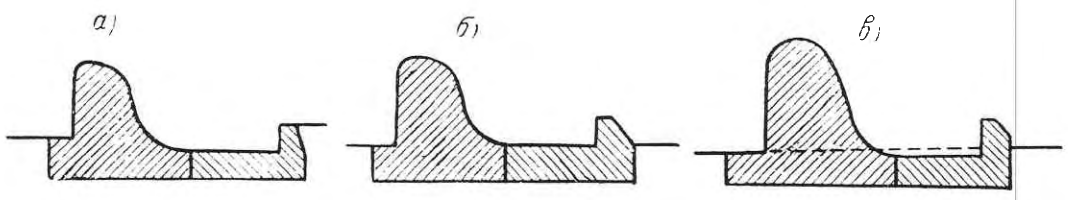
В 1951—1952 гг. на строительстве Цимлянского гидроузла[1] было применено в большом объеме вакуумирование бетонных поверхностей водосливной плотины с целью повышения долговечности сооружения и его отдельных элементов.

Вакуумировались поверхности, которые при эксплуатации сооружения должны были подвергаться наиболее интенсивному истирающему воздействию потока (скорость воды — до 20 *м/сек*), а также поверхности, рас-



Фиг. 19—33. Конструкция бетонной водосливной плотины на нескальном грунте

[1] Журнал „Гидротехническое строительство" № 5, 1952, статья инженеров Ганжи Пикулика и Скворцова.



Фиг. 19—34. Основные типы водобойных колодцев бетонной водосливной плотины

положенные в зоне переменного влажностного режима (водосливная поверхность плотины; гасители с растекателями; водобойная стенка и водобойная плита; быки, полубыки и устои; плиты рисбермы).

Проведенное вакуумирование дало возможность повысить оборачиваемость опалубки и ускорило твердение бетона со стороны отвакуумированной поверхности, что способствовало ускорению темпов строительства. Отвакуумированный бетон, обладая плотной и гладкой поверхностью, приобретал повышенные физико-механические качества, увеличивающие долговечность сооружения и водонепроницаемость.

Дренаж основания и тела плотины. В случаях связных грунтов под сооружением рационально устраивать дренирующий слой (постелистый дренаж, фиг. 19—33), уменьшающий фильтрационное давление на подошву сооружения, улучшающий распределение напряжений в грунте и условия устойчивости сооружения на сдвиг. Наличие дренажа, значительно уменьшая фильтрационное давление, укорачивает длину путей фильтрации, повышает средние градиенты и скорости фильтрации и увеличивает фильтрационный расход под сооружением.

Постелистый дренаж укладывается на слое обратного фильтра. Методы расчета обратных фильтров изложены в гл. 18 справочника.

Массивные плотины, имеющие дренажные устройства в теле или в основании, должны быть снабжены смотровыми галереями и колодцами с размерами, достаточными для наблюдений и производства ремонтных работ во время эксплуатации.

7. Водобой плотины и гасители энергии

Общие соображения по водобою плотины. Водобой — массивная бетонная плита толщиной 2—5 *м*, с гасителями на ней или без них.

Массивность водобоя обусловлена тем, что в нижнем бьефе плотины на нем гасится основная часть вредной энергии воды, достигающая на 1 *пог. м* ширины водобоя в современных плотинах на нескальном основании 5—10 тыс. *квт*.

Ввиду того что водобой подвержен воздействию потока воды, движущегося с большими скоростями, поверхность его должна быть защищена (от износа льдом, наносами и т. п.) прочной облицовкой.

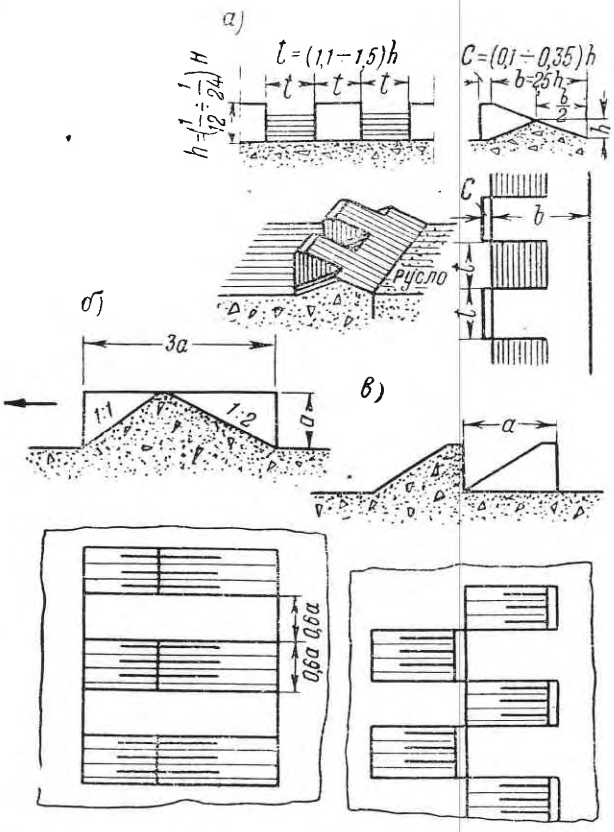
При отсутствии значительного количества наносов и льда поверхность водобоя может быть оставлена без облицовки.

Водобой отделяют от водослива конструктивным осадочным швом в целях избежания растягивающих напряжений и трещин.

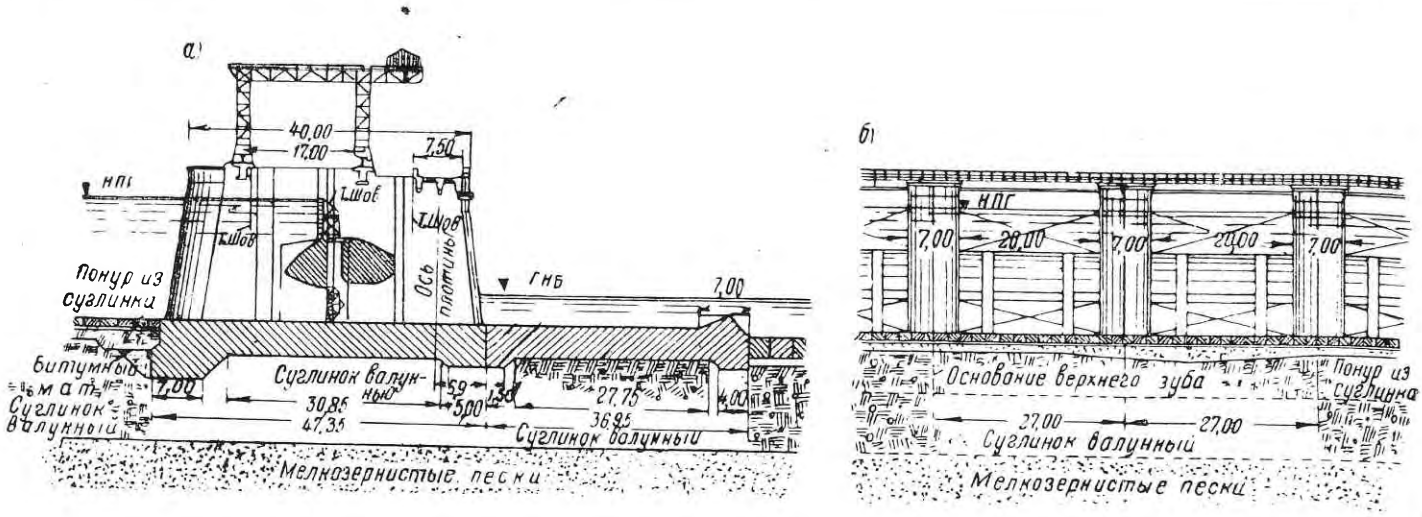
Гасители вредной водной энергии. Водобойный колодец, являющийся простейшим и наиболее распространенным типом гасителя вредной водной энергии в нижнем бьефе водосливных плотин, устраивается или при помощи углубления во флютбете водобоя (фиг. 19—34,*а*), или при помощи водобойной стенки, расположенной на флютбете перпендикулярно к оси потока (фиг. 19—34,*б*), или же при помощи и углубления, и водобойной стенки (фиг. 19—34,*в*).

Водобойный колодец является достаточно надежным гасителем энергии, в особенности, если приняты соответствующие меры к созданию поверхностного режима после водобойного колодца, например, если выходная часть водобойного колодца снабжена зубчатым порогом.

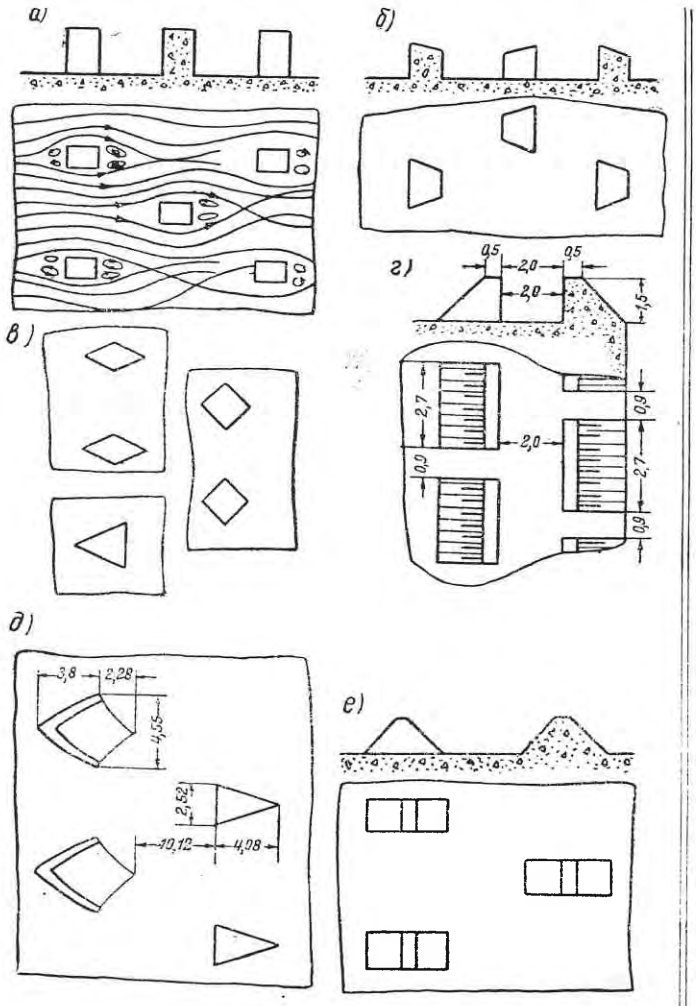
Гидравлический расчет описанных выше гасителей приведен в гл. 2 справочника.



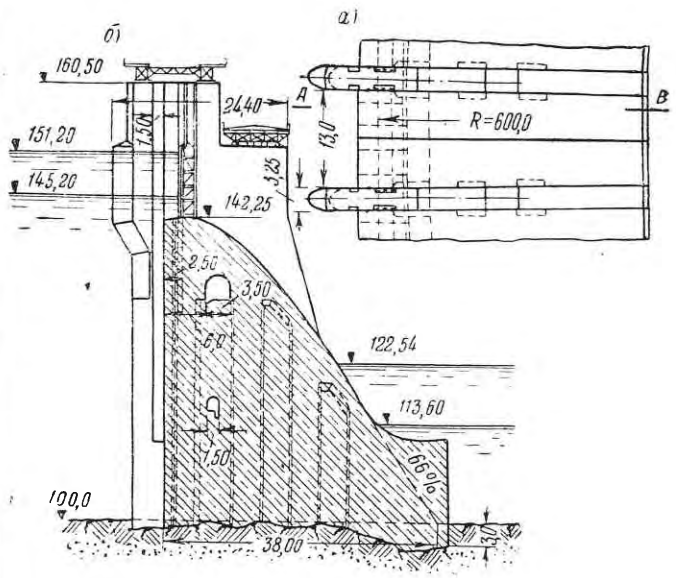
Фиг. 19—35. Типы гасителей вредной водной энергии в виде зубчатого порога (размеры определяются лабораторным путем в зависимости от напора H плотины)



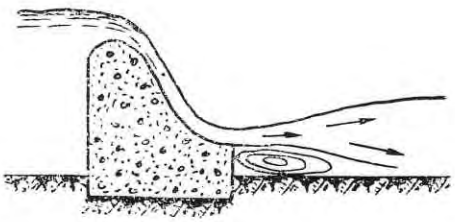
Фиг. 19—36. Двухъярусная плотина на валунном суглинке с гасителем в виде зубчатого порога
а — разрез; *б* — вид со стороны верхнего бьефа



Фиг. 19—37. Типы гасителей с водобойными шашками и пирсами



Фиг. 19—38. Бетонная плотина на скальном грунте с гасителем в виде повышенного носка (уступа)
а — фрагмент плана; *б* — разрез по *А—В*



Фиг. 19—39. Схема движения воды у плотины с повышенным носком

ГЛАВА ДВАДЦАТАЯ

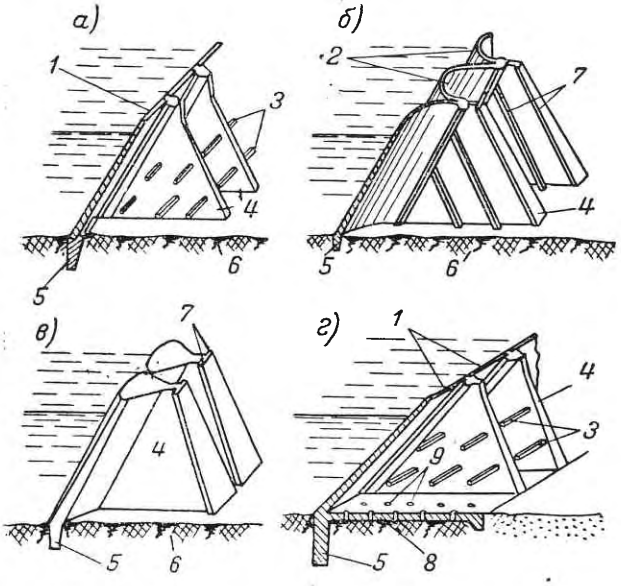
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И БЕТОННЫЕ КОНТРФОРСНЫЕ ПЛОТИНЫ

20—1. ТИПЫ И КОНСТРУКЦИИ КОНТРФОРСНЫХ ПЛОТИН

1. Классификация

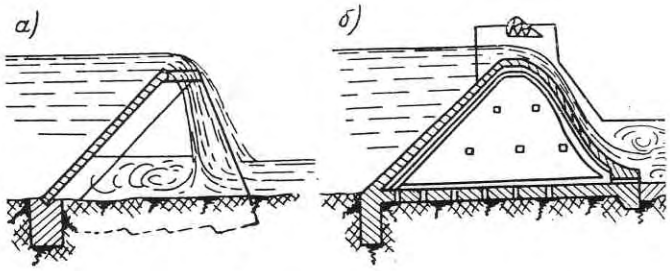
Контрфорсные плотины подразделяются:

а) по типу напорного перекрытия — на плотины с плоскими перекрытиями (фиг. 20—1,*а*, *г*, фиг. 20—2,*б*), разрезными или неразрезными; с массивными консольными оголовками, или массивно-контрфорсные (фиг. 20—1,*в* и фиг. 20—3); многоарочные (фиг. 20—1,*б*); с выпуклыми перекрытиями двоякой кривизны (например, многокупольные); с вогнутыми (гибкими) стальными напорными перекрытиями, или парусно-контрфорсные (фиг. 20—4), пока еще неосуществленные; при так называемых реверсивных плотинах (см. фиг. 20—8) плоские напорные перекрытия располагаются по низовым граням контрфорсов;



Фиг. 20—1. Схемы глухих контрфорсных плотин

Без фундаментной плиты: *а*—с плоскими напорными перекрытиями; *б* — многоарочная; *в* — с консольными массивными оголовками контрфорсов. С фундаментной плитой: *г*—с плоскими напорными перекрытиями; *1* — напорные плиты; *2* — арки; *3* — балки жесткости; *4* — контрфорсы; *5* — зуб; *6* — скала; *7* — ребра жесткости контрфорсов; *8* — фундаментная плита; *9* — дренажные отверстия

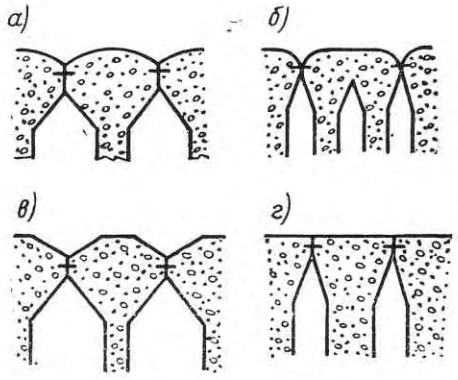


Фиг. 20—2. Схемы водосливных контрфорсных плотин

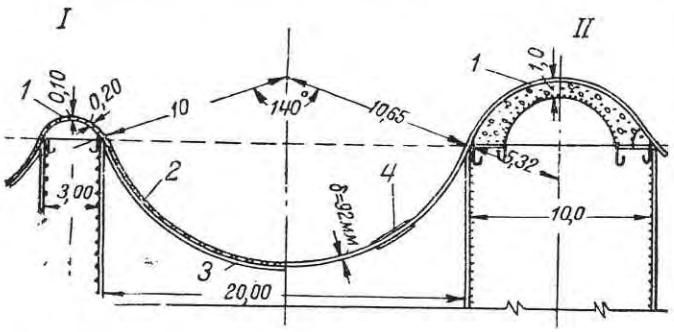
а — без водосливной плиты; *б* — с водосливной плитой

б) в зависимости от пропуска воды через плотину — на плотины глухие (фиг. 20—1); водосливные со свободно падающей струей (фиг. 20—2,*а*) или с водосливной плитой (фиг. 20—2,*б*); с глубинными отверстиями (см. гл. 19);

в) по характеру основания—на плотины на скальных, полускальных и нескальных основаниях; при скальных основаниях (прочных) устраивают плотины без фундаментной плиты (фиг. 20—1,*а—в*), а при нескальных и полускальных (обычно) — с фундаментной плитой (фиг. 20—1,*г*);

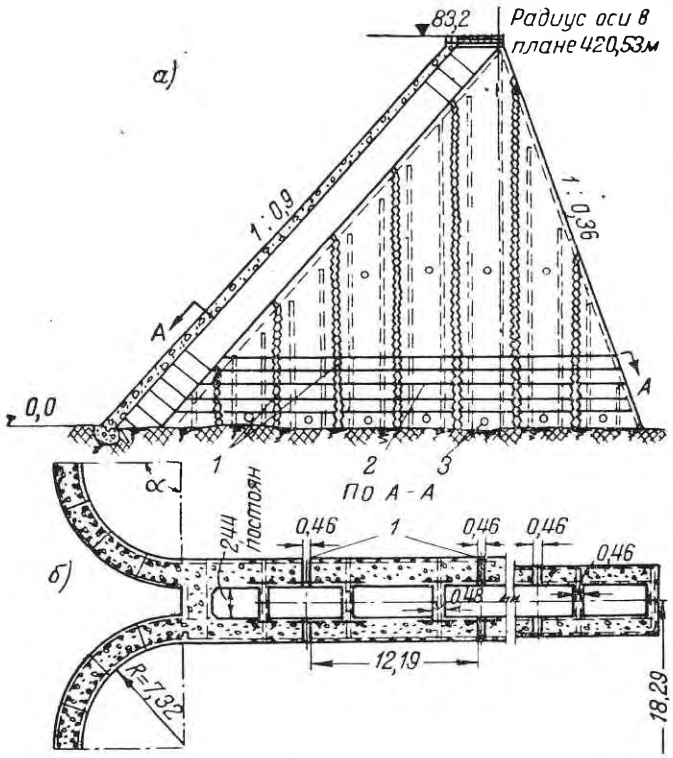


Фиг. 20—3. Схемы оголовков массивно-контрфорсных плотин



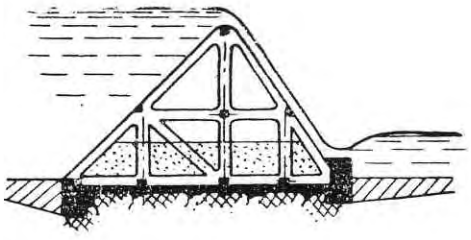
Фиг. 20—4. Напорное перекрытие парусно-контрфорсной плотины (напор 157 м)

I — сечение вблизи гребня; *II* — сечение у основания; *1* — опорная железобетонная арка; *2* — сварная оболочка; *3* — решетка жесткости; *4* — клепаный шов

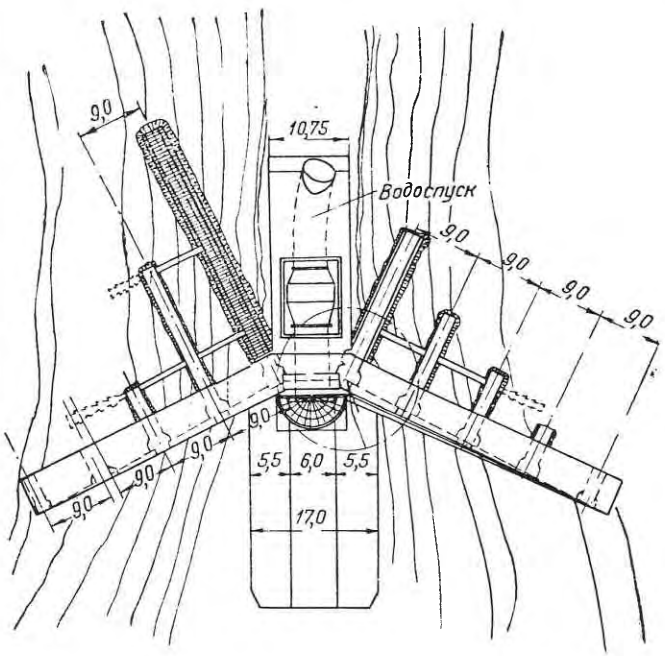


Фиг. 20—5. Многоарочная плотина с полыми контрфорсами

а — вертикальный разрез; *б* — разрез по *А—А*; *1* — вертикальные широкие („двойные") усадочные швы; *2* — горизонтальные рабочие швы с максимальным расстоянием 3,05 *м* друг от друга; *3* — отверстия для вентиляции



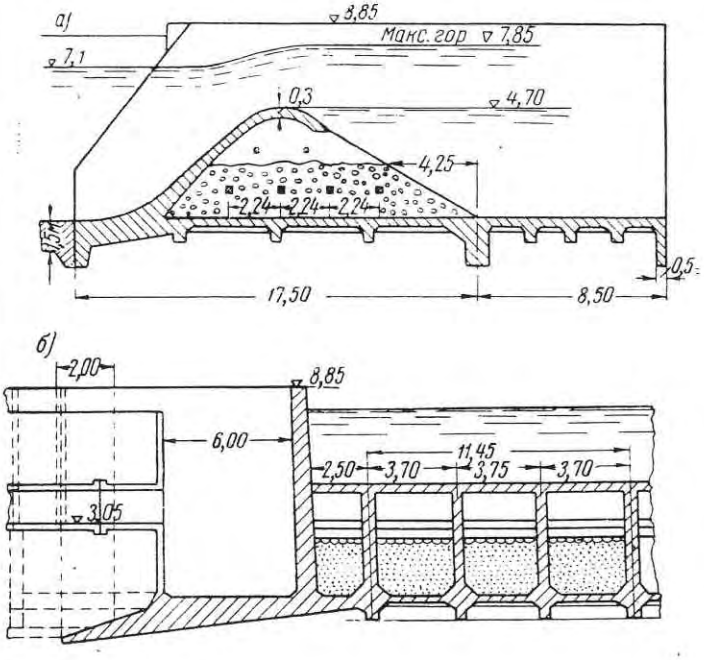
Фиг. 20—6. Схема водосливной плотины со сквозными контрфорсами (предложение Н. А. Ладыгина)



Фиг. 20—7. План плотины с клинообразными контрфорсами (крыша здания затвора снята)

г) по конструкции контрфорсов — на плотины со сплошными контрфорсами — массивными или тонкими (фиг. 20—1 и 20—2); с полыми контрфорсами (фиг. 20—5), с двойными (или парными) контрфорсами (фиг. 20—3,*б*) и со сквозными контрфорсами (фиг. 20—6).

При этом по типу элементов, обеспечивающих жесткость контрфорсов, следует различать плотины с бал-



Фиг. 20—8. Реверсивная плотина

а — поперечный разрез; *б* — продольный разрез

ками жесткости (фиг. 20—1,*а, г*), с ребрами жесткости (фиг. 20—1,*б, в*), с балками и ребрами жесткости и со стенками жесткости (полые, двойные контрфорсы).

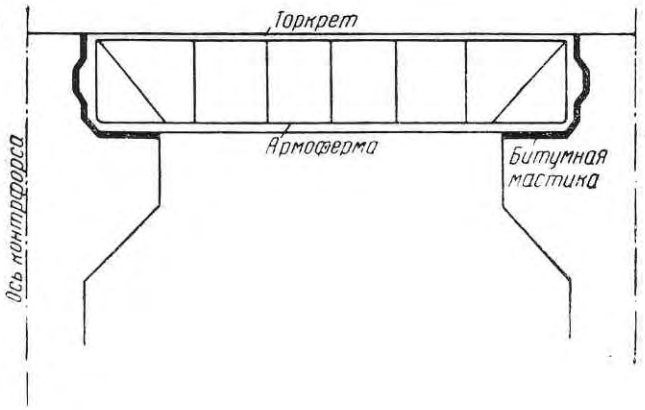
По материалу, кроме рассматриваемых в данной главе бетонных и железобетонных (наиболее часто применяемых) плотин, бывают плотины стальные, из каменной кладки и комбинированные. Обычно контрфорсные плотины имеют прямолинейную в плане продольную ось, но иногда могут быть ломаными (фиг. 20—7, плотина с клинообразными контрфорсами, неосуществленная) и криволинейными в плане.

2. Напорные перекрытия

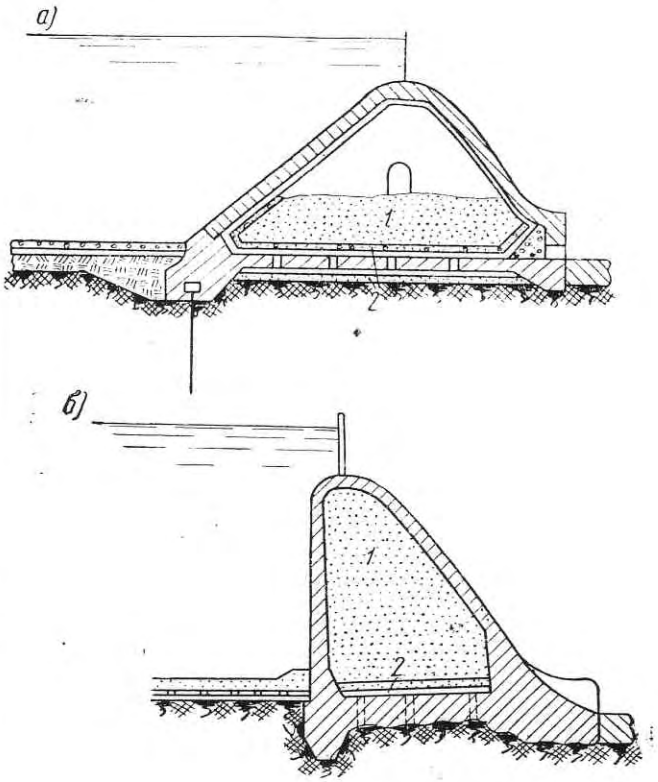
а) Плоские плиты обычно выполняются разрезными (фиг. 20—9), свободно опирающимися на консольные утолщения контрфорсов; реже напорные плиты устраивают неразрезными, жестко соединенными с контрфорсами. При жестком соединении плит с контрфорсами появляются растягивающие напряжения у напорной грани и конструкция становится более чувствительной к температурным воздействиям и неравномерным осадкам контрфорсов (при отсутствии фундаментной плиты). Устройство напорных плит неразрезными может иногда быть целесообразным лишь для плотин с фундаментной плитой, разделенных осадочными швами на отдельные коробчатые секции (фиг. 20—10), в частности, например, для плотин реверсивных (см. фиг. 20—8), при которых, однако, имеются предложения устраивать напорные перекрытия и разрезными (см. [8]), причем конструкция сопряжения плиты с контрфорсом может быть различной.

При разрезных плитах сопряжение между контрфорсом и плитой для лучшей водонепроницаемости обычно устраивают со штрабами (фиг. 20—9), а шов заполняют битумом, асфальтом или другим каким-либо гидроизоляционным материалом (например, промасленной парусиной). Гидроизоляцией (например, битумной мастикой) покрывают и опорную поверхность утолщенной головной части контрфорса.

б) *Арочные перекрытия* многоарочных плотин преимущественно устраивают бесшарнирными, жестко соединенными с контрфорсами (см. фиг. 20—5). Имеются предложения устраивать арки отделенными от контрфорсов швом и опирающимися на контрфорсы через специальную соединительную плиту. Такие конструкции имеют ряд положительных качеств, в том числе произ-

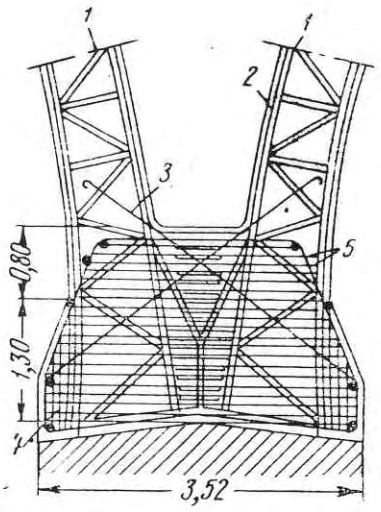


Фиг. 20—9. Схема разрезной напорной плиты



Фиг. 20—10. Контрфорсные плотины с засыпкой внутренней полости

а — на нескальном грунте; *б* — на полускальном или скальном грунте; *1* — засыпка песчано-гравийным грунтом; *2* — фильтр



Фиг. 20—11. Сопряжение арок с контрфорсами при наличии соединительной плиты

1 — армофермы; *2* —стержни d=28 *мм*; *3*—дза стержня d=20 *мм* на 1 *пог. м*; *4* — соединительная плита; *5* — хомуты d=12 *мм*

водственных (выполнение арок независимо от контрфорсов после частичного или полного возведения последних), конструктивных (уменьшение влияния неравномерной осадки контрфорсов на работу арок, т. е. возможность применять такую конструкцию на скальных основаниях не безукоризненного качества) и расчетных (бо́льшая определенность в расчете контрфорсов, чем в случае жестко соединенных с ними арок) и т. д. (подробнее см. [8]). Одна из таких конструкций, примененная на плотине высотой 57 *м*, построенной в 1939 г. на сложном основании из песчаников и сланцев, приведена на фиг. 20—11.

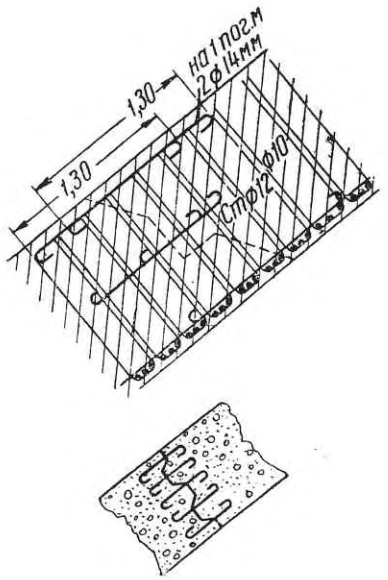
В большинстве случаев арки устраивают круговыми и постоянной толщины в каждом сечении, перпендикулярном к образующей свода, что связано главным образом со стремлением упрощения производства работ. От сечения к сечению толщина арок изменяется, увеличиваясь к низу плотины.

В осуществленных плотинах центральный угол арок 2α (см. фиг. 20—5, 20—24) изменяется от 93°40′ до 180°; в современных плотинах обычно принимают большие центральные углы 2α, равные 180° или близкие к 180°, редко меньшие.

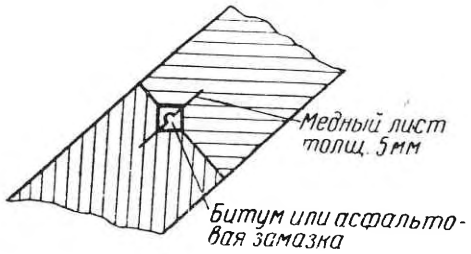
в) Плотины с массивными консольными оголовками, служащими напорными перекрытиями, устраивают с криволинейным (круговым) очертанием напорной грани (см. фиг. 20—3,*а*) в сечении контрфорса, перпендикулярном образующей напорной грани. Для упрощения производства работ (опалубки) очертанию напорной грани придают и полигональную форму — в виде трех или пяти плоскостей (см. фиг. 20—3,*в*). В случае плоской напорной грани (см. фиг. 20—3,*г*) распределение напряжений в оголовке ухудшается, появляются растягивающие напряжения у напорной грани.

Нередко оголовки контрфорсов предлагается дренировать [8] с целью предупреждения выхода профильтровавшейся воды на низовые грани оголовков и ее замерзания при морозах, следствием чего можно ожидать более быстрое разрушение бетона.

Водонепроницаемость швов между отдельными головами контрфорсов достигается установкой в шве уплотняющей гудронной или асфальтовой шпонки с металлическим листом.



Фиг. 20—12. Строительные швы напорных перекрытий



Фиг. 20—13. Схема постоянного (конструктивного) шва в напорном перекрытии

г) С целью повышения водонепроницаемости напорного перекрытия оно выполняется из плотного водонепроницаемого бетона (обычно марки не ниже 170—200); кроме того, напорную грань перекрытия покрывают обычно специальным водонепроницаемым покрытием, как, например, армированным торкретом, иногда асфальтом, специальными битумизированными гидроизоляциями.

Для повышения водонепроницаемости и долговечности (морозостойкости) напорных перекрытий весьма целесообразно принимать меры к повышению качества их поверхностей (применение плит-оболочек, абсорбирующей обшивки опалубки, вакуумирования).

д) Швы в напорных перекрытиях устраивают двух видов — строительные (рабочие), разделяющие по высоте отдельные бетонируемые блоки, и постоянные (конструктивные) швы расширения (температурно-осадочные). Строительные швы (фиг. 20—12) для лучшего сопряжения блоков и обеспечения водонепроницаемости устраивают обычно со штрабами; нередко их армируют, в чем, однако, нет особой необходимости.

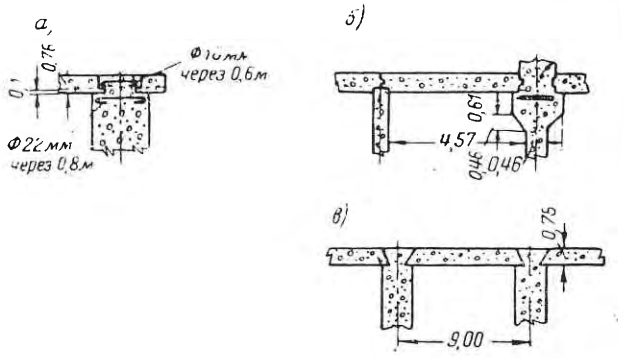
В строительном шве у напорной грани было бы целесообразно установить металлический лист для обеспечения большей гарантии водонепроницаемости шва (так как швы являются местами, ослабленными в отношении водонепроницаемости, и чаще всего фильтрация происходит по ним, если она вообще имеет место), но обычно таких листов в строительных швах не устанавливают. Расстояния между этими швами зависят от высоты блоков (обычно не более 5 *м* по высоте, чаще меньше, редко — до 8 *м*).

Постоянные (конструктивные) швы расширения (фиг. 20—13) с битумной шпонкой или обмазкой и металлическим водонепроницаемым листом устраивают в плоских напорных плитах лишь при достаточно высоких плотинах; расстояние между ними по высоте может достигать величины до 15—25 *м* и более.

В арках постоянных швов обычно не устраивают. Устраивать их в арках многоарочных плотин и в консольных перекрытиях плотин с массивными оголовками контрфорсов целесообразно в том случае, если устраивают постоянные швы в контрфорсах (см. ниже, п. 5); тогда они являются продолжением последних.

3. Водосливные плиты

Водосливные плиты устраивают обычно разрезными (фиг. 20—14), а иногда — неразрезными; в последнем случае обычно напорные перекрытия также неразрезные. Стыки по фиг. 20—14,*а* и *в* предотвращают возможность отделения плиты от контрфорсов при сейсме и пр. и применимы при не слишком тонких контр-



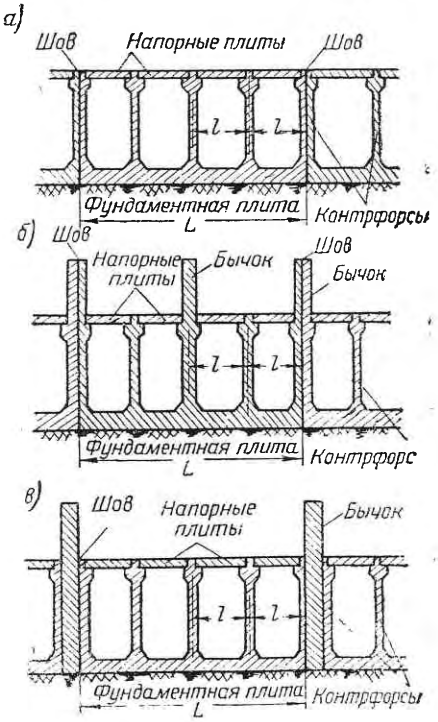
Фиг. 20—14. Типы сопряжений водосливных плит с контрфорсами

форсах. Более простой стык по фиг. 20—14,*б* (слева) применим при отсутствии возможности отделения плиты от контрфорса.

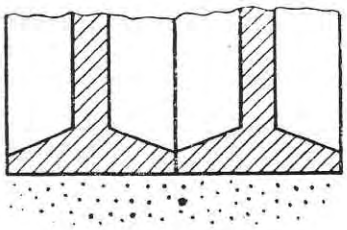
Для обеспечения долговечности водосливных плит (особенно при суровых зимах) целесообразно принимать некоторые меры, указанные выше, в п. 2«г», для напорных перекрытий (применение плит-оболочек, абсорбирующей опалубки, вакуумирования); бетон водосливных плит должен быть морозостойким.

4. Фундаментные плиты

а) Фундаментные плиты жестко соединяются с контрфорсами. Плотины с плоскими напорными перекрытиями разделяют при этом на отдельные секции швами, являющимися осадочными и температурными (фиг. 20—15); швы эти обычно устраивают через 15—25 *м*; их уплотняют водонепроницаемыми шпонками.



Фиг. 20—15. Схемы расположения осадочно-температурных швов контрфорсных плотин с плоскими напорными плитами и фундаментной плитой (вертикальные разрезы по продольной оси плотины)



Фиг. 20—16. Схема фундаментной плиты массивно-контрфорсной плотины

В плотинах с консольными оголовками контрфорсов целесообразно шов в фундаментной плите устраивать по оси пролета — в плоскости шва между консольными оголовками контрфорсов (фиг. 20—16).

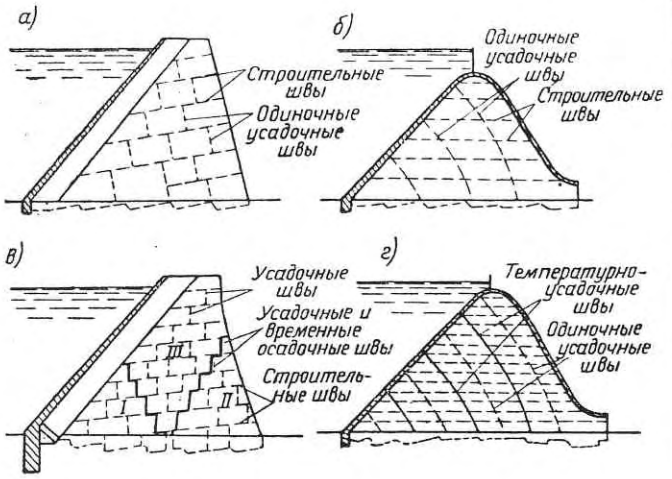
б) Фундаментные плиты обычно дренируются[1]. Принципы устройства дренажей и подбора фильтров те же, что и для массивных плотин на нескальных основаниях (см. гл. 18). Профильтровавшаяся вода должна быть организованно отведена в нижний бьеф. При наличии загрузки плиты грунтом (см. фиг. 20—10) дренаж следует устраивать так, чтобы исключить возможность выноса мелких частиц грунта засыпки (если они имеются) фильтрационными водами. Следует иметь в виду, что засыпка рациональна в отношении увеличения веса сооружения (для получения надлежащей устойчивости) и защиты напорного перекрытия с низовой стороны от промерзания, но имеет тот недостаток, что не дает возможности надлежащим образом осматривать напорные плиты и фильтры и затрудняет ремонт этих ответственных элементов. Ремонт и осмотр фильтров можно осуществлять, если предусмотреть устройство в засыпке соответствующих галерей, колодцев, что, однако, довольно сложно.

5. Контрфорсы

а) Сплошные контрфорсы, как правило, имеют переменную толщину, увеличивающуюся книзу; для плотин небольших, а иногда и средних высот, может оказаться целесообразным применять и контрфорсы постоянной толщины, если толщина понизу не требуется больше 0,8—1 *м*, а толщина поверху принята такой же с целью упрощения производства работ.

Если по расчету нет необходимости армировать контрфорсы, то конструктивную арматуру следует ставить в количестве, не превышающем потребности производства работ (крепление опалубки и пр.), преимущественно применяя армофермы. Борьбу с образованием температурно-усадочных трещин в контрфорсах рекомендуется вести, как правило, не путем сплошного армирования их боковых поверхностей сеткой из арматуры, а применяя (в зависимости от местных условий) низкотермичный цемент, правильную разрезку на блоки и очередность бетонирования, а также в соответ-

[1] Исключая плиты реверсивных плотин.



Фиг. 20—17. Схемы швов в контрфорсах

ствующих случаях (высокие плотины и пр. см. ниже, п. «б») — временные открытые швы или постоянные температурно-усадочные швы, повышая качество (главным образом морозостойкость) бетонных поверхностей контрфорсов (устройством плит-оболочек, абсорбирующей обшивки опалубки, вакуумированием и пр.). При этом надо учитывать, что трещины в контрфорсах вообще менее опасны, чем трещины в напорных перекрытиях.

Небольшое количество конструктивной арматуры иногда устанавливают около напорной грани — в пределах оголовка и около него (на случай недоучета расчетом растягивающих напряжений в этой зоне), а также в местах присоединения элементов жесткости (балок, ребер, стенок жесткости — при полых и двойных контрфорсах). Полые контрфорсы нашли применение в высоких многоарочных плотинах (высотой более 45 *м*).

б) Швы в контрфорсах (фиг. 20—17) бывают: 1) временные строительные (рабочие), усадочные (служащие иногда и осадочными) — одиночные и двойные (см. фиг. 20—5) и 2) постоянные эксплуатационные (конструктивные) температурно-усадочные, служащие иногда и осадочными.

Направления швов не должны совпадать с линиями вероятных направлений разрушения кладки (линиями скольжения) — см. п. 20—3,3.

Строительные швы устраивают горизонтальными или слабо наклонными в сторону верхнего бьефа, со штрабами или шпонками. Расстояния между строительными швами по высоте обычно 3—4,5 *м*, иногда больше (например, 9 *м*). Одиночные усадочные швы по конструкции аналогичны строительным швам со шпонками, располагают их или перпендикулярно строительным швам, т. е. вертикально, или несколько наклонно (фиг. 20—17,*а*), или по траекториям первого главного нормального напряжения при полном водохранилище (фиг. 20—17,*б*), что лучше в статическом, но сложнее в производственном отношении [8]. Рассматриваемые швы, как и строительные, разбивают кладку на блоки бетонирования.

Сочетание усадочных швов с временными осадочными (на период строительства) приведено на схеме фиг. 20—17,*в*. В результате бетонирования контрфорсов упомянутой в п. 2«б» многоарочной плотины высотой 57 *м* секциями *I*, *II*, а затем *III*, значительная часть неравномерной осадки сложного основания из песчаников и сланцев произошла в период строительства и не влияла на напряжения в арках.

Более дорогие и реже применяемые (когда хотят обеспечить особо хорошую монолитность кладки, например, в сейсмических районах при высоких плотинах) «двойные» (бетонируемые) усадочные швы (см. фиг. 20—5) устраивают или вертикальными (удобнее в производстве работ), или по траекториям главных нормальных напряжений. По окончании в основном усадочных явлений в бетоне в прохладное время года швы заделывают. Двойные швы делают или зубчатыми, или со шпонками, с выпуском арматуры из соседних блоков (обычно без разрывов). Расстояния между усадочными швами обычно 8—12,5 *м*, иногда несколько больше.

Постоянные температурно-усадочные швы целесообразно устраивать в тех случаях, когда приходится опасаться чрезмерных температурных (а иногда и небольших осадочных) деформаций, преимущественно при высоких плотинах, особенно многоарочных. Такие швы целесообразно располагать по траекториям главных (наибольших) нормальных напряжений (фиг. 20—17,*г*), устраивая в швах шпонки с некоторыми зазорами и уничтожая сцепление в шве (обмазка битумом). Швы эти должны соединяться со швами в напорном перекрытии (фиг. 20—17,*г*).

в) Сквозные контрфорсы, не получившие пока распространения, могут иметь различную конструкцию (рамного типа — см. фиг. 20—6, в виде параллельных низовой грани колонн и связей жесткости). Такие контрфорсы могут опираться или на сплошную фундаментную плиту, или на сплошные в нижней части контрфорсы (комбинированные контрфорсы), или же на отдельные фундаменты под наклонными колоннами сквозных контрфорсов.

Есть основания предполагать, что для невысоких плотин могут быть рациональными сквозные контрфорсы из сборных или частично сборных элементов.

6. Элементы жесткости

а) Тип и размеры элементов жесткости назначаются в зависимости от местных условий (высота плотины, наличие или отсутствие сейсма и т. д.). В сейсмических районах обычно оказывается необходимым устраивать балки жесткости (см. фиг. 20—1,*а, г*) или стенки жесткости (см. фиг. 20—5) при полых контрфорсах, исходя из расчета на боковые сейсмические силы. Устойчивость контрфорсов при продольном изгибе обычно легко обеспечивается при любом виде элементов жесткости (балках, ребрах, см. фиг. 20—1,*б*, или стенках), а при не слишком высоких плотинах (до 40—70 *м*) и не слишком тонких контрфорсах — даже при отсутствии элементов жесткости.

б) Ребра и стенки жесткости устраивают или вертикальными (проще в выполнении), или параллельными низовой грани контрфорса (точнее, статический расчет).

Балки жесткости (см. фиг. 20—1,*а, г*) целесообразно располагать рядами, параллельными низовой грани контрфорсов.

Соединение балок жесткости с контрфорсами бывает жестким или шарнирным (свободно заложенные в ниши балки или соединенные с контрфорсом шарниром из арматуры). При разрезных конструкциях напорного перекрытия целесообразно шарнирное соединение балок с контрфорсами (подробней см. [8]).

20—2. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ ЭЛЕМЕНТОВ И ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ КОНТРФОРСНЫХ ПЛОТИН

1. Плоские напорные плиты

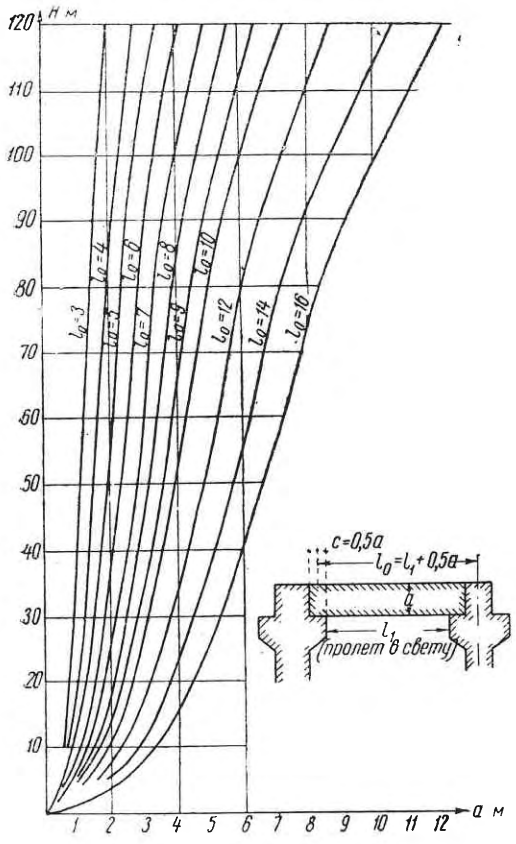
а) Толщина плиты у гребня $a_в$ для выстроенных довольно старых плотин обычно составляет 0,2—0,5 *м*. Для удобства механизированных работ целесообразно принимать $a_в$ не менее 0,8—1,0 *м*.

б) Толщина разрезной напорной плиты a в любом сечении на глубине H под горизонтом верхнего бьефа может быть приближенно определена по графику фиг. 20—18, составленному А. И. Островским для марки бетона $R_б$=200 *кг/см*² при нагрузке только от гидростатического давления воды с напором H и от составляющей собственного веса плиты, при угле наклона плиты к горизонту ψ_1 =45°. График составлен с учетом предупреждения появления трещин.

Процент армирования плиты μ одиночной рабочей арматурой может быть определен по приближенной зависимости А. И. Островского:

$$\mu \approx 0{,}1 + 0{,}0015\,R_б, \qquad (20—1)$$

где $R_б$ — марка бетона в *кг/см*².



Фиг. 20—18. График для предварительного определения толщины разрезной плоской напорной плиты (по А. И. Островскому, г. Ташкент)

Следует заметить, что значение μ по этой формуле представляется несколько заниженным и в ряде случаев оно несколько увеличивается (см., например, [6]).

2. Водосливные плиты

Толщину водосливной плиты в настоящее время обычно принимают не менее 0,8—1 *м;* однако бывают и более тонкие плиты (например, 0,4 *м*).

3. Фундаментные плиты

Толщину и армирование фундаментных плит определяют по расчету. Обычно толщину фундаментной плиты принимают не меньше (чаще несколько больше) толщины контрфорсов понизу.

4. Арочные перекрытия

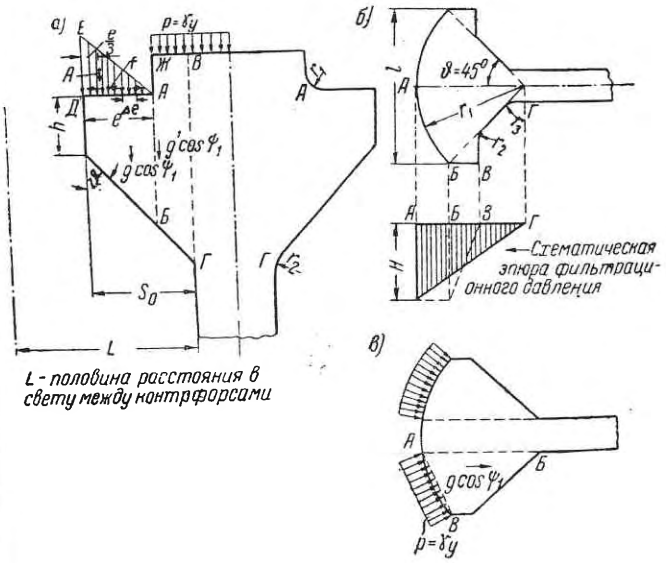
Для предварительного определения толщин арок можно воспользоваться графиками, дающими значения относительных напряжений в пяте арки в зависимости от половины центрального угла арки и относительной толщины ее при действии равномерного давления воды (см., например, [1]), или при совместном действии равномерного давления воды, понижения температуры и усадки бетона.

Армирование арки (обычно двойной арматурой) производится в зависимости от величины растягивающих напряжений.

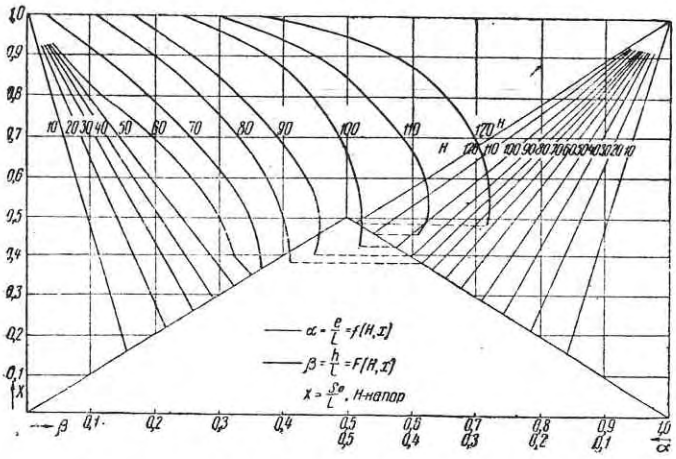
Толщина арки поверху обычно принимается равной $a_в \approx 0{,}25 \div 0{,}75$ *м*. Для удобства работ современными индустриальными методами желательно иметь $a_в \geqslant 0{,}8 \div 1$ *м*.

5. Консольные оголовки контрфорсов

а) Предварительные размеры консольных выступов плотин с плоскими плитами при угле $\vartheta = 45°$ (фиг. 20—19,*а*) могут быть определены по графику, составленному А. И. Островским (фиг. 20—20) для марки бетона $R_б = 140$ *кг/см*² и проценте армирования консоль-



Фиг. 20—19. Схемы к расчету консольных оголовков контрфорсов



Фиг. 20—20. График для предварительного определения размеров консольных выступов контрфорсов (по А. И. Островскому). Обозначения размеров — см. фиг. 20—19

ного выступа рабочей арматурой $\mu = 0{,}3$ (без учета сил F и $g \cos \psi_1$, указанных на фиг. 20—19,*а*).

По А. И. Островскому экономично принимать увеличенные выступы с $x = \frac{s_0}{L} = 0{,}5 \div 0{,}8$; принимать $x = \alpha$, т. е. $s_0 = e$ (обозначения см. на фиг. 20—19,*а* и 20—20) целесообразно лишь при высоте плотин до 30 *м*.

б) Очертание консольных оголовков плотин с массивными консольными оголовками контрфорсов (см. фиг. 20—1,*в*) предварительно может приниматься по аналогии с оголовками выстроенных современных плотин этого типа (см., например [8], фиг. 43, 45, 46 и 47), в частности по схеме фиг. 20—19,*б*.

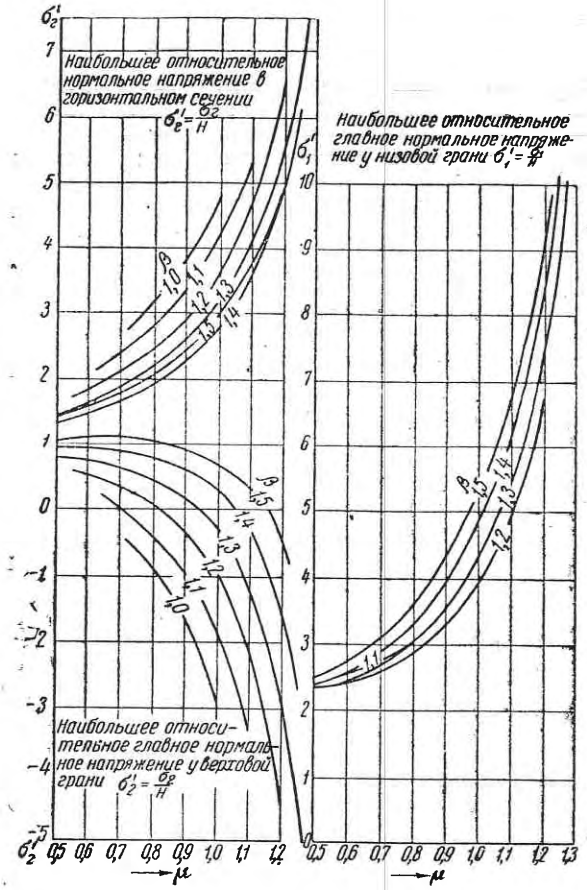
6. Контрфорсы

а) Для предварительного определения размеров контрфорсов могут быть использованы следующие способы.

1) Способ проектирования «равнопрочных» контрфорсов с использованием соответствующих графиков (см. [8], стр. 136—154). В запроектированные таким способом контрфорсы затем потребуется внести некоторые довольно значительные конструктивные изменения (см. [8]).

2) Использование графиков А. И. Островского, приведенных на фиг. 20—21. Принятые на этих графиках обозначения ясны из фиг. 20—22. Графики составлены для следующих условий: коэффициент трения $f = 0{,}7$; коэффициент устойчивости контрфорса на сдвиг $K_c = 1{,}1$ (при $f = 0{,}7$ без учета сил сцепления); объемный вес бетона $\gamma_1 = 2{,}3$ *т/м*³; $\delta = \frac{d_в}{l} = 0{,}1$; возможные дополнительные нагрузки (давление наносов, сейсмические силы и пр.) не учитываются.

Пользуясь графиками фиг. 20—21, надо иметь в виду, что наименьший объем контрфорса будет при наибольшем возможном β (т. е. при наименьшем ϑ). Обычно принимают $\beta = 1{,}2 \div 1{,}4$. Значения μ и β по графикам надо принять таким образом, чтобы отно-



• *Фиг. 20—21. Графики* $\sigma = f(\beta, \mu)$ *для расчета треугольных контрфорсов переменной толщины элементарным способом (по А. И. Островскому)*

сительные напряжения $\sigma_г'$, σ_1' и σ_2' не превосходили допускаемых, равных:

$$[\sigma_г'] = \frac{[\sigma_г]}{H}; \qquad (20—2)$$

$$[\sigma_1'] = \frac{[\sigma_1]}{H}; \qquad (20—3)$$

$$[\sigma_2'] = \frac{[\sigma_2]}{H}, \qquad (20—4)$$

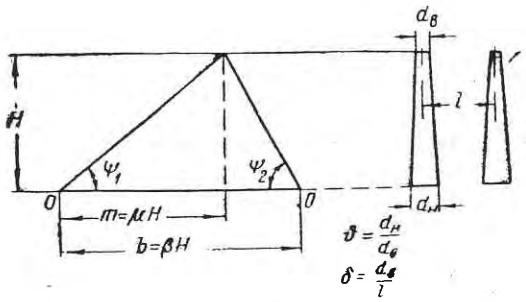
где $[\sigma_г]$ — допускаемое давление на грунт;
$[\sigma_1]$ — допускаемое напряжение в бетоне при сжатии;
$[\sigma_2]$ — допускаемое напряжение в бетоне при растяжении (см. гл. 10).

Марку бетона для контрфорсов обычно принимают $R_б = 140$ *кг/см*², иногда — более высокую, редко—более низкую.

Надо иметь в виду, что в случае, если напряжение на грунт получается больше допускаемого, возможно местное уширение подошвы фундаментной части контрфорса.

Величину ϑ по найденным μ и β определяют из зависимости:

$$\vartheta = \frac{10{,}2 - 6{,}5\,\mu - 0{,}5\,\beta}{\beta}. \qquad (20—5)$$



Фиг. 20—22

3) Способ предварительного назначения размеров контрфорсов по аналогии с таковыми для современных построенных или детально запроектированных плотин в аналогичных условиях (аналогичные напор, грунты и пр.).

б) Для контрфорсов многоарочных плотин угол ψ_1 (фиг. 20—22) не следует принимать меньше 48°; обычно для этих плотин можно принимать $\psi_1 = 48° \div 50°$.

в) Ориентировочные рекомендуемые расстояния между осями контрфорсов l (фиг. 20—22) указаны в табл. 20—1.

Таблица 20—1

Ориентировочные расстояния между осями контрфорсов

Напор H в $м$	Расстояние между осями контрфорсов l в $м$			
	плотины с плоскими плитами и относительно тонкими элементами	плотины с плоскими плитами и массивными элементами	плотины с массивными консольными оголовками контрфорсов	плотины многоарочные
1	2	3	4	5
До 30	5—8	8—12	—	10—18
30—60	—	10—15	9—12	15—26
60—120	—	12—20	12—18	20—30
Более 120	—	15—25	18—25	25—35

Примечание. При детальном проектировании выбранное значение l следует обосновать экономическими подсчетами.

7. Определение некоторых технико-экономических показателей

а) Подсчет объемов бетонной кладки плотины, расхода арматуры и поверхности опалубки производится на основе чертежей запроектированной плотины и лишь для предварительного ориентировочного определения этих величин здесь могут быть использованы соответствующие приближенные графики (см., например, [8]) или соотношения.

Ориентировочные данные о том, во сколько раз уменьшается объем бетонной кладки контрфорсных плотин различных типов по сравнению с объемом бетонной кладки гравитационных плотин $\left(\eta = \frac{v_{бет.гравит}}{v_{бет.контрф}}\right)$ и о расходе арматуры g в килограммах на 1 $м^3$ бетона для контрфорсных плотин приведены в табл. 20—2.

Таблица 20—2

Значения η и g

Тип контрфорсной плотины	η	g в $кг/м^3$	Примечание
Плотины с плоскими плитами без фундаментной плиты, с относительно тонкими элементами (H до 30 $м$)	2,5—5	30—50	С уменьшением высоты плотины обычно η и g несколько уменьшаются
То же, но с относительно массивными элементами	1,5—3	20—40	С увеличением высоты плотины обычно g несколько уменьшается
Плотины с плоскими напорными плитами и фундаментной плитой	1,15—2,5*	35—70	
Плотины с массивными консольными оголовками контрфорсов (H более 30 $м$) . . .	1,5—2	6—20	С увеличением высоты плотины η обычно увеличивается
Многоарочные плотины	1,7—5 (чаще 2,5—4)	30—80	

* Меньшие значения η (порядка $\eta = 1{,}15 \div 1{,}4$) относятся к водосливным плотинам (к секции плотины, а не только к водосливному порогу) на слабых основаниях, с затворами достаточно больших размеров, которые требуют устройства довольно массивных быков; большие значения η относятся к плотинам с тонкими элементами при отсутствии затворов на гребне или при небольших размерах последних, не требующих устройства массивных быков.

б) Оборачиваемость опалубки для контрфорсных плотин ориентировочно может быть принята шестикратной.

в) При технико-экономических сопоставлениях вариантов контрфорсной плотины с вариантом плотины гравитационной следует учитывать, что для строительства контрфорсной плотины потребное количество рабочей силы обычно несколько уменьшается, но квалификация рабочих должна быть в общем более высокой, чем при строительстве гравитационных плотин; потребность во внешнем транспорте при строительстве контрфорсной плотины уменьшается в среднем в 1,5—2 раза.

г) Стоимость контрфорсной плотины. На стадии проектного задания она может определяться методом приведенного бетона.

При этом, по предложению инж. В. И. Станкевича, можно пользоваться следующими выражениями для коэффициента приведения $v_{пр}$ железобетона к бетону (данной марки):

для фундаментных плит

$$v_{пр} = 1 + 0{,}006\,a, \qquad (20—6)$$

где a — содержание арматурной стали в $кг$ в 1 $м^3$ бетона;

для всех остальных элементов контрфорсной плотины (контрфорсов, быков, перекрытий и пр.)

$$v_{пр} = 1 + 4{,}0g + 0{,}006\,a, \qquad (20-7)$$

где a — имеет прежнее значение;

g — дополнительный расход лесоматериалов на опалубку сверх 0,012 $м^3$ на 1 $м^3$ бетона; $g = g_0 - 0{,}012$ (g_0 — полный расход лесоматериалов опалубки на 1 $м^3$ бетона).

При детальных сравнениях (в приведенном бетоне) контрфорсных плотин с плотинами других типов, например, гравитационными, следует учитывать наличие различных марок бетона в различных частях этих плотин, вводя соответствующие соотношения между стоимостью бетона различных марок, т. е. приводя бетон разных марок к бетону одной марки.

д) При применении абсорбирующей обшивки опалубки (оборачиваемость обшивки однократная) стоимость опалубочных работ по ориентировочным данным возрастает примерно в 1,3—1,6 раза по сравнению с их стоимостью при обычной деревянной щитовой опалубке без абсорбирующей обшивки; однако и при применении абсорбирующей обшивки стоимость опалубочных работ не велика и составляет в среднем около 5—12% стоимости всех работ по возведению контрфорсной плотины. В случае, если вместо опалубки с абсорбирующей обшивкой применять железобетонные плиты-оболочки, то ориентировочно стоимость опалубочных работ дополнительно возрастет на 5—10% (с учетом того, что железобетонные плиты-оболочки войдут в тело плотины, т. е. уменьшится объем укладываемого бетона), что очень мало отразится на полной стоимости плотины.

По данным проектных проработок стоимость контрфорсных плотин на скальных основаниях обычно меньше стоимости гравитационных плотин на 15—40%, а в отдельных случаях (особенно при высоких глухих плотинах) и несколько более чем на 40%.

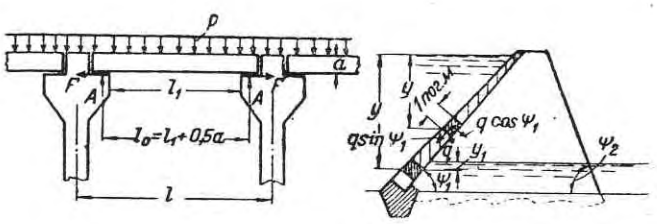
При нескальных основаниях и контрфорсных плотинах глухих или водосливных без затворов (или с небольшими затворами, не требующими массивных быков) экономия в стоимости (по отношению к гравитационным плотинам) получается примерно такого же порядка, как указывалось выше, но обычно все же несколько меньше. При водосливных контрфорсных плотинах с достаточно большими затворами (массивные быки) и при слабых основаниях (толстая фундаментная плита) экономия в стоимости их (секции плотины, а не только водосливного порога) заметно снижается и обычно не превосходит 10—15%, а в отдельных случаях (особенно при небольших высотах плотины) может быть еще меньшей (несколько процентов) и в редких случаях даже вообще отсутствовать, учитывая производственные усложнения, которые могут возникнуть при строительстве таких плотин (при пропуске больших строительных расходов, при бетонировании наклонных довольно тонких железобетонных элементов и т. п.).

20—3. РАСЧЕТ КОНТРФОРСНЫХ ПЛОТИН

1. Расчет напорных перекрытий

а) Разрезные плоские плиты. При расчете обычно рассматривается полоса плиты шириной 1 *пог. м.*

Основными силами, действующими на плиту, являются (фиг. 20—23): 1) давление воды интенсивностью $p = \gamma y$ (γ — объемный вес воды) или $p = \gamma (y - y_1)$, если рассматриваемая часть плиты погружена под уровень нижнего бьефа; 2) составляющая собственного веса плиты интенсивностью $q \cos \psi_1 = a\, \gamma_1 \cos \psi_1$ (a — толщина плиты[1] и γ_1 — объемный вес железобетона); 3) силы трения $F = Af_{оп}$, где A — опорная реакция плиты, $f_{оп}$ — 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).



Фиг. 20—23. Схемы к расчету плоской разрезной напорной плиты

В соответствующих случаях учитываются также дополнительные нагрузки, действующие на плиту: давление отложившихся у плотины наносов, давление льда, сейсмические силы (см. гл. 7). От действия указанных сил определяются, как для балки на двух опорах пролетом $l_0 = l_1 + 0{,}5a$ (фиг. 20—23), изгибающие моменты, поперечные и продольные (F) силы и затем в соответствии с ГОСТ 4286-48 (см. гл. 10) — необходимая толщина плиты a и ее армирование, исходя из удовлетворения условий прочности и отсутствия образования трещин.

б) Арки многоарочных плотин являются «тонкими» (малой кривизны) и их вполне допустимо рассчитывать обычным приближенным методом строительной механики (см., например, [1] и [6]), широко используя графики. Если же имеются более точные решения, не требующие сложных вычислений (даны простые графики), то целесообразно использовать результаты этих решений.

Так, для расчета круговых жестко заделанных в пятах арок на равномерное давление воды и на переменную температуру имеются простые графики и формулы [7].

Основными факторами, действующими на арку и подлежащими учету, являются: равномерное и неравномерное (при наклонных арках) давление воды, равномерное и неравномерное изменение температуры, усадка бетона и составляющая собственного веса арки. В соответствующих случаях учитываются также дополнительные нагрузки: давление наносов, льда, сейсмические силы.

При подборе поперечных сечений бетона и арматуры арок производят расчет не только из условия надежности арки против разрушения, но и из условия отсутствия образования трещин (см. ГОСТ 4286-48, [6], а также гл. 10).

Очень тонкие арки следует поверить на устойчивость (см., например, [8]).

в) Консольные оголовки контрфорсов. Элементарный расчет опорных утолщений контрфорсов под плитами ведется, как расчет консолей (см. фиг. 20—19,*а*). При

[1] Предварительно может быть определена в соответствии с указаниями п. 20—2,1.

этом расчетным является сечение *АБ*, а при увеличенных выступах также и сечение *ВГ*. Приближенно принимается, что реакция плиты *А* распределяется по треугольной эпюре *АДЕ*, т. е. приложена на расстоянии $\frac{e}{3}$ от конца выступа. Составляющей собственного веса консольного выступа $g\cos\psi_1$ (или $g'\cos\psi_1$ — при расчетном сечении *ВГ*) обычно в расчете пренебрегают, однако учитывать ее следует.

Следует учитывать также действие сил трения $F=fe=Af_{on}$ (см. выше п. «а»), возникающих в плоскости *АД* при понижении температуры (случай повышения температуры более благоприятный—*F* с обратным знаком).

В соответствующих случаях учитываются давление наносов, льда и сейсмические силы (в величине реакции плиты *А*, нагрузке на площадку *ЖВ*, в усилиях, приложенных к массе расчетной части оголовка).

Далее, для расчетного сечения от всех действующих сил определяют изгибающий момент *М* и перерезывающую силу *Q*, после чего производят расчет сечения в соответствии с ГОСТ 4286-48 с соблюдением условий прочности и отсутствия образования трещин.

Значение μ можно принимать по формуле (20—1).

В случае элементарного расчета консольных утолщений плотин с массивными консольными оголовками контрфорсов в принципе сохраняется в силе указанное выше, но меняется характер эпюры давления на консоль и ее форма (см. фиг. 20—19,*в*). Дугу *АВ* при этом можно заменить хордой *АВ*. Армирования таких оголовков обычно по расчету не требуется.

Для более точного определения напряжений в консольных утолщениях контрфорсов (см. фиг. 20—19, *а, б, в*) применяют исследования на моделях оптическим методом или расчет по теории упругости при использовании решений, данных акад. Б. Г. Галеркиным для плотин и консольных балок трапецоидального профиля [8].

Местные напряжения около углов можно существенно уменьшить путем округления этих углов (см. r_1 и r_2 на фиг. 20—19,*а* и r_2, r_3 на фиг. 20—19,*б*).

2. Расчет водосливных плит

На водосливную плиту, кроме собственного веса плиты, действует гидродинамическое давление переливающейся через плотину воды, а иногда и сейсмические силы и удары льдин (при донном режиме в нижнем бьефе и, если имеется основание предполагать, что вращающиеся в вальце льдины смогут «пробить» водосливную струю, — при тонкой струе).

Гидродинамическое давление зависит от очертания профиля водослива. При вакуумном профиле следует учитывать эпюру вакуума, при безвакуумном профиле давление на плиту очень мало, иногда его в запас принимают равным толщине струи. На носке плотины учитывают центробежную силу; при этом величина избыточного давления $\frac{p}{\gamma}$ (на единицу площади) может быть приближенно определена по формуле:

$$\frac{p}{\gamma}=\left(1+\frac{v^2}{gR}\right)h, \qquad (20—8)$$

где v — скорость движения воды на носке;
h — толщина струи на носке;
R — радиус кривизны поверхности носка;
g — ускорение силы тяжести.

При расчетах следует также определить температурные напряжения в водосливных плитах, особенно, если они неразрезные.

3. Расчет контрфорсов на прочность

а) Основными нагрузками, действующими на контрфорс, являются: давление воды (с верхнего бьефа, а иногда и с нижнего); вес напорного перекрытия, если оно жестко соединено с контрфорсом, или составляющая этого веса, нормальная к верховой 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.

В соответствующих случаях могут действовать на контрфорс и дополнительные силы: давление наносов, отложившихся в верхнем бьефе, давление льда, сейсмические силы и пр. Формулы для быстрого подсчета главнейших из указанных сил см. [1] и гл. 7.

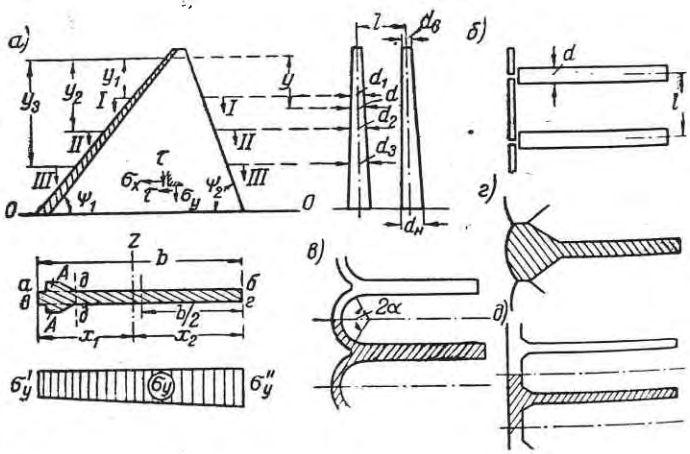
б) Расчет на прочность контрфорсов производится по допускаемым напряжениям (см. ГОСТ 4286-48). Растягивающие напряжения могут быть допущены в установленных пределах.

в) Если напорное перекрытие отделено от контрфорса швом, то расчет контрфорса производят без введения в расчетное сечение напорного перекрытия, учитывая в качестве действующей силы составляющую (нормальную к напорной грани) веса последнего.

Напряжения в контрфорсе в данном случае могут быть определены или соответствующим методом теории упругости [8], особенно для высоких плотин, что предпочтительней[1], или элементарным методом строительной механики.

При расчете контрфорсов элементарным методом (при всех его разновидностях) принимается линейный закон распределения нормальных напряжений $\sigma_{yв}$ горизонтальных сечениях контрфорса.

В случае, если при расчете не учитываются консольные утолщения контрфорсов *А* (фиг. 20—24,*а*), т. е. за расчетные принимаются горизонтальные прямоугольные



Фиг. 20—24. Схемы к расчету контрфорсов на прочность

[1] Недостатком такого расчета является приближенность учета консольных утолщений контрфорса у верховой грани (элементарным методом или включением в нагрузку от напорного перекрытия), которые часто вообще не учитываются.

Таблица 20—3

Формулы для определения напряжений

Виды напряжения	Напорная грань	Низовая грань
Главные нормальные	$\sigma'_1 = \gamma y \frac{l}{d}$ * (20—11)	$\sigma''_1 = \frac{\sigma''_y}{\sin^2 \psi_2}$ (20—12)
	$\sigma'_2 = \frac{\sigma'_y}{\sin^2 \psi_1} - \gamma y \frac{l}{d} \operatorname{ctg}^2 \psi_1$ * (20—13)	$\sigma''_2 = 0$ (20—14)
Нормальные в вертикальных площадках	$\sigma'_x = \frac{\sigma'_1}{\sin^2 \psi_1} - \sigma'_y \operatorname{ctg}^2 \psi_1$ (20—15)	$\sigma''_x = \sigma''_y \operatorname{ctg}^2 \psi_2$ (20—16)
Скалывающие в горизонтальных (или вертикальных) площадках	$\tau' = (\sigma'_1 - \sigma'_y) \operatorname{ctg} \psi_1$ (20—17)	$\tau'' = \sigma''_y \operatorname{ctg} \psi_2$ (20—18)
Главные скалывающие	$T' = \frac{\sigma'_y - \sigma'_1}{2\sin^2 \psi_1}$ (20—19)	$T'' = \frac{\sigma''_1}{2} = \frac{\sigma''_y}{2\sin^2 \psi_2}$ (20—20)

* Эти выражения для напорной грани приближенны. Точно они соответствуют схеме фиг. 20—24,*б*. Указанные выражения приближенно могут быть отнесены к сечению *д—д* за консольными выступами (фиг. 20—24, *а*), что обычно и делается, на самом же деле в этом сечении напряжения σ_1 и σ_2 несколько отличны от указанных. В действительности непосредственно на напорной грани $\sigma'_1 = \gamma y$ и $\sigma'_2 = \frac{\sigma'_y}{\sin^2 \psi_1} - \gamma y \operatorname{ctg}^2 \psi_1$. Наиболее опасной зоной в отношении возникновения растягивающих напряжений, таким образом, является зона около сечения *д—д*, а не непосредственно напорная грань.

сечения (*I—I, II—II, ..., 0—0*) *абгв* [1], то краевые напряжения σ_y определяются из известной зависимости:

$$\sigma_y = \frac{\Sigma P}{F} \pm \frac{\Sigma M}{W}, \qquad (20—9)$$

где ΣP — сумма всех вертикальных сил;
ΣM — сумма моментов всех сил относительно центра тяжести сечения (в данном случае — *абгв*);
F и W — площадь и момент сопротивления прямоугольного сечения.

При учете консольных утолщений A надо пользоваться более общей формулой:

$$\sigma_y = \frac{\Sigma P}{F} \pm \frac{\Sigma M}{J_z} x, \qquad (20—10)$$

где J_z — момент инерции относительно оси *z—z*, проходящей через центр тяжести рассматриваемого сечения;
x — расстояние от оси *z—z* до рассматриваемого места сечения;
F — площадь полного сечения с консольными выступами; остальные обозначения прежние (ΣM здесь относительно оси *z—z*; положительное значение момента — по часовой стрелке).

[1] При такой предпосылке и треугольном контрфорсе (см. фиг. 20—22), подверженном действию лишь основных сил (давлению воды, принимаемому до вершины треугольного контрфорса, и собственному весу контрфорса) и составлены приведенные выше, в п.20—2, 6, графики для предварительного определения размеров контрфорса.

Напряжение на напорной грани σ'_y следует определять, принимая в формуле (20—10) $x=x_1$ (см. фиг. 20—24,*а*) и знак минус у второго члена формулы, напряжение у низовой грани σ''_y — принимая $x=x_2$ и знак плюс.

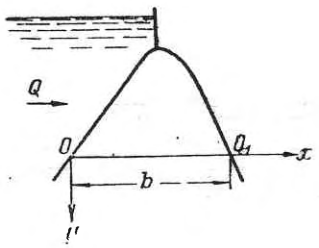
Остальные напряжения на гранях определяются по формулам, приведенным в табл. 20—3.

г) Если напорное перекрытие жестко соединено с контрфорсами, то указанные выше расчеты по теории упругости становятся менее точными; то же и элементарные методы расчета. При последних пользуются для определения напряжений σ_y формулой (20—10), причем в расчет вводятся Т-образные сечения с напорными перекрытиями (на фиг. 20—24, *в, г, д* заштрихованы). Иногда, а для приближенных подсчетов обычно, пользуются и формулой (20—9), условно считая напорные перекрытия отделенными от контрфорсов.

Другие напряжения на гранях определяются по формулам, приведенным в табл. 20—3.

д) Все напряжения в любой точке внутри тела контрфорса (не на гранях), определять которые следует для плотин больших, а иногда и средних высот, с целью построения траекторий главных напряжений, кривых возможных разрушений и кривых равной прочности кладки (см. ниже), при расчетах методами теории упругости легко подсчитываются по соответствующим формулам при подстановке в них координат точки. При элементарном методе расчета все напряжения внутри контрфорса могут быть приближенно определены следующим образом.

При принятом линейном законе распределения на-



Фиг. 20—25

пряжений σ_y в любом горизонтальном сечении $0—0_1$ имеем (фиг. 20—25):

$$\sigma_y = Ax + B, \qquad (20—21)$$

где

$$A = \frac{\sigma''_y - \sigma'_y}{b} \qquad (20—22)$$

и

$$B = \sigma'_y . \qquad (20—23)$$

Касательные напряжения τ, как известно, должны при этом 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:

$$\tau = Cx^2 + Ex + F \qquad (20—24)$$

и

$$\sigma_x \approx Gx + K. \qquad (20—25)$$

Параметры C, E и F в (20—24) определяются из граничных условий: при $x = 0, \tau = \tau'$ и при $x = b$, $\tau = \tau''$ (напряжения на гранях известны, см. табл. 20—3) и из условия:

$$q' = \frac{Q'}{d} = \int_0^b (Cx^2 + Ex + F)\, dx =$$

$$= \frac{Cb^3}{3} + \frac{Eb^2}{2} + Fb, \qquad (20—26)$$

причем приближенно можно принять:

$$Q' \approx Q\frac{bd}{F}, \qquad (20—27)$$

где Q — полная сдвигающая сила для сечения $0—0_1$;
F — полная площадь рассматриваемого горизонтального сечения контрфорса (заштрихована на фиг. 20—24, *а*, *в*, *г*, *д*);
bd — площадь сечения контрфорса без учета напорного перекрытия или консольных утолщений.

Исходя из указанных условий:

$$\left.\begin{aligned} C &= \frac{6}{b^3}\left[(\tau'' - \tau')\frac{b}{2} + b\tau' - q'\right];\\ E &= \frac{6}{b^2}\left[q' - b\tau' - \frac{b}{3}(\tau'' - \tau')\right];\\ F &= \tau'. \end{aligned}\right\} \qquad (20—28)$$

Учитывая граничные условия, параметры зависимости (20—25) будут:

$$G = \frac{\sigma''_x - \sigma'_x}{b} \qquad (20—29)$$

и

$$K = \sigma'_x . \qquad (20—30)$$

Определив в любой точке σ_y, σ_x и τ, легко подсчитать и главные напряжения:

$$\sigma_1 \text{ (или } \sigma_2) = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm$$

$$\pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}\ ; \qquad (20—31)$$

$$T_{\max} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} =$$

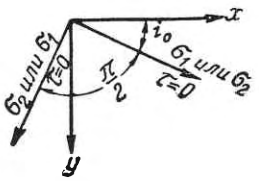
$$= \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}\ . \qquad (20—32)$$

Углы i_0, определяющие направления действия главных нормальных напряжений (фиг. 20—26), находятся из зависимости:

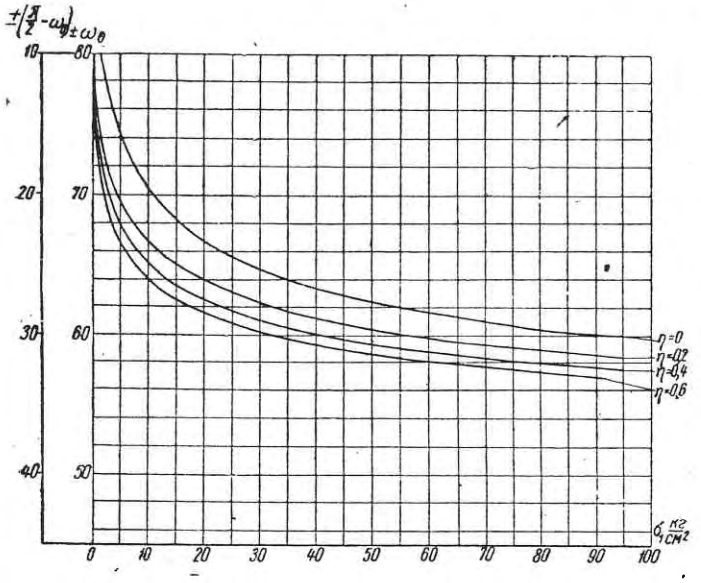
$$\operatorname{tg} i_0 = \frac{(\sigma_y - \sigma_x) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}}{2\tau}\ . \qquad (20—33)$$

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 [8]. Этот метод весьма трудоемок, требует многочисленных, хотя и простых, вычислений; он иногда применяется при детальных расчетах контрфорсов достаточно крупных плотин, предварительно рассчитанных одним из более приближенных способов.

е) Зная значения тех или иных напряжений в ряде точек контрфорса, легко построить линии одинаковых напряжений (изостаты). Наибольший интерес представляют изостаты главных нормальных напряжений σ_1 и σ_2. С их помощью строят кривые равной прочности кладки [1] и [8], характер которых учитывается при распределении марок бетона в различных частях контрфорса. Эти кривые в большинстве случаев не имеют большого практического значения, так как в контрфорсах переменной толщины напряжения распределяются довольно равномерно и, кроме того, очень низкие марки бетона (см. п. 20—2, 6«а») обычно не применяют, стремясь получить бо́льшую гарантию долговечности сооружения. Практически целесообразно строить такие кривые для контрфорсов плотин больших, а иногда средних высот. При построении кривых равной прочности кладки в зоне положительных (сжимающих) значений σ_2 коэффициент удельной прочности кладки k_l [1] следует принимать равным единице и лишь для зоны отрицательных σ_2 брать



Фиг. 20—26



Фиг. 20—27. Кривые $\pm\omega_0 = f(\sigma_1, \eta)$ для построения кривых возможных разрушений кладки контрфорсов (по Н. П. Розанову)

$k_l < 1$ по таблице, составленной проф. В. П. Скрыльниковым (см. [1] и [8]).

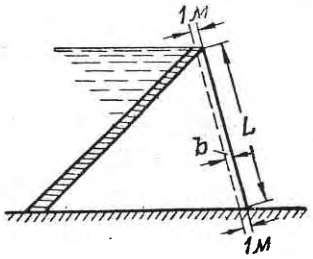
Траектории главных наибольших сжимающих нормальных напряжений строят при помощи формулы (20—33); используются они в ряде случаев для назначения положений температурно-усадочных и усадочных швов (см. п. 20—1, 5«б»).

Для построения кривых возможных разрушений кладки, с которыми не должны совпадать направления швов в контрфорсах, можно воспользоваться (см. [5] № 10, 1951) графиком $\pm\omega_0 = f(\sigma_1, \eta)$, приведенным на фиг. 20—27. При этом $\pm\omega_0$—угол между направлением наибольшего главного нормального напряжения σ_1 и направлением внешней нормали к площадке действия максимального эффективного скалывающего напряжения; $\eta = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$, причем σ_2 — наименьшее главное нормальное напряжение в данной точке.

Имея траектории главных нормальных напряжений (I рода) и зная в любой точке профиля значения главных нормальных напряжений σ_1 и σ_2 по изостатам этих напряжений, легко построить кривые возможных разрушений, откладывая значения углов $\pm\left(\frac{\pi}{2} - \omega_0\right)$, определяемых по графику фиг. 20—27, от касательных к траекториям I рода, проведенных в соответствующих точках. Как показывает анализ, максимальные значения эффективного скалывающего напряжения получаются при углах $[\omega_0]_I = +\omega_0$; эти углы и определяют кривые возможных разрушений.

4. Расчет контрфорсов на устойчивость (при продольном изгибе)

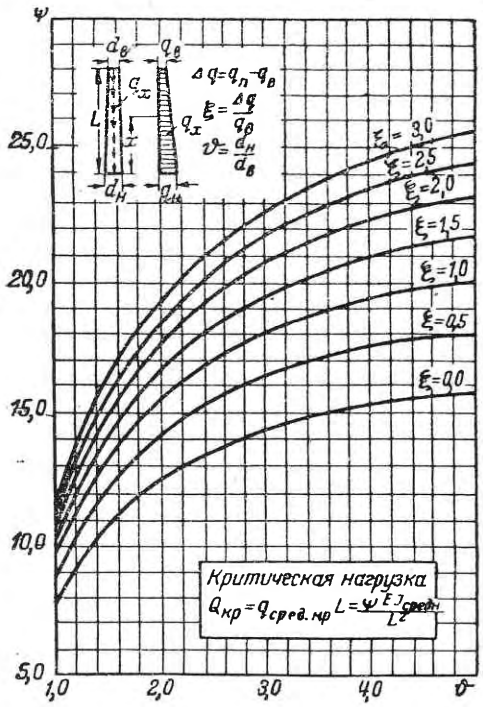
Проверка устойчивости при продольном изгибе сплошных контрфорсов переменной толщины, заделанных в основание, без балок и ребер жесткости, может быть произведена следующим образом. Параллельно низовой грани контрфорса, около нее, вырезают элемент длиной L и шириной b (удобно принять $b=1$ *м*, фиг. 20—28). Для этого элемента подсчитывают значения $\vartheta = \frac{d_н}{d_в}$ и $\xi = \frac{\Delta q}{q_в}$ (обозначения — см. на фиг. 20—29), причем ξ определяют по формуле:



Фиг. 20—28. Схема выделения расчетного элемента из сплошного контрфорса без балок и ребер жесткости при проверке его на продольный изгиб

$$\xi = \frac{4\left(\sigma''_{1н}\vartheta_1 - 2\sigma''_{1ср}\right)}{4\sigma''_{1ср} - \sigma''_{1н}\vartheta_1}, \qquad (20—34)$$

где $\vartheta_1 = \frac{d_н}{d_{ср}}$, причем $d_{ср} = \frac{d_в + d_н}{2}$ — средняя толщина контрфорса (выделенного его элемента длиной L);



Фиг. 20—29. Кривые $\psi = f(\xi, \vartheta)$ для расчета на продольный изгиб сплошных контрфорсов без балок и ребер жесткости (по Н. П. Розанову)

$\sigma''_{1н}$ — главное нормальное напряжение у низовой грани в нижнем сечении контрфорса [см. табл. 20—3 и формулу (20—12)];

$\sigma''_{1\,ср}$ — то же, но в месте средней толщины контрфорса.

Затем подсчитывают критическую нагрузку на рассматриваемый элемент контрфорса:

$$Q_{кр} = \psi \frac{EJ_{ср}}{L^2}, \qquad (20—35)$$

где $\psi = f(\xi, \vartheta)$ — коэффициент, определяемый по графику фиг. 20—29;

E — модуль упругости бетона, который для ориентировочных подсчетов с достаточной надежностью может быть здесь принят равным $E = 1{,}5 \cdot 10^6\ т/м^2$;

$J_{ср} = \frac{bd_{ср}^3}{12}$ — момент инерции сечения элемента в месте средней его толщины;

L — длина элемента.

Контрфорс можно считать устойчивым на продольный изгиб, если отношение критической нагрузки на контрфорс к действительной, т. е. коэффициент запаса η, не будет меньше допустимой величины, а именно:

$$\eta = \frac{Q_{кр}}{\sigma''_{1н}\, bd_н} \geqslant k\beta, \qquad (20—36)$$

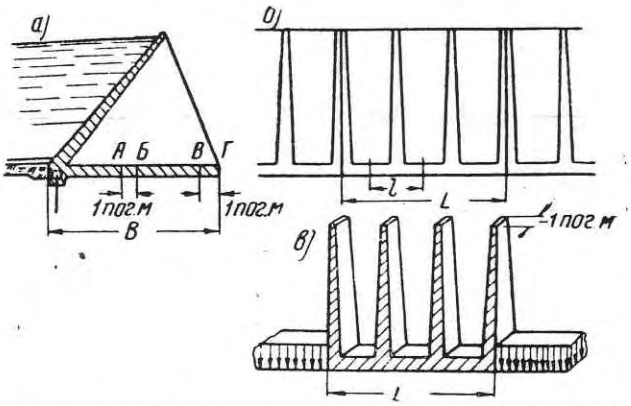
где k — коэффициент запаса при достижении предела прочности при сжатии (по ГОСТ 4286-48, см. гл. 10), выбираемый в зависимости от класса капитальности сооружения и комбинации действующих сил и нагрузок;

β — коэффициент, учитывающий неточность метода расчета; при прочных скальных основаниях $\beta = 1 \div 1{,}1$, для скалы среднего качества $\beta = 1{,}2 \div 1{,}3$, для слабой скалы $\beta = 1{,}5 \div 1{,}6$.

Приближенные расчеты устойчивости контрфорсов для ряда других более сложных случаев (при наличии сосредоточенной силы вверху элемента, балок и ребер жесткости, для некоторых видов полых контрфорсов) приведены в [8].

5. Расчет фундаментных плит

Фундаментные плиты приближенно рассчитывают, как балки на упругом основании. В случае расположения плотины на песчаном или песчано-гравелистом слое небольшой мощности, подстилаемом скалой, расчет плиты производят известными методами расчета балок на упругом основании с применением гипотезы о пропорциональности осадок напряжениям; в других случаях расчет проводят по методу проф. Б. Н. Жемочкина (см. [3] и [4]) для случая плоской деформации, учитывая при этом пригрузку грунта от соседних секций плотины (фиг. 20—30,*в*) или устоя. При расчете балки на прочность обычно выделяют элемент фундаментной плиты шириной 1 *пог. м* (*ВГ* на фиг. 20—30,*а*, иногда и другие элементы, например, *АБ*) в направлении, перпендикулярном оси



Фиг. 20—30. Схемы к расчету фундаментной плиты

плотины. Длина рассчитываемой балки L равна расстоянию между осадочно-температурными швами (фиг. 20—30,*б*).

Расчет обычно производится для эксплуатационного и строительного случаев.

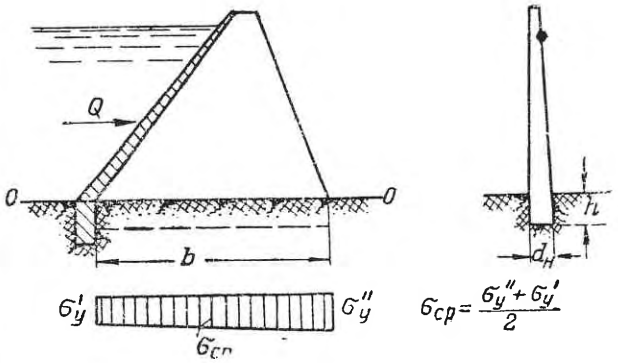
Для приближенного определения эпюры распределения напряжений под фундаментной плитой (увеличение этих напряжений к напорной и низовой граням плотины) можно рассмотреть элемент фундаментной плиты длиной B (фиг. 20—30,*а*) и шириной l (фиг. 20—30,*б*), произведя расчет по таблицам [2], учитывая при этом и жесткость контрфорсов.

Более правильным было бы рассчитывать фундаментные плиты контрфорсных плотин не как балки, а как плиты на упругом основании, но такие расчеты требуют весьма громоздких вычислений.

6. Расчет контрфорсных плотин на сдвиг

а) При скальных основаниях расчет на сдвиг рационально производить по видоизмененной формуле канд. техн. наук В. И. Щелканова, пренебрегая заделкой зуба и сопротивлением скалы за контрфорсом:

$$\frac{cF}{k_c^{I} Q} + \frac{2\sigma_{ср}^{3/4} F_1}{k_c^{II} Q} \geqslant 1, \qquad (20—37)$$



Фиг. 20—31. Схема к расчету контрфорсных плотин на сдвиг

где $\sigma_{ср}$ — среднее по сечению вертикальное нормальное напряжение в основании контрфорса в $кг/см^2$ (фиг. 20—31), т. е. $\sigma_{ср}=\frac{\sigma''_y+\sigma'_y}{2}$;

F_1 — площадь подошвы контрфорса в $см^2$ (при постоянной толщине контрфорса понизу $F_1=bd_н$);

F — площадь поверхности нижней части контрфорса, заделанной в скалу, в $см^2$ [на фиг. 20—31 $F=(2h+d_н)\,b$];

Q — сумма всех горизонтальных сил, передающихся на контрфорс, в $кг$;

c — удельное сцепление бетона со скалой в $кг/см^2$;

k_c^{I} — коэффициент запаса, принимаемый равным 3;

k_c^{II} — коэффициент запаса, принимаемый равным 1,3.

При подсчете площади F учитывается лишь глубина заделки h в прочную скалу, исключая верхний разрушенный слой скалы. В случае, если надежность заделки контрфорса является сомнительной (контрфорс заглублен в основном лишь в пределах разрушенного слоя скалы и незначительно врезан в здоровую скалу, или не обеспечивается надежное примыкание боковых граней заглубленной части контрфорса к скале), в формуле (20—37) принимается $F=F_1$.

Значение удельного сцепления c на стадии составления технического проекта рекомендуется определять на основе опытных исследований сдвига по скале достаточно крупных прибетонированных массивов. На стадии проектного задания можно пользоваться следующими ориентировочными значениями c при применении для бетона контрфорсов нормальных портландцементов:

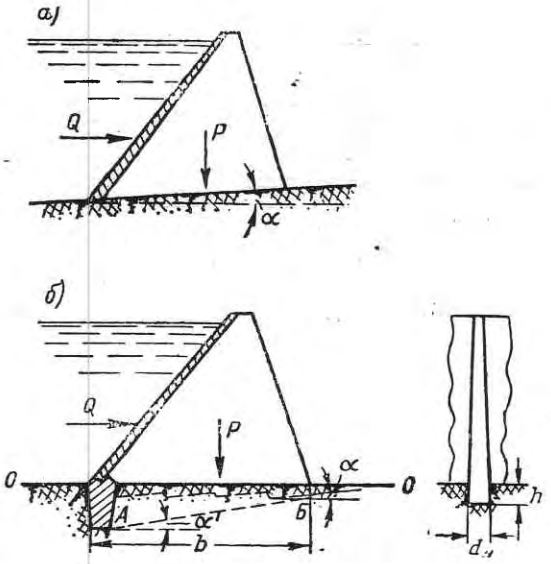
прочные скальные породы . . .	$c=12$ $кг/см^2$
скальные породы средней прочности	$c=8$ „
относительно слабые скальные породы	$c=3$ „

Одновременно с этим могут быть использованы данные, приводимые в литературе [9].

Дополнительно по формуле (20—37) рекомендуется производить поверку по плоскости шва в контрфорсе на уровне поверхности дна *0—0* (фиг. 20—31), принимая при этом площадь F равной площади F_1, а удельное сцепление c равным пределу прочности на сдвиг шва между бетонными блоками; ориентировочно можно принимать $c=0{,}125R$, где R — предел прочности бетона при сжатии в $кг/см^2$.

При подошве основания контрфорса, наклоненной под углом α к горизонту (фиг. 20—32,*а*), или при наличии в основании зубцов, наклоненных под углом α (фиг. 20—32,*б*), в формуле (20—37) следует принимать за $\sigma_{ср}$ — среднее по сечению подошвы напряжение, перпендикулярное подошве, а вместо Q вводить $Q\cos\alpha - P\sin\alpha$, где P—сумма всех вертикальных сил, действующих на основание.

При весьма жестком зубе, надежно связанном с контрфорсом, при соответствующем обосновании можно принимать за расчетную поверхность сдвига плоскость $АБ$ (фиг. 20—32,*б*), принимая вместо угла α угол α', а значение c, принимая равным пределу прочности породы основания при скалывании.



Фиг. 20—32. Схемы к расчету контрфорсных плотин на сдвиг

При предварительных подсчетах без учета сил сцепления коэффициент устойчивости плотины при сдвиге можно определять по формуле:

$$k_c=\frac{2\sigma_{ср}^{3/4}F_1}{Q\cos\alpha-P\sin\alpha}, \qquad (20-38)$$

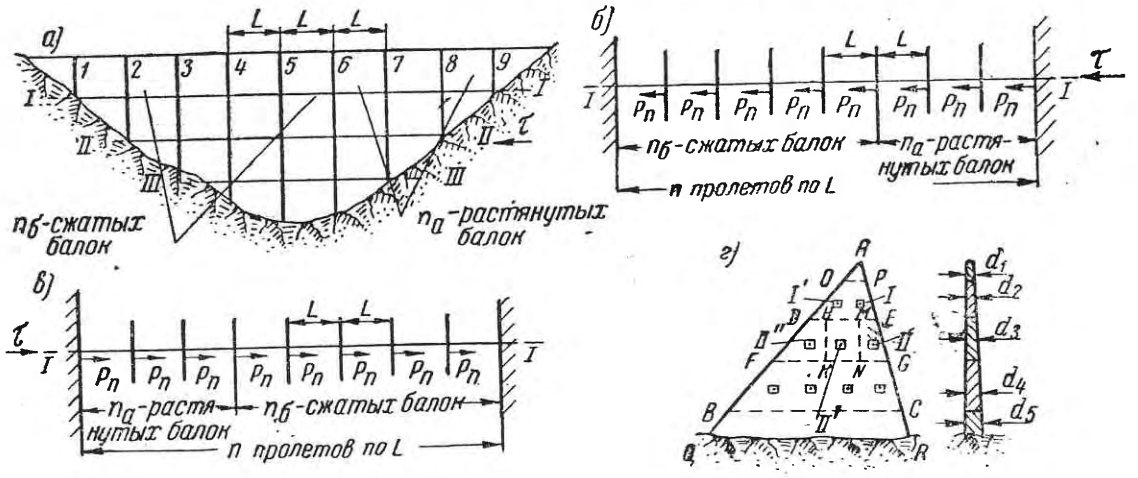
где все обозначения — прежние [или по обычной формуле (19—31), или, в частном случае $\alpha=0$, по формуле (19—27) гл. 19]. При этом минимальное допустимое значение коэффициента k_c выбирается с учетом высоты плотины (чем больше высота плотины, тем меньше сказываются неучтенные в этих формулах факторы: сцепление, наличие зуба и т. д.), ожидаемой величины c, характера заделки зуба плотины и связи его с контрфорсами, типа напорного перекрытия (связь его с контрфорсами) и т. д. Обычно принимается $k_c=0{,}75\div1{,}0$, а иногда при невысоких многоарочных плотинах даже несколько меньше (подробнее см. [8]); при плотинах средней высоты (25—50 *м*) на не слишком прочной скале и при разрезных плитах напорного перекрытия можно принимать коэффициент $k_c\approx0{,}9\div1{,}0$.

Фильтрационное давление на подошву контрфорса при расчете на сдвиг, как правило, не учитывают, так как оно очень мало и имеет место лишь в ограниченной зоне около напорного перекрытия. При массивных недренированных консольных оголовках контрфорсов фильтрационное давление желательно учесть, например, по схематической эпюре, показанной на фиг. 20—19,*б*, хотя чаще всего его не учитывают.

б) При нескальных основаниях устойчивость на сдвиг контрфорсных плотин с фундаментной плитой определяют методами, указанными в п. 19—16 гл. 19.

7. Приближенные расчеты контрфорсных плотин на боковой сейсм

а) Для сплошных контрфорсов без балок жесткости плотин с плоскими разрезными напорными плитами [8] коэффициент устойчивости k_0 на боковое



Фиг. 20—33. Схемы к расчету на боковой сейсм контрфорсной плотины с балками жесткости

опрокидывание относительно бокового ребра *0—0* (см. фиг. 20—22 или 20—24,*а*) будет:

при пустом водохранилище

$$k_0 = \frac{\xi_н [\beta\delta (2\vartheta+1) + 3(\alpha_в + \alpha_н)\cos\psi_1 \operatorname{ctg}\psi_1]}{K\left[\dfrac{2(2\alpha_в + \alpha_н)}{\sin\psi_1} + \beta\delta(\vartheta+1)\right]}; \quad (20—39)$$

при наполненном водохранилище

$$k_0 = \frac{\xi_н\left[\beta\delta(2\vartheta+1) + \dfrac{3(\alpha_н+\alpha_н)}{\sin\psi_1} + 3\dfrac{\gamma}{\gamma_1}\operatorname{ctg}\psi_1\right]}{K\left[2\dfrac{2\alpha_в + \alpha_н}{\sin\psi_1} + \beta\delta(\vartheta+1)\right]}, \quad (20—40)$$

где $\xi_н = \dfrac{d_н}{H}$, $\alpha_в = \dfrac{a_в}{H}$, $\alpha_н = \dfrac{a_н}{H}$;

$a_в$ и $a_н$ — толщина напорной плиты поверху и понизу;

$K = \alpha k_c$ — сейсмический коэффициент (см. гл. 7);

γ — объемный вес воды;

γ_1 — объемный вес кладки, остальные обозначения — по фиг. 20—22.

При приближенном учете вертикальной составляющей сейсмического ускорения, направленной снизу вверх, иногда принимают:

$$K = \frac{K_г}{1 - K_в}, \quad (20—41)$$

где $K_г$ — сейсмический коэффициент в горизонтальном направлении;

$K_в$ — сейсмический коэффициент в вертикальном направлении, принимаемый в некоторых случаях практики для сильно сейсмических районов:

$$K_в = \frac{1}{2} K_г$$

(обычно принимают $K_в = 0$),

$$K_г = \alpha k_c, \quad (20—42)$$

причем коэффициенты α и k_c (коэффициент сейсмичности) принимаются в соответствии с «Положением по строительству в сейсмических районах» (ПСП 101-51, разделы I, II и VII) и указаны в гл. 7.

Значения k_0 не должны быть меньше:

для пустого водохранилища (формула 20—39) — $k_0 = 1{,}15 \div 1{,}3$;

для полного водохранилища (формула 20—40) — $k_0 = 1{,}40 \div 1{,}6$, причем значение k_0 в диапазоне между верхними и нижними пределами назначается в зависимости от ответственности сооружения.

Приближенные значения дополнительных напряжений у боковых граней сечения контрфорса по основанию:

$$\sigma_{бок.сейсма} = \pm \frac{K\gamma_1 l\left[\dfrac{2\alpha_в+\alpha_н}{\sin\psi_1} + \dfrac{1}{2}\beta\delta(\vartheta+1)\right]}{\beta\xi_н^2} \quad (20—43)$$

(все обозначения прежние).

Эти напряжения надлежит суммировать с соответствующими напряжениями в плоскости основания, полученными для пустого и полного водохранилища при расчете контрфорса в направлении, перпендикулярном к его оси. При чрезмерных (особенно растягивающих) суммарных напряжениях, даже при допустимых значениях k_0 следует устраивать балки жесткости или переходить к полым контрфорсам.

б) При наличии балок жесткости расчет на боковой сейсм сводится к расчету этих балок (подробнее см. [8]).

Приближенный расчет их заключается в следующем.

Для того или иного рассматриваемого ряда балок жесткости (фиг. 20—33) подсчитывают сейсмические силы $P_п$, передающиеся на балки с контрфорсов:

$$P_п = K_г G, \quad (20—44)$$

где $K_г$ — сейсмический коэффициент в горизонтальном направлении (см. выше);

G — вес части контрфорса (например, *HMNK* для балок ряда II′ на фиг. 20—33,*г*), масса которой под влиянием сейсмического ускорения τ создает сейсмическую силу, передающуюся на балку.

Затем, если арматура балок жесткости надлежащим образом заанкерена в склонах ущелья и в контрфорсах, определяют число балок сжатых $n_б$ и растянутых балок $n_а$ (фиг. 20—33,*б*, *в*).* Если для всех балок длина балки $L = \text{const}$ и поперечные сечения бетона $F_б$ (с учетом приведенной площади сжатой арматуры) и арматуры $F_а$ постоянны, то $n_а$ и $n_б$ определятся путем решения системы следующих двух уравнений[1]:

$$\left.\begin{aligned} &E_а F_а \Sigma (1+2+\cdots+n_б) = \\ &= E_б F_б \Sigma (1+2+\cdots+n_а), \\ &n_б + n_а = n, \end{aligned}\right\} \qquad (20—45)$$

где $E_б$ и $E_а$ — модули упругости бетона и арматуры.

После этого можно приближенно определить максимальные напряжения $\sigma_б$ и $\sigma_а$ в бетоне сжатых балок и арматуре растянутых балок, находящихся у склонов ущелья:

$$\sigma_б = \frac{P_п n_б}{F_б}; \qquad (20—46)$$

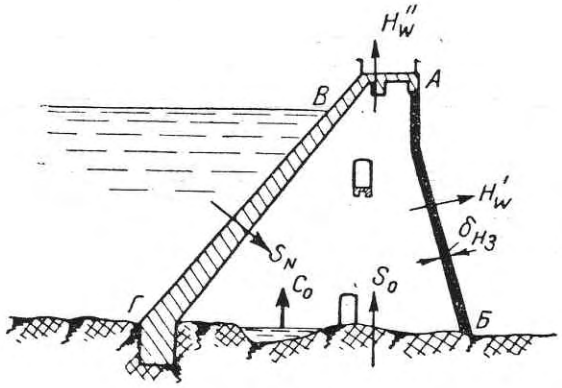
$$\sigma_а = \frac{P_п n_а}{F_а}. \qquad (20—47)$$

Значения $\sigma_б$ и $\sigma_а$ должны быть несколько меньше допускаемых величин напряжений (см. ГОСТ 4286-48 или гл. 10).

Далее надо уточнить расчет балок с учетом их изгиба от собственного веса, а также от колебаний температуры (для балок, не заложенных свободно в ниши контрфорса); сейсмическими силами, действующими вдоль балки, при этом будут: $P_п n_б$ — для сжатой балки и $P_п n_а$ — для растянутой.

8. Тепловой расчет полостей[2]

В достаточно суровых климатических (зимних) условиях при проектировании контрфорсных плотин без засыпки внутренних полостей грунтом предусматривается устройство с низовой стороны плотины теплоизоляционной стенки (*АБ* на фиг. 20—34), предохраняющей напорное перекрытие от действия на него чрезмерно низких температур. Вопрос об устройстве теплоизоляционной стенки обычно может возникнуть при среднемесячных зимних температурах ниже примерно —7, —10°. При проектировании указанной стенки производят тепловой расчет внутренней полости, в соответствии с которым назначается толщина этой стенки при выбранном ее материале. Тепловой расчет ведется для наиболее холодного зимнего месяца, обычно по среднемесячным температурам[3], причем температуру воздуха в полости можно принимать порядка от —3 до —5°, если основание полости не покрыто водой полностью или частично; при наличии воды в полости температуру воздуха в ней принимают не ниже 0°.



Фиг. 20—34. Схема к тепловому расчету внутренней полости контрфорсной плотины с теплоизоляционной стенкой

а) Тепловой расчет производят, исходя из основного уравнения теплового баланса полости (фиг. 20—34):

$$C_o + S_N + S_o + Q_п - H_w = 0, \qquad (20—48)$$

где C_o — поступление тепла с открытой водной поверхности в полости плотины;

S_N — поступление тепла со стороны верхнего бьефа из водохранилища через участок напорного перекрытия *ВГ* (фиг. 20—34);

S_o — поступление тепла от основания;

$Q_п$ — поступление тепла от прочих источников (электропечей, гидростанции и т. д.);

H_w — суммарные тепловые потери через теплоизоляционную стенку H'_w и верхнюю часть плотины *ВА* (фиг. 20—34) H''_w.

Ход расчета при этом может быть принят следующий.

1) Устанавливают расчетные параметры — температуру воды и воздуха (в том числе и в полости), толщины конструкций (кроме защитной стенки), их площади и пр.

2) Подсчитывают величины C_o, S_o, S_N и $Q_п$ (чаще $Q_п$=0) и из формулы (20—48) определяют допустимые тепловые потери H_w.

3) Подсчитывают величину H''_w.

4) По величине $H'_w = H_w - H''_w$ и принятому материалу теплоизоляционной стенки устанавливают толщину последней $\delta_{нз}$.

б) Теплоотдача открытой водной поверхности определяется по формуле:

$$C_o = I_э + C_d + C_τ, \qquad (20—49)$$

где $I_э$ — тепловое излучение;

C_d — теплоотдача при испарении (конденсации);

$C_τ$ — конвективный теплообмен воды с воздухом.

Для подсчета величин $I_э$, C_d и $C_τ$ можно воспользоваться следующими зависимостями.

* Если балки просто заложены в ниши в контрфорсах и не заанкерены в склонах ущелья, то все они будут сжаты, т. е. $n_б = n$.

[1] В [8] рассмотрен и случай $L = \text{const}$, $\sigma_б = \text{const}$, $\sigma_а = \text{const}$.

[2] Пункт 8 написан по данным исследований канд. техн. наук Б. В. Михайлова с небольшими изменениями.

[3] Желательно проводить расчет для каждого месяца зимнего периода и принимать наибольшую толщину теплоизоляционной стенки, получаемую в этих расчетах. Иногда производится расчет и при прохождении волны похолодания, соответствующей абсолютному минимуму наблюденных температур. Кратковременное понижение температуры в полости допускается при этом более значительным, чем при расчете по среднемесячным температурам, например, до —20°; иногда предусматривается кратковременный обогрев полостей в период прохождения волны похолодания.

Ориентировочно

$$I_э = 4{,}68\, F_в \left[\left(\frac{T_в}{100}\right)^4 - \left(\frac{T_{б\cdot п}}{100}\right)^4\right] \text{ккал/час}, \quad (20—50)$$

где $F_в$ — площадь поверхности воды в полости в $м^2$;
$T_в$ — абсолютная температура воды в полости, равная $273 + \tau_в$, причем $\tau_в$ — температура водной поверхности (или воды) в градусах; при ориентировочных подсчетах можно принимать $\tau_в = 0{,}5 \div 0{,}7$*;

$$T_{б\cdot п} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} F_{б.п\,i}\, T_{б.п\,i}}{\sum_{i=1}^{i=n} F_{б.п\,i}}, \quad (20—51)$$

причем $T_{б.п\,i}$ — абсолютные температуры поверхностей бетона внутри полости, равные $273 + \tau_{б.п\,i}$ ($\tau_{б.п\,i}$ — температуры этих поверхностей в градусах; индекс i обозначает номера участков бетонных поверхностей с разными температурами);
$F_{б.п\,i}$ — площади поверхностей этих участков в $м^2$.

Температура бетонных поверхностей принимается: 1) для контрфорсов — равной температуре воздуха в полости (которой, как указано выше, задаются); 2) для низовой поверхности напорного перекрытия — по формуле (20—57); 3) для внутренней поверхности низовой защитной стенки или водосливного перекрытия — по формуле (20—64) (см. ниже).

Величина теплоотдачи при испарении (конденсации)

$$C_d = 10{,}40 d\, F_в \text{ ккал/час}, \quad (20—52)$$

где d — дефицит влажности в *мм* рт. ст.;

$$d = E\left(1 - \frac{r}{100}\right); \quad (20—53)$$

E — максимальная упругость паров воды в воздухе в *мм* рт. ст. (см. табл. 20—4);
r — относительная влажность, которую для полости ориентировочно можно принимать равной 97%.

Величина теплоотдачи конвекцией

$$C_\tau = 5{,}16\, F_в (\tau_в - \tau) \text{ ккал/час}, \quad (20—54)$$

где $\tau_в$ — температура воды в полости в град.;
τ — температура воздуха в полости в град.:
$F_в$ — площадь поверхности воды в полости в $м^2$.

в) Величину поступления тепла со стороны верхнего бьефа через напорное перекрытие определяют по формуле:

* В случае искусственного впуска воды из водохранилища в полость с целью обогрева последней (предложение Б. В. Михайлова) в первой полости, в которую осуществляется впуск воды, температуру $\tau_в$ следует принимать равной температуре воды в водохранилище на уровне расположения впускного отверстия, а в последующих полостях:

$$\tau_{в\,i} = \frac{Q\tau_{в\,i-1} - 1{,}5\, C_{o\,i-1}}{Q},$$

где $\tau_{в\,i}$ — температура воды в рассматриваемой i-й полости;
$\tau_{в\,i-1}$ — температура воды в предыдущей полости;
C_{oi-1} — теплоотдача воды в предыдущей полости;
Q — расход воды в *л/час*, впускаемой в полости. Фактический расход Q рекомендуется принимать с двойным запасом против расчетного значения.

Таблица 20—4

Значения E

Температура в град.	Десятые доли градуса									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	4,58	4,61	4,65	4,68	4,72	4,75	4,78	4,82	4,86	4,89
+1	4,93	4,96	5,00	5,03	5,07	5,11	5,14	5,18	5,22	5,26
+2	5,29	5,33	5,37	5,41	5,45	5,49	5,52	5,56	5,60	5,64

$$S_N = kF_{н.п}\left(\tau'_в - \tau\right) \text{ ккал/час}, \quad (20—55)$$

где $\tau'_в$ — температура воды в водохранилище в град.;
τ — температура воздуха в полости в град.;
$F_{н.п}$ — площадь напорного перекрытия в $м^2$;
k — коэффициент теплопередачи, определяемый по формуле:

$$k = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_в} + \frac{\delta_п}{\lambda_п} + \frac{1}{\alpha_п}}. \quad (20—56)$$

В формуле (20—56):
$\delta_п$ — толщина перекрытия в *м*;
$\alpha_в$ — коэффициент тепловосприятия вода—бетон, который может быть принят равным 7 *ккал/м² час град*;
$\lambda_п$ — средний коэффициент теплопроводности бетона плиты, который может быть принят равным 1,2 *ккал/м час град*;
$\alpha_п$ — коэффициент теплоотдачи, принимаемый равным 3 *ккал/м² час град*.

Температуру воды в водохранилище $\tau'_в$ принимают в соответствии с имеющимися аналогами с учетом степени проточности, глубины водохранилища и времени зимы.

Ввиду переменности температур по глубине водохранилища целесообразно подсчитывать S_N, разбивая напорную плиту на несколько участков по высоте, для каждого из которых температура воды может быть принята постоянной.

В предварительных расчетах температуру воды в водохранилище можно принимать равной $+1°$ и постоянной по высоте. Температуру низовой поверхности напорного перекрытия (требующуюся для определения $I_э$ — см. выше п. «б») определяют по формуле:

$$\tau_{в.н} = \frac{\frac{S_N}{F_{н.п}} + \alpha_п \tau}{\alpha_п}, \quad (20—57)$$

где все обозначения — прежние.

г) Теплоотдачу основания определяют по формуле:

$$S_o = 0{,}8\, k_1\, k_2\, k_3 (1 - \tau) F_{ос} \text{ ккал/час}, \quad (20—58)$$

где τ — температура воздуха в полости в град.;
$F_{ос}$ — площадь основания в пределах полости, не покрытая водой, в $м^2$;
k_1 — коэффициент, учитывающий род основания и принимаемый для скальных оснований равным 1,0, а для нескальных 0,9;

k_2 — коэффициент, учитывающий период зимы, принимаемый равным 2,0 для первого месяца зимы и 1,0 — для последнего месяца зимы (для промежуточных месяцев определяется по линейной интерполяции);

k_3 — коэффициент, учитывающий климатические условия расположения плотины, принимаемый равным 1,5—2,0 для районов средней полосы и 1,0 для районов Крайнего Севера.

д) Поступление тепла в полость от электронагревательных приборов (электропечей) можно определять по формуле:

$$Q_{\text{п}} = 864\,N \text{ ккал/час}, \qquad (20—59)$$

где N — мощность электроприбора в *квт*.

е) Тепловые потери через низовую защитную стенку в общем случае будут:

$$H'_w = H'_{\text{т}} + H'_{\text{э}}, \qquad (20—60)$$

где $H'_{\text{т}}$ — тепловые потери за счет теплопроводности стенки;

$H'_{\text{э}}$ — тепловые потери за счет лучистого лучеиспускания.

Так как обычно потери $H'_{\text{э}}$ невелики, то можно принимать:

$$H'_w \approx H'_{\text{т}}, \qquad (20—61)$$

причем

$$H'_{\text{т}} = kF_{\text{н.з}}(\tau - \tau_{\text{н}}) \text{ ккал/час}, \qquad (20—62)$$

где $F_{\text{н.з}}$ — площадь низовой защитной стенки в $м^2$;

$\tau_{\text{н}}$ — расчетная среднемесячная температура наружного воздуха в град.;

k — коэффициент теплопередачи, определяемый по формуле:

$$k = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_{\text{п}}} + \frac{\delta_{\text{н.з}}}{\lambda_{\text{н}}} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}}, \qquad (20—63)$$

где $\alpha_{\text{п}} \approx 3$ *ккал/м² час град*, как и в формуле (20—56);

$\delta_{\text{н.з}}$ — толщина низовой защитной стенки в *м*;

$\lambda_{\text{н}}$ — средний коэффициент теплопроводности низовой защитной стенки в *ккал/м час град*, выбираемый в зависимости от материала стенки (значения $\lambda_{\text{н}}$ — см., например, в [10]);

$\alpha_{\text{н}}$ — коэффициент теплоотдачи в *ккал/м² час град*, принимаемый в зависимости от скорости ветра w по табл. 20—5.

Таблица 20—5

Значения коэффициента $\alpha_{\text{н}}$

w в *м/сек*	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
$\alpha_{\text{н}}$	17	20	22	24	26	28	30	31	33	34	36

При предварительных подсчетах можно принимать $\alpha_{\text{н}}$=20 *ккал/м² час град*. Температура внутренней поверхности низовой защитной стенки будет:

$$\tau_{\text{в.н}} = \frac{\alpha_{\text{п}}\tau - \frac{H'_{\text{т}}}{F_{\text{н.з}}}}{\alpha_{\text{п}}}, \qquad (20—64)$$

где все обозначения прежние.

ж) Тепловые потери H''_w через верхнюю часть плотины BA (фиг. 20—34) определяют по формулам (20—60)—(20—63) с заменой $F_{\text{н.з}}$ в формуле (20—62) на $F'_{\text{н.з}}$ — площадь поверхности верховой части плотины BA — и $\delta_{\text{н.з}}$ в формуле (20—63) на $\delta'_{\text{н.з}}$ — среднюю толщину указанной верхней зоны плотины; $\lambda_{\text{н}}$ в данном случае можно принимать 1,2 *ккал/м час град*.

Температура внутренней поверхности верхней части плотины BA может быть определена по формуле (20—64) с заменой $H'_{\text{т}}$ на $H''_{\text{т}} \approx H''_w$ и $F_{\text{н.з}}$ на $F'_{\text{н.з}}$.

20—4. ВЫБОР ТИПА И КОНСТРУКЦИИ КОНТРФОРСНОЙ ПЛОТИНЫ И ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

1. Основные предпосылки

Тип и конструкция плотины наилучшим образом должны отвечать конкретным местным условиям: геологическим, топографическим, климатическим, условиям производства работ по возведению плотины и современным методам плотиностроения, эксплуатационным условиям и т. д. При этом плотина должна быть надежной в эксплуатации, долговечной и экономичной.

В соответствии с условиями надежности и долговечности плотины следует:

а) отдавать предпочтение разрезным конструкциям (с плоскими разрезными плитами, с массивными консольными оголовками[1]) при не слишком хороших скальных и при нескальных основаниях (приспособление конструкции к неравномерным осадкам), при значительном сейсме;

б) подбирать марки бетона в отдельных частях плотины, исходя из требований морозостойкости, водонепроницаемости, невыщелачиваемости (для напорных перекрытий) и прочности;

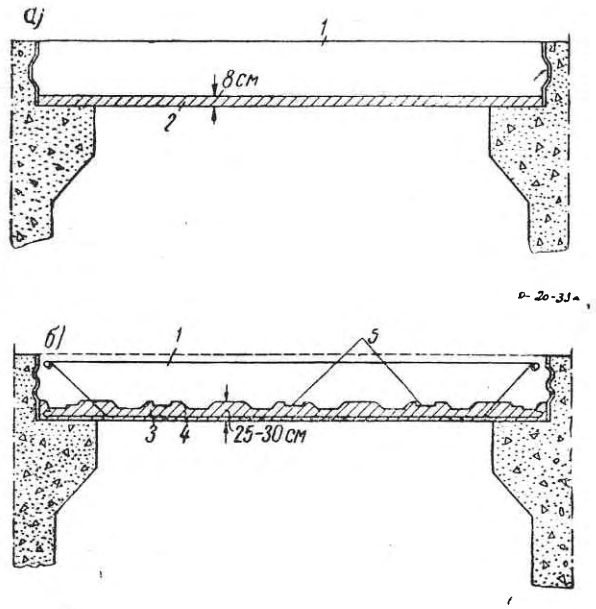
в) применять систему мероприятий по обеспечению долговечности сооружения, как, например: эффективные меры борьбы с образованием температурно-усадочных трещин (правильная разрезка на блоки, устройство в соответствующих случаях временных открытых швов, см. фиг. 20—5, применение низкотермического цемента и т. д.); устройство высококачественных плит-оболочек или абсорбирующей обшивки опалубки, вакуумирование бетона; обеспечение надлежащей водонепроницаемости напорного перекрытия путем устройства того или иного водонепроницаемого покрытия напорной грани (например, из торкрета); устройство теплоизоляционной стенки с низовой стороны плотины (см. фиг. 20—34) в суровых зимних условиях, а иногда и электрообогрев внутренней полости плотины, ограниченной этой стенкой; применение напряженно армированных конструкций (особенно перекрытий).

Конструктивное оформление плотины должно быть таким, чтобы оно полностью отвечало современным индустриальным методам производства работ. Это является весьма важным, так как позволит избежать ряда производственных осложнений или свести их к минимуму, уменьшить сроки и стоимость строительства.

В этом направлении могут быть указаны следующие мероприятия.

1) Применение при строительстве железобетонных плит-оболочек в качестве опалубки (являющихся дол-

[1] К таким плотинам по своим качествам приближаются и недавно предложенные парусно-контрфорсные плотины.



Фиг. 20—35. Схема плоских разрезных напорных плит с плитами-оболочками у низовой грани

1 — напорная плита; *2* — тонкая плита-оболочка; *3* — железобетонная плита; *4* — штрабы глубиной 5—10 *см*; *5* — пазы для катков станины вибропакета

говечной облицовкой в период эксплуатации), в особенности для напорных перекрытий, а также и для контрфорсов. Незначительное увеличение стоимости 1 $м^3$ железобетона (см. п. 20—2,7«д») при применении плит-оболочек не является здесь существенным, если учесть известные преимущества (повышение долговечности сооружения, упрощение производства работ) их применения.

2) Выбор расстояния между контрфорсами и назначение их размеров, не только исходя из минимальных объемов бетонной кладки и условий механической прочности бетона, но и с учетом удобства производства работ и их метода. В частности, например, при внутреннем вибрировании бетона минимальную толщину элементов плотины, бетонируемых на месте, не следует принимать меньше 0,8—1 *м* с чем связано и соответствующее увеличение пролетов между контрфорсами при плотинах средних и небольших высот (см. табл. 20—1, графы 3 и 5).

3) Широкое применение арматуры в виде армоферм и армокаркасов как для напорных перекрытий, так и для контрфорсов и балок жесткости (при наличии последних). При этом, кроме упрощения арматурных работ на месте, упрощается и крепление опалубки или плит-оболочек. В контрфорсах, как правило, арматуру рекомендуется устанавливать в количестве, не превышающем потребности для укрепления плит-оболочек или опалубки.

4) Применение по возможности конструкций, позволяющих отказаться от громоздких подмостей для возведения наклонных перекрытий (подвешивание несущей опалубки к армофермам перекрытия, применение в виде несущей опалубки плит-оболочек, фиг. 20—35).

5) Разработка и всемерное применение, где это возможно, сборных и частично сборных конструкций (перекрытий, рамных контрфорсов, балок жесткости) и вообще стремление заменить изготовление ряда элементов плотины на месте их монтажем (например, монтаж напорных перекрытий при парусно-контрфорсных плотинах).

6) Применение предварительно напряженных элементов, особенно в сборных конструкциях, для уменьшения веса элементов и одновременно для эффективной борьбы с трещинообразованием.

7) Всемерное упрощение конструкции: отказ от сложных форм напорных перекрытий (двоякой кривизны).

При проектировании, как правило, должен быть выбран наиболее экономичный вариант плотины из вариантов, полностью удовлетворяющих установленным в данных условиях требованиям долговечности и надежности эксплуатации конструкции.

Требованию экономичности конструкции должно сопутствовать требование соответствия конструкции современным индустриальным методам производства работ, т. е. оба этих требования должны рассматриваться совместно и применительно к совокупности всех конкретных условий строительства данного комплекса сооружений, в состав которых входит плотина, учитывая при этом и вопрос о сроках строительства и их влияние на экономическую эффективность для народного хозяйства тех объектов, для функционирования которых строится рассматриваемый гидроузел.

В определенных условиях требование наибольшей экономичности плотины может быть и не удовлетворено.

Основные меры к повышению экономичности плотины:

а) по возможности наиболее полное использование прочности материала всех элементов плотины (с учетом коррективов, вносимых производственными условиями — упрощение формы элементов, удобная для выполнения толщина элементов и т. д.) и отказ от излишней «конструктивной» арматуры, не оправданной условиями прочности и производства работ;

б) всемерное уменьшение противодавления в основании плотины (устройство завес и дренажей при плотинах с фундаментными плитами);

в) простота форм элементов конструкции;

г) использование вертикальной составляющей давления воды на плотину в качестве пригрузки (для обеспечения устойчивости плотины на сдвиг), т. е. устройство напорной грани плотины наклонной, или применение реверсивного типа (нескальные основания, см. фиг. 20—8), а в отдельных случаях при нескальных и полускальных основаниях — устройство внутренней загрузки полости плотины (пригрузка фундаментной плиты, см. фиг. 20—10 и др.);

д) при узких ущельях со скальными берегами — передача давления воды на берега, т. е. применение конструкции с клинообразными контрфорсами (см. фиг. 20—7).

При выборе типа и конструкции контрфорсной плотины отдают предпочтение таким, которые в данных условиях наилучшим образом удовлетворяют тем требованиям, которые будут признаны основными.

При этом оказывается необходимым проработать ряд вариантов возможных в данных условиях конструкций и сопоставить их друг с другом.

Ниже приводятся общие краткие указания[1], характеризующие различные типы контрфорсных плотин, примерные области их применения и облегчающие в первом приближении выбор наиболее рациональных из них, подходящих к заданным условиям.

[1] Подробнее см. [8].

2. Плотины с плоскими напорными перекрытиями

Эти плотины обычно несколько менее экономичны многоарочных (при скальных основаниях), но зато при разрезных перекрытиях не требуют безукоризненного скального основания, они предпочтительнее в сейсмических условиях и при тяжелом зимнем режиме. Таким образом, намечается большая область их применения при скальных основаниях.

При нескальных и полускальных основаниях, а также в случаях применения, по условиям пропуска паводка, метода гребенки (при различных основаниях) строительство контрфорсных плотин с плоскими перекрытиями в подавляющем большинстве случаев оказывается целесообразнее, нежели строительство контрфорсных плотин других типов [1].

Применение метода гребенки при этом несколько облегчается в случае вертикальной напорной грани плотины, но зато тогда отсутствует вертикальная составляющая давления воды на напорную грань, наличие которой облегчает обеспечение надлежащей устойчивости плотины без дополнительного утолщения ее элементов или устройства значительной засыпки из грунта на фундаментной плите.

Область применения неразрезных плит — плотины с фундаментной плитой (разделенные швами на секции), если температурные условия не слишком тяжелы. Однако в каждом конкретном случае здесь надо проанализировать вопрос о том, какие плиты целесообразнее— разрезные или неразрезные, так как в практике применяются и те и другие.

Для плотин с относительно легкими разрезными плитами (особенно напряженно армированными) рационально использовать весьма эффективный принцип сборности конструкций. При сравнительно невысоких плотинах, видимо, могут найти применение и контрфорсы, частично или полностью сквозные.

При высоких плотинах наряду с обычными сплошными контрфорсами, снабженными элементами жесткости (балками или ребрами), заслуживают внимания и спаренные (двойные) контрфорсы, обеспечивающие конструкции большую жесткость. При больших высотах может дать некоторую экономию применение увеличенных выступов у напорной грани контрфорсов, уменьшающих пролет плиты.

Основная область применения балок жесткости—при наличии сейсма. С увеличением ширины долины условия их работы на боковой сейсм и на увеличение сопротивляемости контрфорсов продольному изгибу ухудшаются. В производственном отношении они менее целесообразны, чем стенки и ребра жесткости, если выполняются не сборными (возможны в основном при не слишком больших пролетах). Обычно наименее эффективными в отношении увеличения жесткости контрфорсов являются ребра жесткости; однако в ряде случаев их устройство вполне обеспечивает требующуюся жесткость контрфорсов. Для плотин средних и даже относительно больших высот по расчету контрфорсов на продольный изгиб обычно вообще не требуются дополнительные элементы жесткости.

В условиях СССР у плотин с плоскими плитами (включая и реверсивные плотины), как водосливных, так и глухих, имеются, пожалуй, наибольшие перспективы достаточно широкого распространения по сравнению с контрфорсными плотинами других типов.

[1] Применение метода гребенки при строительстве контрфорсных плотин с плоскими плитами не должно вызвать серьезных производственных и конструктивных усложнений по сравнению с применением метода гребенки для строительства гравитационных плотин, однако в отдельных случаях здесь могут иметь место некоторые усложнения например, при контрфорсных плотинах с грунтовой засыпкой).

3. Многоарочные плотины

Многоарочные плотины обычно наиболее экономичны и целесообразны при хороших скальных основаниях и не слишком суровом климате, хотя при устройстве теплоизоляционной стенки со стороны нижнего бьефа температурные напряжения в них и в этих условиях могут быть значительно уменьшены и они могут оказаться приемлемыми.

Сейсмичность района не препятствует применению многоарочной плотины, но все же разрезную конструкцию в этих условиях следует признать несколько предпочтительной.

Ценное качество многоарочных плотин—возможность применять большие расстояния между контрфорсами (см. табл. 20—1), что дает уменьшение скальных работ и может в отдельных случаях позволить разместить между контрфорсами агрегаты гидростанции [1].

Водосливные многоарочные плотины не имеют значительных перспектив применения. Возведение многоарочных плотин методом гребенки вообще возможно, но создает некоторые затруднения.

4. Массивно-контрфорсные плотины (с массивными консольными оголовками контрфорсов)

Плотины этого типа могут экономически оказаться целесообразными обычно при напорах не менее 20÷30 *м*.

Эти плотины, имея разрезную конструкцию, по требованиям к основанию, температурному режиму и работе в условиях сейсма приближаются к плотинам с плоскими разрезными плитами.

Основное преимущество плотин этого типа — небольшой расход арматуры. Массивность конструкции способствует некоторому упрощению производства работ.

Из недостатков плотин данного типа следует отметить затруднительность их возведения методом гребенки.

На нескальных основаниях рассматриваемые плотины не имеют сколько-нибудь значительных перспектив применения, так как обычно будут иметь худшие экономические показатели, чем плотины с плоскими плитами (сравнительно небольшие высоты).

Плотины этого типа можно строить как глухие, так и водосливные.

5. Плотины прочих типов

Плотины с клинообразными контрфорсами (глухие) заслуживают большого внимания при довольно узких ущельях с достаточно прочными берегами, однако менее прочными, поскольку конструкция разрезная, чем это требуется при арочных плотинах. По данным проектных проработок в этих условиях они могут оказаться примерно в 1,5—2 раза экономичнее обычных контрфорсных плотин с плоскими плитами или массивными консольными оголовками контрфорсов. Эта конструкция применима и в сейсмических районах.

Реверсивные плотины заслуживают большего внимания при нескальных грунтах. Применение их должно быть экономически целесообразным.

[1] Это возможно бывает осуществить и при контрфорсных плотинах других типов, но во многих случаях оказывается нецелесообразным.

20—5. ПЛОТИНЫ СИСТЕМЫ А. М. СЕНКОВА[1]

Облегченные плотины этого вида характеризуются стремлением к экономии бетона и бóльшему использованию местных грунтов.

Данный тип плотин рекомендован к применению правительством в 1934 г. при напорах до 10 *м*. Построены плотины этого типа на реках Кальмиус, Бузулук, Волчья и др.

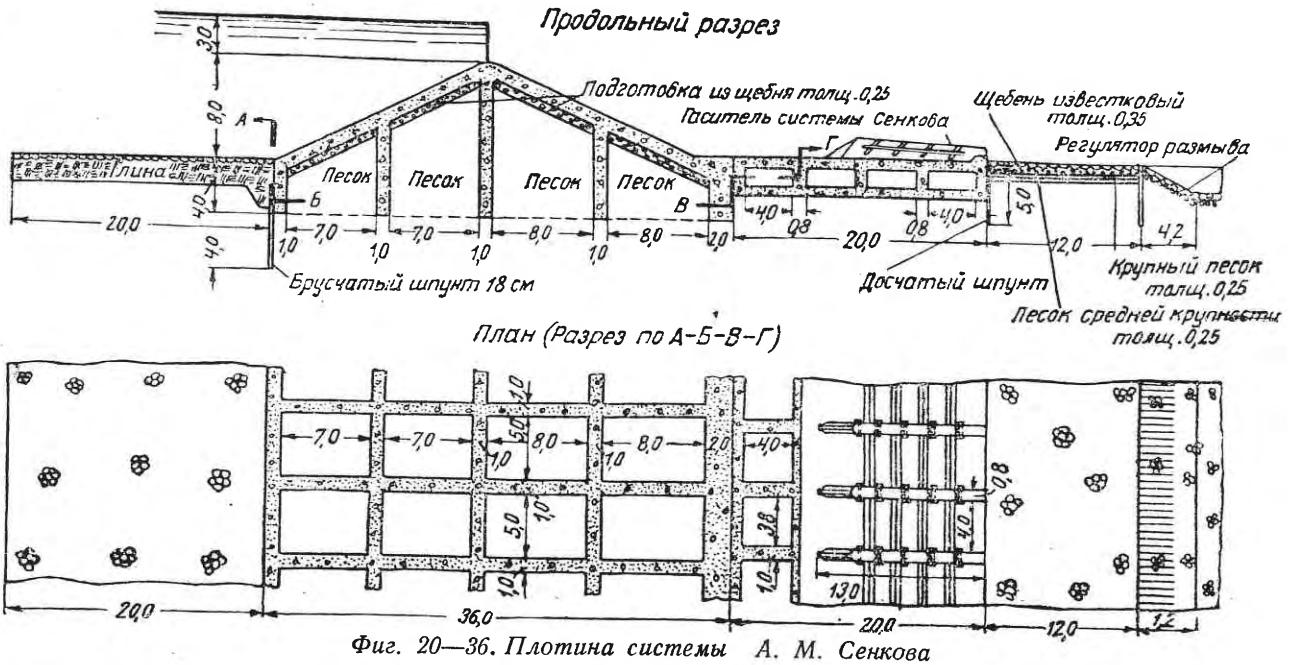
Конструкция плотины представляет собою систему вертикальных колодцев без дна, прямоугольной формы в плане, образуемых бетонными или железобетонными продольными и поперечными стенками различной высоты в соответствии с очертанием водосливной поверхности (фиг. 20—36).

Внутренность колодцев заполняется грунтом из котлована, верх покрывается сплошной бетонной или железобетонной плитой, обеспечивающей свободный перелив воды через гребень плотины. Основным преимуществом плотины А. М. Сенкова является возможность максимального использования местных строительных материалов, которыми заполняются колодцы плотины, и сокращение объема бетона. Плотина Сенкова дает экономию в стоимости до 30—40% по сравнению с массивной плотиной в зависимости от местных условий.

В плотине достаточно развит подземный контур, что обеспечивает создание безопасных скоростей потока в основании плотины и снижает фильтрационное противодавление, создает хорошее сопряжение тела плотины с грунтом основания и обеспечивает равномерное распределение давления на грунт основания.

Расчеты плотины приводятся: фильтрационные — в работе академика Н. Н. Павловского «Гидромеханический расчет плотин системы Сенкова», изд. ОНТИ, 1937 г. и в работе А. М. Сенкова и П. Ф. Фильчакова «Приближенные методы расчета стационарного движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями», изд. Академии наук Украинской ССР, Киев, 1952 г., статические — в работе А. М. Сенкова «Расчет устойчивости плотины системы Сенкова на проницаемом основании», журнал «Гидротехническое строительство» № 8—9, 1937 г., в работе П. Ф. Папковича «Статический расчет бетонного каркаса плотин системы Сенкова», Госстройиздат, 1939 г.

[1] П. 20—5 написан инж. В. И. Рылеевым.



Фиг. 20—36. Плотина системы А. М. Сенкова

ЛИТЕРАТУРА

1. Гришин М. М., Гидротехнические сооружения, ч. 1, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

2. Горбунов-Посадов М. И., Таблицы для расчета балок на упругом основании, Стройиздат, 1939.

3. Жемочкин Б. Н., Плоская задача расчета бесконечно длинной балки на упругом основании. Расчет балок на упругом полупространстве и полуплоскости, Стройиздат, 1937.

4. Жемочкин Б. Н. и Синицын А. П., Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании без гипотезы Винклера, Стройиздат, 1947.

5. Журнал „Гидротехническое строительство" № 9, 1947; № 10, 1951.

6. Замарин Е. А., Попов К. В., Ладыгин Н. А. Олешкевич Л. В., Шипенко П. И., Фандеев В. В., Курс гидротехнических сооружений, ч. II, Сельхозгиз, 1946.

7. Мелещенко Н. Т. и Можевитинов А. Л., Расчет напряжений в круговой арке при воздействии гидростатической нагрузки и температуры, „Известия НИИГ", № 22, 1938.

8. Розанов Н. П., Контрфорсные плотины, Госстройиздат, 1949.

9. Роза С. А., Сопротивление скальных пород основания гидротехнического сооружения сдвигающему усилию, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.

10. Франчук А. У., Таблицы теплотехнических показателей строительных материалов, Госстройиздат, 1949.

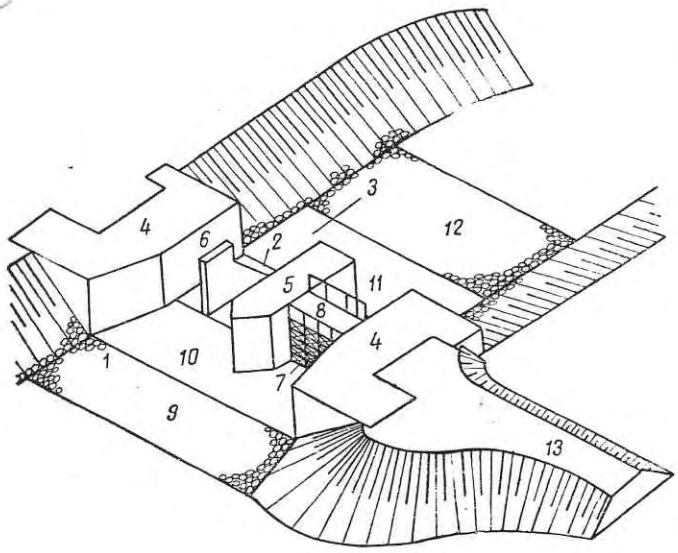
ГЛАВА ДВАДЦАТЬ ПЕРВАЯ

ДЕРЕВЯННЫЕ ПЛОТИНЫ

21—1. ТИПЫ ДЕРЕВЯННЫХ ПЛОТИН

1. Основные части деревянных плотин

Деревянными называются такие плотины, в которых основным строительным материалом является дерево. Деревянные плотины имеют следующие основные ча-



Фиг. 21—1. Схема элементов деревянной плотины

1 — понурная часть флютбета; *2* —водобой; *3* — сливная часть флютбета; *4* — устои; *5* — бык; *6* — контрфорс; *7* — стойки и затворы; *8* — мост; *9* — глиняная подушка; *10* — понур; *11* — слив; *12* — рисберма; *13* — сопрягающая земляная плотина

сти (фиг. 21—1): а) флютбет, состоящий из понурной, водобойной и сливной частей; б) устои; в) быки; г) контрфорсы (или подпорные фермы) и стойки; д) затворы и подъемники; е) мосты.

Некоторые из частей, например, быки, контрфорсы, стойки, затворы у отдельных плотин могут отсутствовать.

2. Классификация деревянных плотин

Деревянные плотины низкого напора (до 5—6 *м*) по конструкции флютбетов подразделяются на: а) плотины со свайным флютбетом русского типа, применяемые на грунтах, допускающих забивку свай; б) свайно-ряжевые плотины со смешанным свайно-ряжевым флютбетом; в) ряжевые плотины с флютбетом из вертикальных ряжей, применяемые на грунтах, не допускающих забивки свай; г) контрфорсные (ребристые) плотины с контрфорсными флютбетами на скальных основаниях.

Деревянные плотины среднего и высокого напора (более 6 *м)* по конструкции флютбетов подразделяются на: а) плотины с контрфорсными (ребристыми) флютбетами; б) плотины с вертикально-ряжевыми флютбетами; в) плотины с наклонно-ряжевыми флютбетами.

По конструкции устоев деревянные плотины подразделяются на: а) ряжевые; б) со свайно-обшивными устоями; в) с контрфорсными устоями; г) без устоев.

Отнесение деревянных плотин к тому или иному классу сооружений в зависимости от срока службы и степени ответственности плотины производится согласно ГОСТ 3315-46.

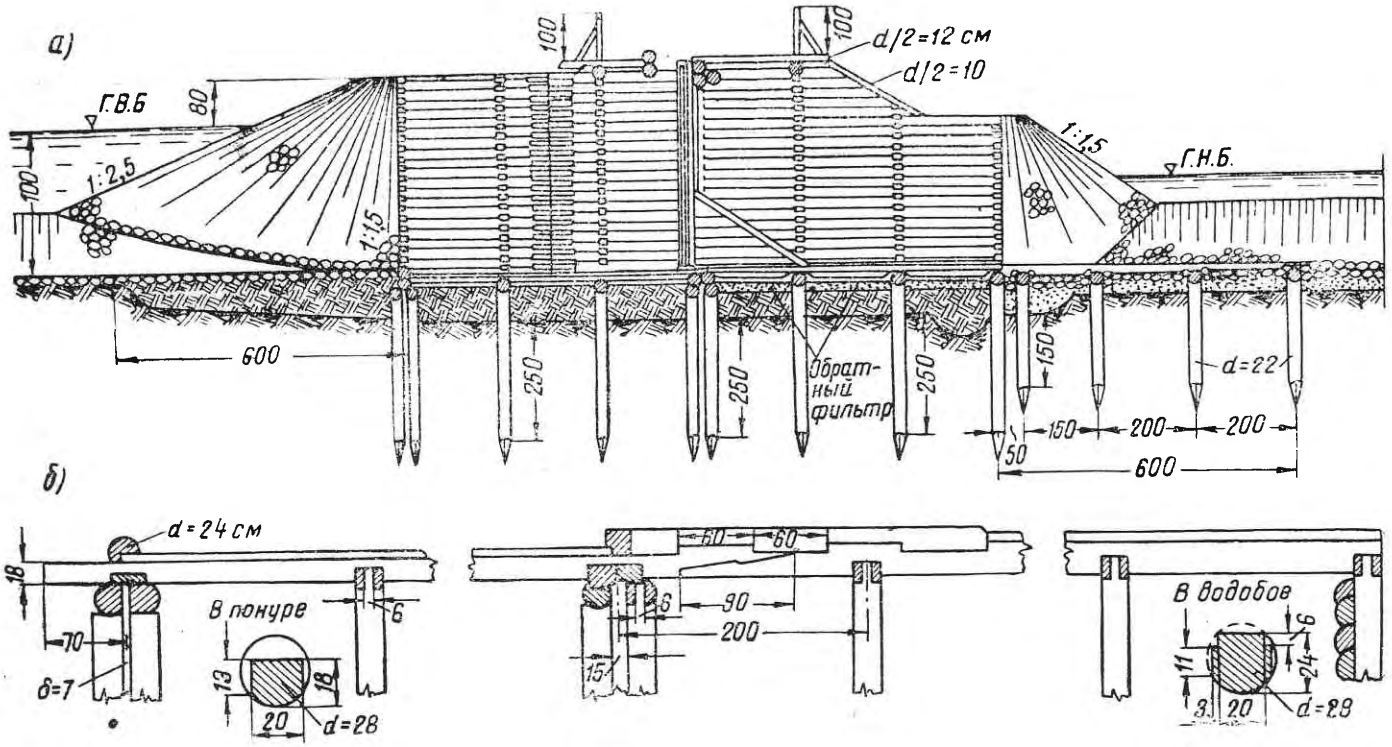
21—2. ФЛЮТБЕТЫ ДЕРЕВЯННЫХ ПЛОТИН НИЗКОГО НАПОРА

1. Свайные флютбеты

Свайные флютбеты русского типа применяются на грунтах, допускающих забивку свай, при высоте флютбета до 1 *м* над дном реки.

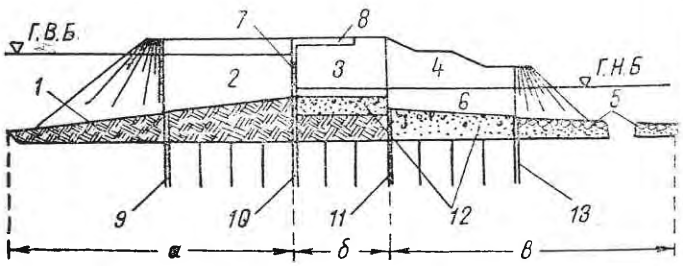
Свайные флютбеты устраивают ([3] и [9]) или низкие (горизонтальные) (фиг. 21—2), или с повышением, на 0,5—1 *м* над уровнем дна (фиг. 21—3). В основании свайного флютбета обязательна забивка двух непрерывных (под отверстиями и под устоями и быками) поперечных шпунтовых линий: понурной и королевой, расположенных перпендикулярно течению и препятствующих фильтрации воды под флютбетом. Шпунтовые ряды обычно забивают из брусчатых свай толщиной 15 — 18 *см*; понурный ряд, а также и королевый ряд при напоре до 2 *м* делают из дощатых шпунтованных свай толщиной 7—10 *см*. Глубину забивки шпунтов принимают от 2 до 6,5 *м* от дна котлована, меньше 2 *м* забивать шпунтовые линии не следует.

Практически дощатые сваи обычно не забивают глубже 4 *м*, а брусчатые—6 *м*. При забивке досок и брусьев на большую глубину надо следить за тем, чтобы шпунтовые линии были сплошными и водонепроницаемыми.



Фиг. 21—2. Плотина с низким флютбетом

а—продольный разрез по низкому горизонтальному свайному флютбету; *б* — продольный разрез по связующему брусу



Фиг. 21—3. Схема свайного флютбета с повышенным порогом

а— понурная часть; *б* — водобойная часть; *в* — сливная часть; *1* — глиняная подушка; *2* — понур; *3* — водобой; *4* — слив; *5* — рисберма; *6* — полы; *7* — затвор; *8* — мост; *9* —понурный шпунт; *10*— королевый шпунт; *11* — водобойный шпунт; *12* — обратный фильтр; *13* — сливной шпунт или свайная стенка

На забитых шпунтах нарубают гребни (фиг. 21—4,*а* и *б*) и кладут шапочные брусья: королевый всегда из двух бревен, а понурный из одного бревна при дощатой и из двух бревен при брусчатой шпунтовой линии. В понуре, водобое и сливе забивают поперечные ряды одиночных свай (совпадающие с поперечными стенками ряжевых устоев или опорами устоев других типов) на расстоянии от 1,5 до 2,5 *м*. Расстояние между сваями в ряду принимается равным расстоянию между стойками затворов и колеблется от 1 до 2 *м*. На сваях основания укладываются насадки с пропуском шипов свай в отверстия насадок (фиг. 21—4,*в*).

На фиг. 21—5 изображен план свайного основания.

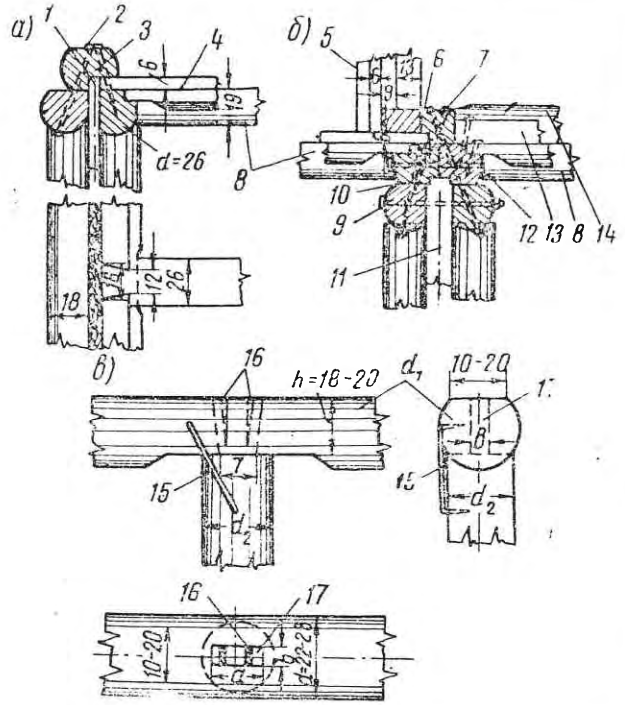
Понурный пол должен быть водонепроницаемым, его следует выполнять из двух рядов полусухих досок или пластин, толщиной 5—10 *см*, соединенных «вчетверть» с прокладкой толя, войлока, иногда с конопаткой швов, устраиваемых вразбежку; швы заливают пеком (фиг. 21—6,*а*).

Водобойный пол устраивают иногда, как понурный (фиг. 21—6,*б*), но чаще делают его проницаемым для воды; в последнем случае его выполняют из двух рядов досок или пластин со швами вразбежку, а иногда из бревен без прокладок. Поверх пола против щитовых стоек укладывают обычно упорные брусья, соединяемые с продольными насадками косым или прямым зубом и болтами и служащие для передачи горизонтальных усилий от низа щитовых стоек на продольные брусья и сваи.

Сливной пол обычно делают бревенчатым и водопроницаемым (фиг. 21—6,*в*).

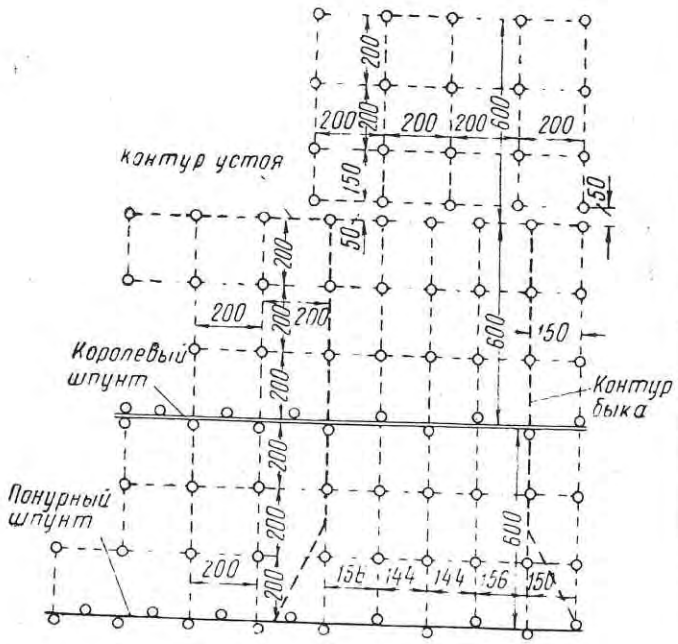
Под понурным полом в целях водонепроницаемости набивают пластичную глину или суглинок, трамбуемые тонкими слоями. Для предотвращения фильтрации по линии сопряжения пола с загрузкой под полом, по предложению инж. Лавриновича Л. П. [5], к сваям полезно прибивать поперечные вертикальные доски.

Под водобойным полом, если расчетный путь фильтрации заканчивается в конце водобоя, загрузку делают водонепроницаемой; если же расчетный путь фильтрации кончается на королевом шпунте, загрузку делают водопроницаемой. Водонепроницаемую загрузку водобоя во избежание пучения делают из глины с песком и гравием (чура). Для предотвращения высасывания загрузки через щели пола по верху загрузки под полом делают обратный фильтр (фиг. 21—7). Водоне-

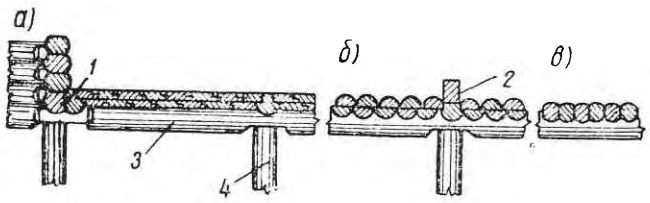


Фиг. 21—4. Детали узлов свайного флютбета (размеры в см)

а — понурный узел; *б* — королевый узел; *в* — соединение сваи с насадкой; *1*—понурный шпунт; *2*—понурная шапка; *3* —глухарь d=20 *мм*; *4*— толь; *5* — стойка; *6* — поперечный распределительный брус; *7* — глухарь d=20 *мм*; *8* — продольный брус; *9* — винтовые болты; *10* — войлок; *11* — королевый шпунт; *12*—королевая колода; *13*—пол из пластин; *14* — упорный брус; *15* — скоба; *16* — клинья; *17* — шип; a= 12÷16 *см*, но не более $\frac{2}{3}d_2$; $в$ = 6÷8 *см*, но более $\frac{1}{3}d_1$



Фиг. 21—5. План свайного основания

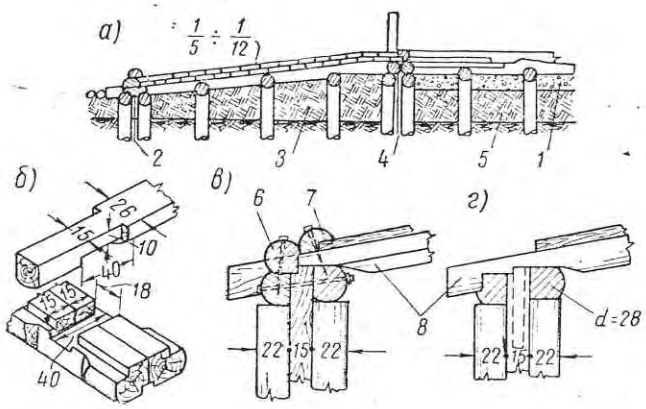


Фиг. 21—6. Поперечные разрезы по полам флютбета

а — понурный пол; *б* — водобойный пол; *в* — сливной пол; *1* — комплатный брус; *2* — упорный брус; *3* — насадка; *4* — свая

проницаемую загрузку водобоя и слива делают из каменной наброски на слое обратного фильтра.

Большое значение для обеспечения жесткости в работе свайного флютбета играют продольные связи свай, увеличивающие их сопротивление сдвигу и обеспечивающие одновременную работу на сдвиг всего ряда свай. Такие связи получили широкое распространение в новейших конструкциях плотин со свайными флютбетами.



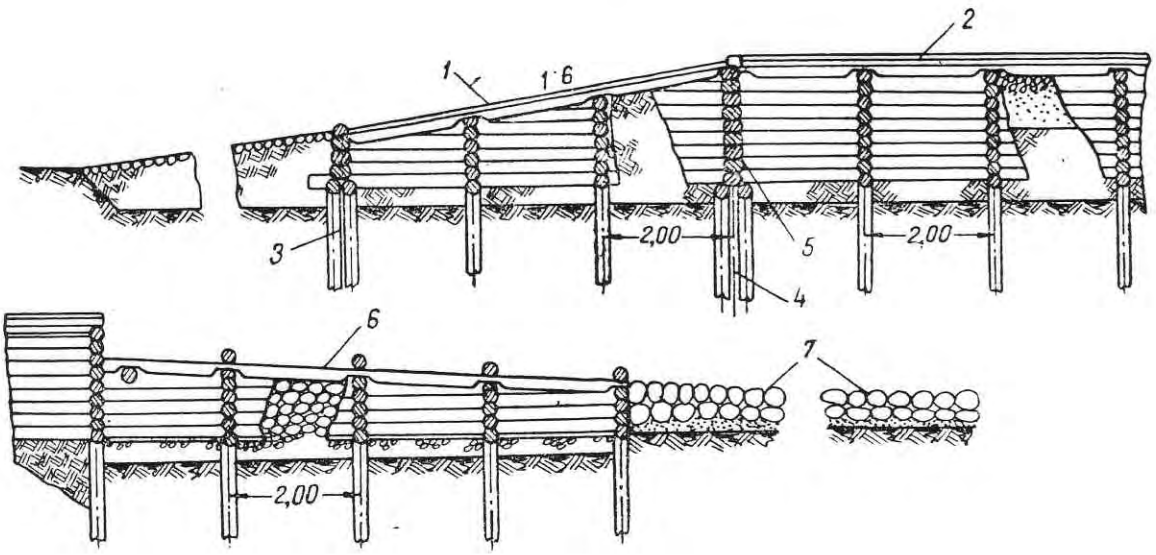
Фиг. 21—7. Продольный разрез свайного повышенного флютбета с продольными связующими брусьями

а — общий вид; *б* — деталь врубки продольного бруса в королевый шапочный брус; *в* — деталь врубки продольного бруса в понурный шпунт; *г*— деталь врубки в понурный шпунт со снятыми шапочными брусьями; *1*—обратный фильтр; *2*—понурный шпунт; *3* — глина; *4* — королевый шпунт; *5* — глина с чурой; *6* — шапечный брус; *7* — прижимной брус; *8* — продольный брус

На фиг. 21—7 показана конструкция повышенного свайного флютбета с продольными связями на понуре и водобое, с поперечным дощатым настилом на понуре и продольным настилом на водобое, предложенная доц. Н. А. Семановым [10]. Отличительной особенностью ее является наличие продольных связей при наклонном понуре, перекрытом поперечным двойным настилом.

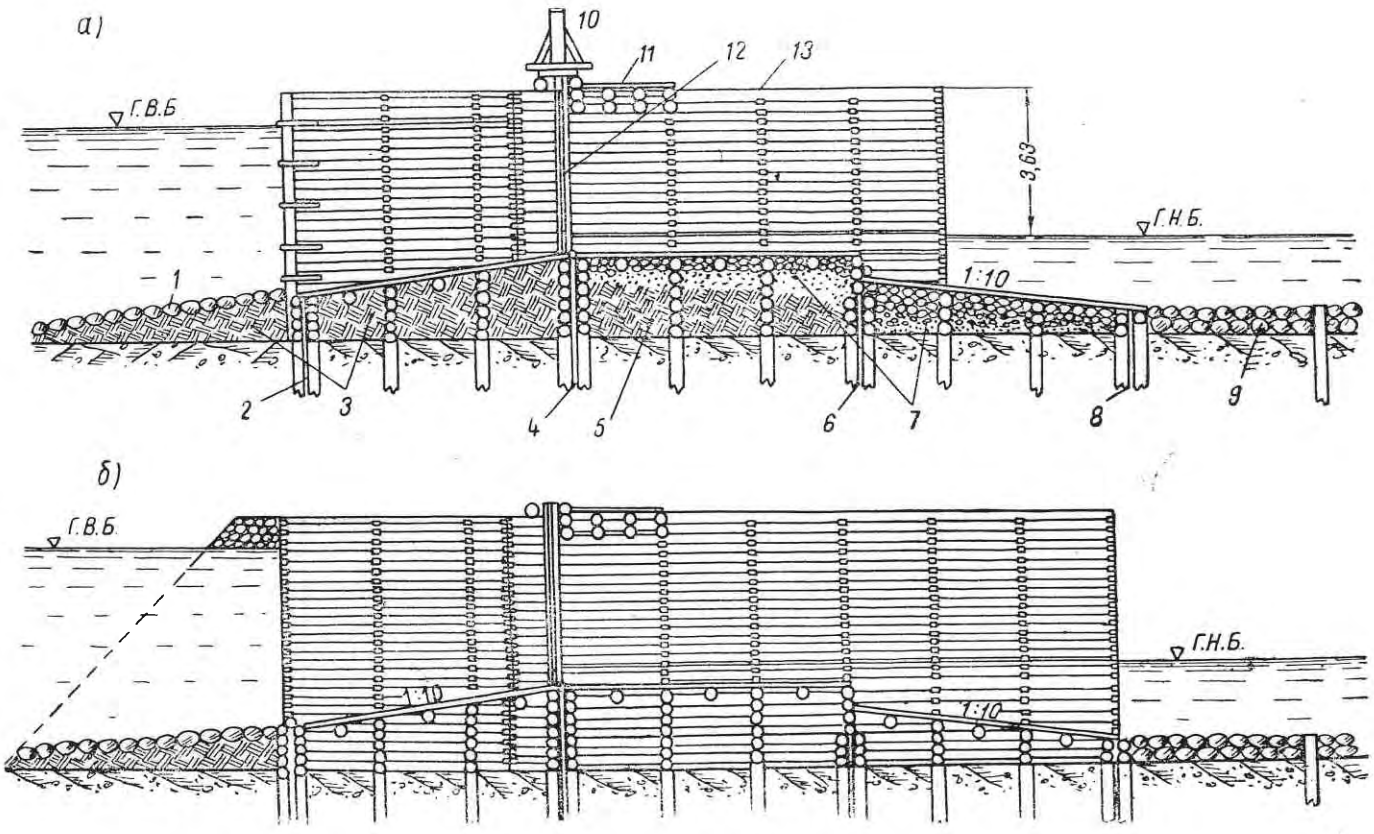
2. Свайно-ряжевые флютбеты

При возвышении флютбета над дном котлована более чем на 1 *м* применяют флютбет свайно-ряжевого типа (фиг. 21—8). В свайно-ряжевом флютбете на забитых в грунт сваях и шпунтовых линиях делают ряжевую нарубку, заполняющую все пространство от дна котлована до верха флютбета. Продольное крепление флютбета обеспечивается сквозными продольными вен-



Фиг. 21—8. Свайно-ряжевый флютбет

1 — понурный пол; *2* — водобойный пол; *3* — понурный шпунт; *4* — королевый шпунт; *5* — шпунтовая стенка; *6* — слив; *7* — рисберма



Фиг. 21—9. Плотина со свайно-ряжевым флютбетом

а — продольный разрез по оси флютбета; *б* — разрез флютбета у устоя (загрузка не показана); *1* — мостовая на слое гравия и песка; *2* — понурный шпунт; *3* — глина; *4* — королевый шпунт; *5* — глина с чурой; *6* — водобойный шпунт; *7* — обратный фильтр; *8* — сливной шпунт; *9* — рисберма; *10* — ворот; *11* — мост; *12* — затворы; *13* — бык

цами ряжевой нарубки, которые проходят через шпунтованные стены на короле и понуре.

Другим видом свайно-ряжевого флютбета является конструкция, в которой понурный и королевый шпунт пропущены до верха флютбета (фиг. 21—9) и зажаты между двумя поперечными ряжевыми стенами, стянутыми болтами. Эти болты являются продольным креплением, не всегда, однако, обеспечивающим необходимую прочность соединения водобоя с понуром.

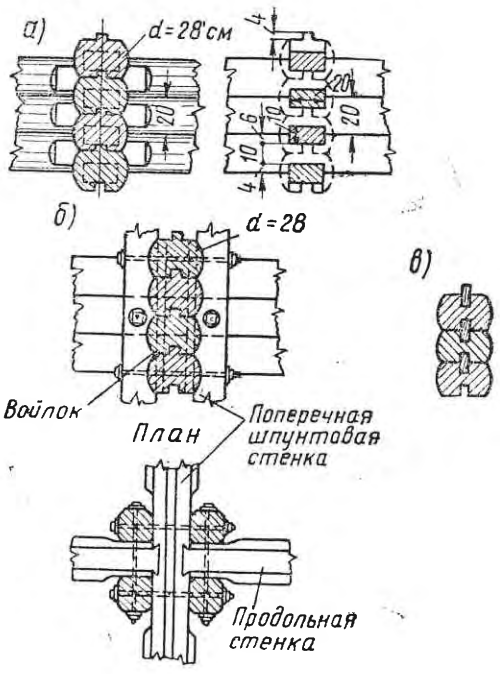
3. Ряжевые флютбеты

Такие флютбеты устраивают в случаях, когда грунт основания плотины не допускает забивки свай. В ряжевом флютбете поперечные стены в начале понура и водобоя (под королем) делают водонепроницаемыми и рубят из шпунтованных бревен или брусьев с применением прокладок из войлока и стяжек из болтов.

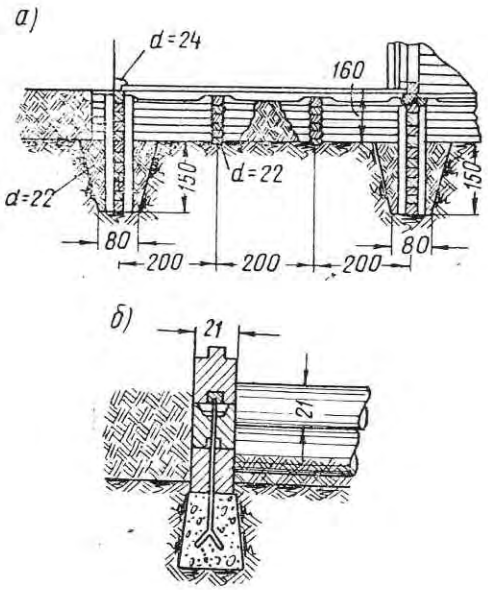
Для придания флютбету продольной жесткости шпунтовые ряжевые стены пересекают двумя-тремя нижними и верхними венцами продольных стен (детали врубок—см. фиг. 21—10,*а*). Все прочие продольные венцы (кроме упомянутых двух верхних и двух нижних неразрезных венцов) на шпунтовых стенках разрезаются и входят в последние врубками в виде «ласточкина хвоста» (фиг. 21—10,*а* и *б*).

Размеры клеток ряжей флютбета принимают обычно от 1,5 до 2,5 *м*. Для плотин облегченного типа с напором до 4 *м* канд. техн. наук Акуловым Н. П. [1] предложено применять увеличенные размеры ряжевых клеток — от 2,5 до 3,25 *м*, что дает экономию лесоматериалов.

Шпунтовые простенки закладывают в виде зуба (обычно глубже других ряжевых стен) в специальные поперечные траншеи в грунте основания, заполняемые глиной или залитым в скалу бетоном с анкерами (фиг. 21—11).



Фиг. 21—10. Пересечение поперечных шпунтованных и продольных стенок ряжевого стоя



Фиг. 21—11. Сопряжение шпунтованных стенок ряжей со скальным основанием

21—3. ФЛЮТБЕТЫ ПЛОТИН ПОВЫШЕННОГО НАПОРА

При напорах более 4—5 *м* флютбеты деревянных плотин делают или из контрфорсов или из ряжей (вертикальных или наклонных).

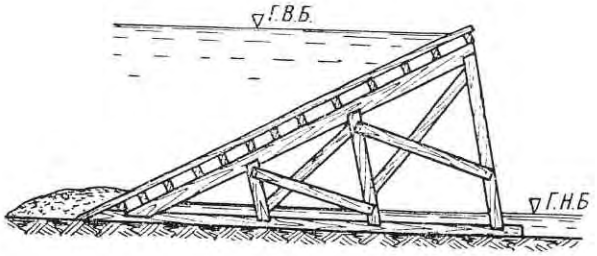
1. Контрфорсные флютбеты

Такие флютбеты обычно сооружают на скальном основании. Контрфорсы бывают или сквозные с подкосами (фиг. 21—12) или сплошные из наклонных бревен, образующих вертикальные ребра-контрфорсы на расстоянии от 1,5 до 4 *м* друг от друга (фиг. 21—13) [8].

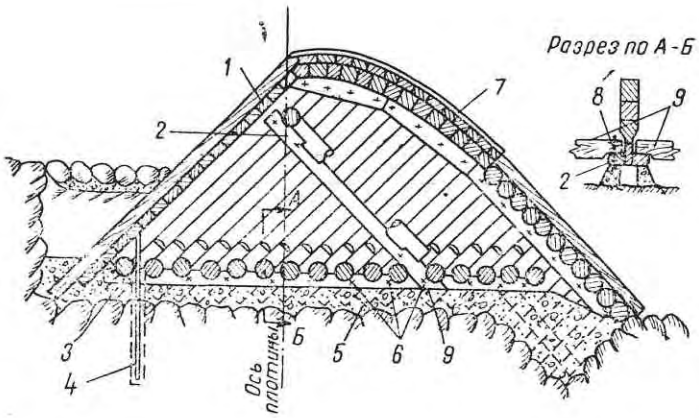
Контрфорсы закрепляют в скале при помощи бетонных подушек и анкеров. По контрфорсам располагают прогоны, на которых укладывают дощатый или брусчатый настил.

При небольшой высоте плотины допускается свободное падение воды с водослива, при большой высоте низовую сторону плотины делают по очертанию водослива практического профиля.

Гребень и водослив плотины защищают от повреждения льдом укладкой стальных полос или рельсов. Вес



Фиг. 21—12. Флютбет с упорными подкосными фермами



Фиг. 21—13. Сплошной контрфорс

1—толь в два слоя; *2* — схватки; *3*—бетон, минимальный слой 20 *см*; *4* — анкер из шинной стали; *5* — концы бревен, залитые бетоном; *6* — болт 20 *мм*; *7* — рельсы; *8* — заершенный болт; *9* —пол

конструкции плотины, вертикальное давление воды на напорную грань и наличие анкеров в основании обеспечивают устойчивость контрфорсного флютбета на сдвиг. На плотинах с контрфорсным флютбетом напор достигает 5—6 *м*.

2. Вертикально-ряжевые флютбеты

При более высоких напорах флютбеты деревянных плотин осуществляют из ряжей. На фиг. 21—14 приведены [3] основные типы ряжевых флютбетов.

На нескальном основании, допускающем забивку свай, ряжи располагают на сваях (фиг. 21—14,*а, б* и *в*). При увеличении высоты плотины удлиняют понур и водобой со сливной частью. Сливную часть выполняют или в виде перепадов (фиг. 21—14,*б*) или в виде пологого ската с водобойным колодцем для гашения энергии воды (фиг. 21—14,*в* и *г*). При невозможности забивки в основание свай развивают понурную часть (фиг. 21—14,*г*).

В случае скальных оснований необходимость мероприятий против фильтрации и для гашения энергии в нижнем бьефе иногда отпадает и форма флютбета упрощается (фиг. 21—14,*д*, *е* и *ж*).

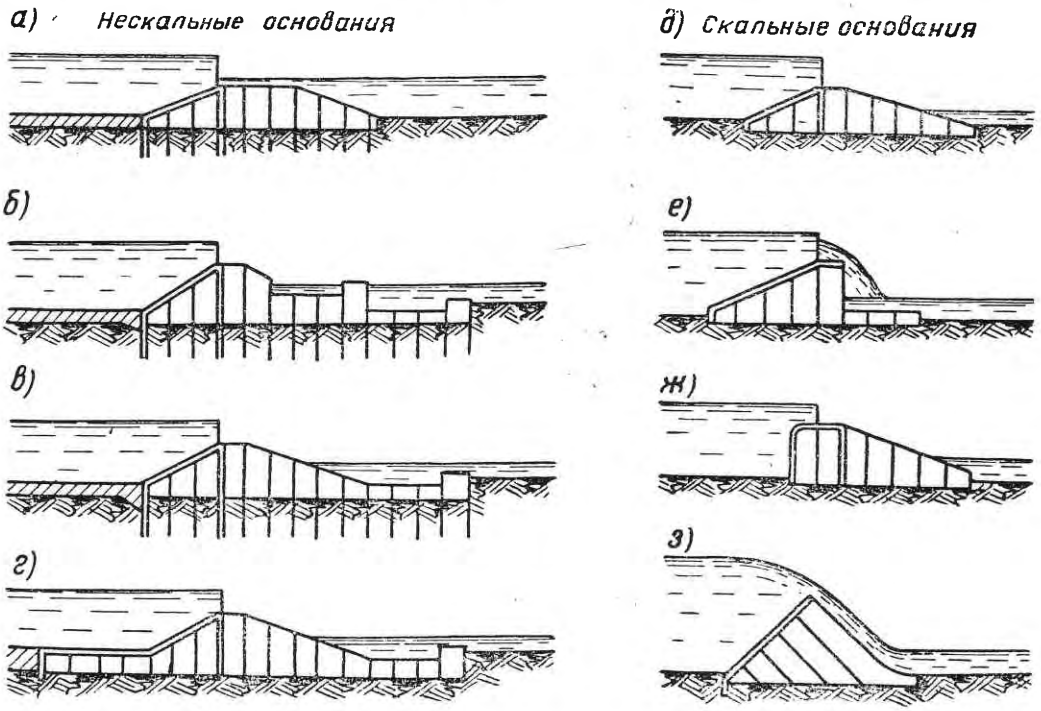
Тип флютбета на фиг. 21—14,*е* экономичнее типа, показанного на фиг. 21—14,*ж*, так как он более устойчив, но на реках с сильным ледоходом при небольшой толщине переливающегося слоя воды он может подвергнуться частым разрушениям вследствие нагромождения льдин на гребне, повышения напора и последующего прорыва ледяного затора. В плотинах типа, показанного на фиг. 21—14,*ж*, льдины ломаются при ударе о плотину и опасность заторов льда уменьшается.

3. Наклонно-ряжевые флютбеты

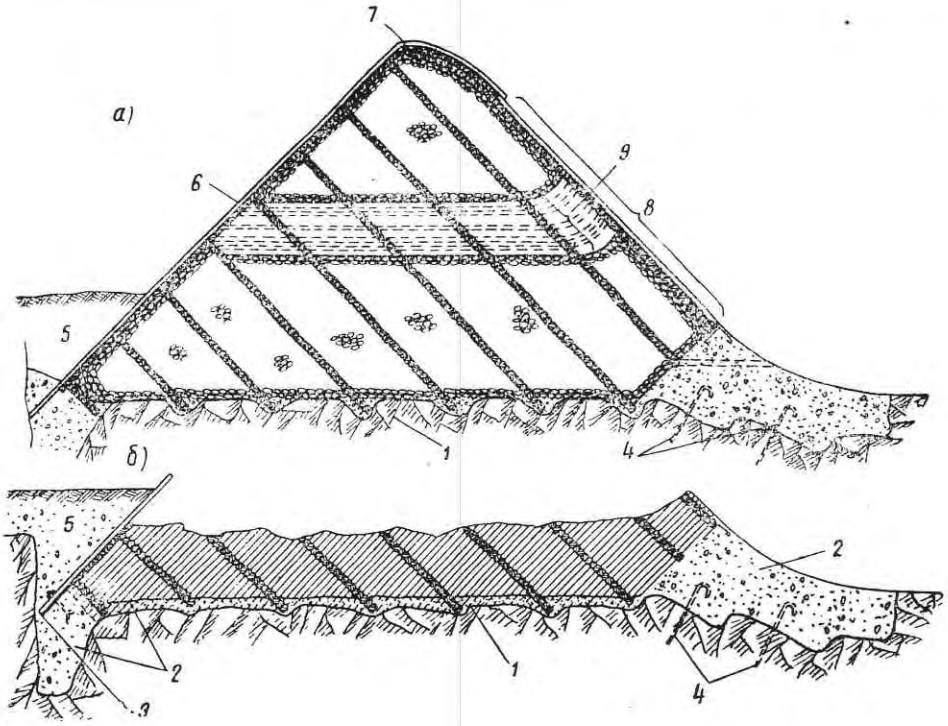
Для высоких напоров хорошо зарекомендовал себя флютбет наклонно-ряжевого типа из ряжей, срубленных под углом 45° к горизонту (фиг. 21—14,*з* и 21—15). Ряжи заполняются камнем.

Такая конструкция воспринимает силы давления воды на водонепроницаемую напорную грань нормально к венцам ряжей и позволяет на низовой грани расположить криволинейную сливную грань.

Наклонные ряжи могут быть выполнены как из русских ряжей (сплошной рубки), так и из сквозных брусчатых, в которых брусья соединяются без применения врубок, нагелями, проходящими через 3—4 ряда брусьев. В последнем случае затрата древесины почти



Фиг. 21—14. Типы вертикально- и наклонно-ряжевых флютбетов



Фиг. 21—15. Наклонно-ряжевая плотина

а—поперечный разрез водослива между вертикальными стенками; *б*— поперечный разрез рядом с вертикальной стенкой; *1* — скала; *2* — бетон; *3* — прокладка из войлока с осмолкой поверхностей; *4* — анкеры $d = 20$ *мм*, $l = 2$ *м* по 4 шт. на 2,1 *пог. м* водослива; *5* — земляной понур; *6* — непроницаемая обшивка из двух рядов брусьев с прокладкой между ними двух слоев смоленого толя; *7* — гребень плотины; *8* — зона тщательной пригонки венцов; *9* — фильтр

в два раза меньше, чем в первом, но металла требуется значительно больше; русские ряжи отличаются также большей жесткостью и водонепроницаемостью.

На половине высоты наклонно-ряжевых плотин устраивают горизонтальный водонепроницаемый слой (диафрагму), создающий полное затопление водой верхней части тела плотины для предохранения его от загнивания и для увеличения веса плотины и сопротивления ее сдвигу. Эта полость постоянно обводняется через специальные отверстия в напорной грани плотины.

21—4. УСТОИ ДЕРЕВЯННЫХ ПЛОТИН

1. Ряжевые устои

Они являются наиболее распространенным типом устоев деревянных плотин. Ряжевые клетки устоев при скальном грунте ставятся непосредственно на основание, при мягких грунтах — на сваи, забиваемые под пересечениями стенок устоев. Поперечные шпунтовые ряды или шпунтованные стенки флютбета продолжаются под устоями, причем выше пола водобоя они переходят в поперечные шпунтовые стенки в клетках ряжей (см. фиг. 21—10).

Сопряжение продольных стен ряжевых устоев с поперечными шпунтовыми стенками производится без перерубания поперечных стен (см. фиг. 21—10).

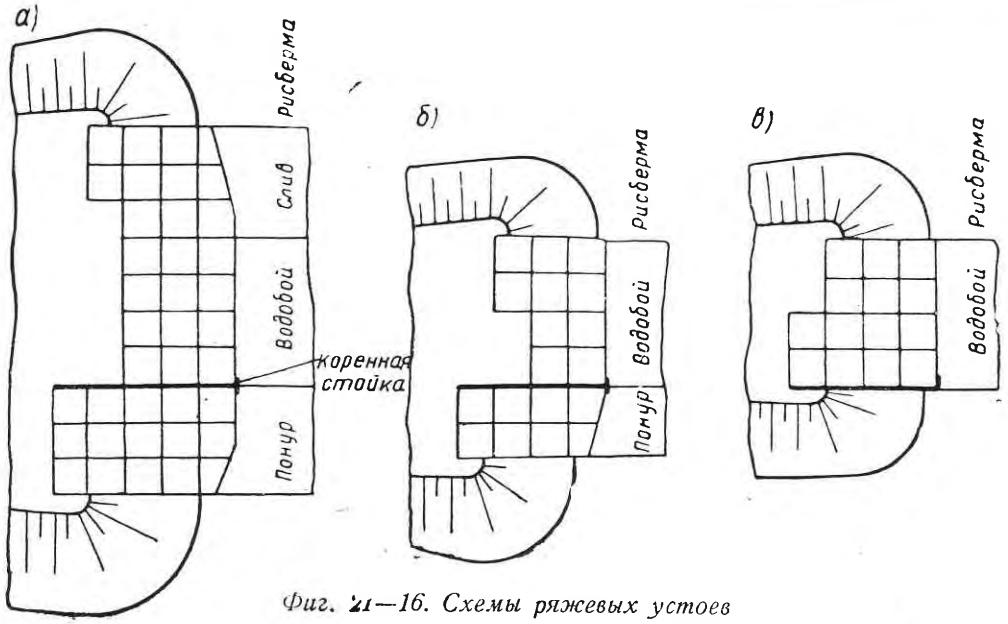
Концы шпунтового простенка, выходящие за лицевую стенку устоя, служат опорой коренной щитовой стойки.

Для плотного примыкания полов к устою применяют угловые комплатные брусья (см. фиг. 21—6).

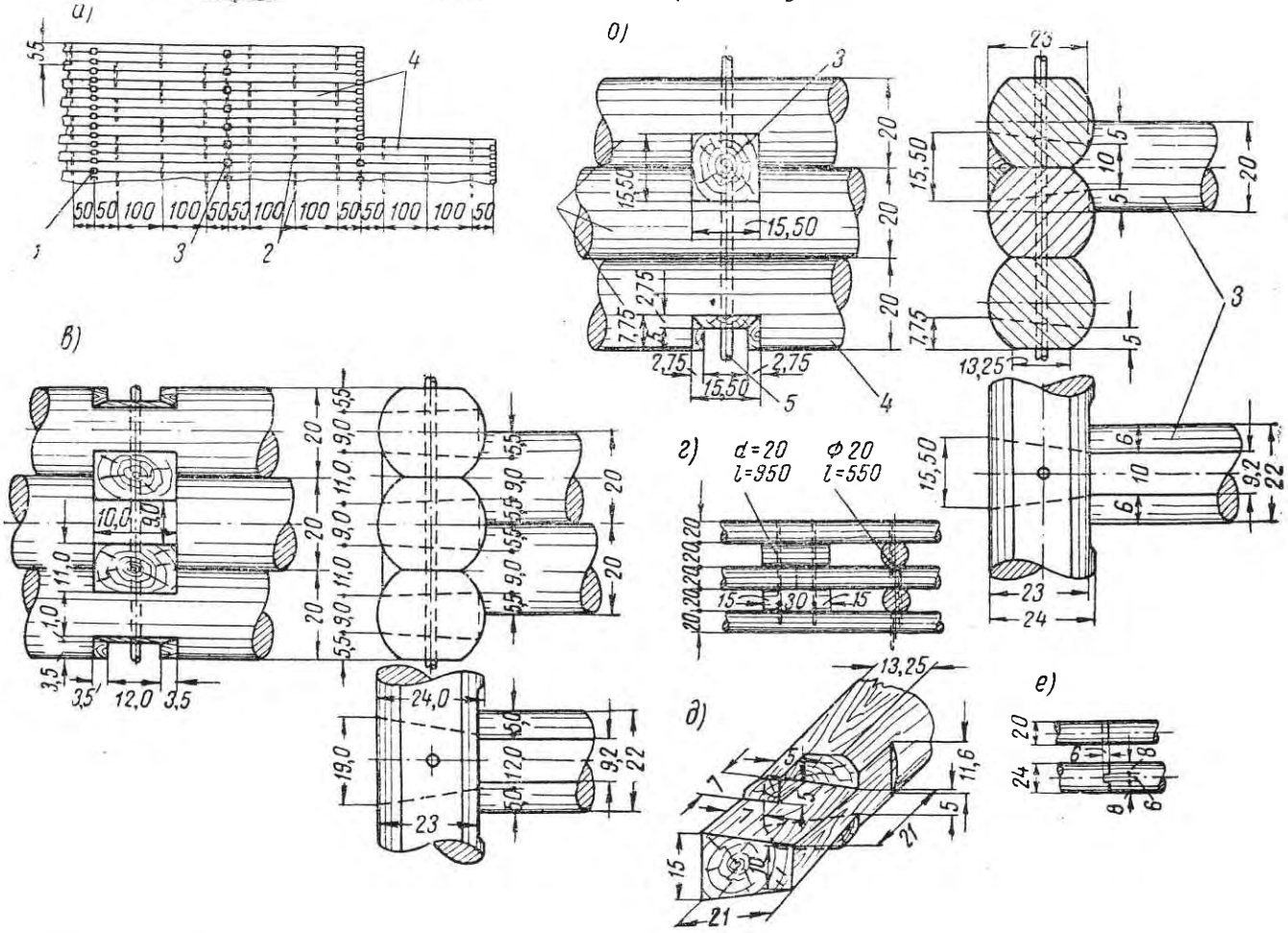
Ряжевые устои в плане имеют форму широкой буквы П. В зависимости от напора устои (фиг. 21—1 и 21—16) могут не иметь сливной, а в облегченных плотинах — даже понурной части. Клетки ряжей обычно имеют размеры 2×2 *м*. Канд. техн. наук Н. П. Акуловым [1] предложена облегченная конструкция ряжевых устоев с размерами клеток до 3 *м* и сквозными промежуточными поперечными стенками, срубленными через одно бревно (фиг. 21—17), что дает значительную экономию древесины.

Заполнение ряжей устоев производится песчано-глинистым грунтом с содержанием глины до 30%. В ряжевых устоях на сваях понурная и водобойная загрузки флютбета заходят под устой; обратный фильтр водобоя заканчивается в первой клетке устоя. Величина заглубления устоя в берег или дамбу должна быть не меньше удвоенной глубины забивки в грунт шпунтовой линии и на 1 *м* больше величины заложения откоса конуса.

Возвышение верха устоя над подпорным горизонтом воды принимают обычно от 0,75 *м* до 1 *м*; при значительном волнении в водохранилище принимают большее возвышение. Высоту устоя в конце водобоя и на сливе следует постепенно понижать до уровня, на 1 *м* превышающего горизонт нижнего бьефа.



Фиг. 21—16. Схемы ряжевых устоев

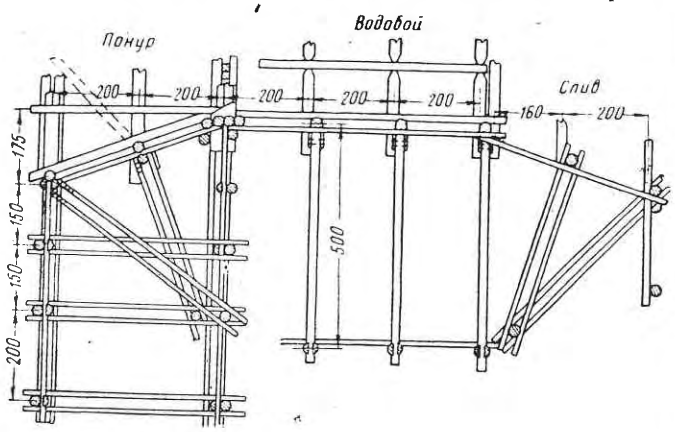


Фиг. 21—17. Детали врубок и соединений облегченного ряжа со сквозными клетками (размеры в см)

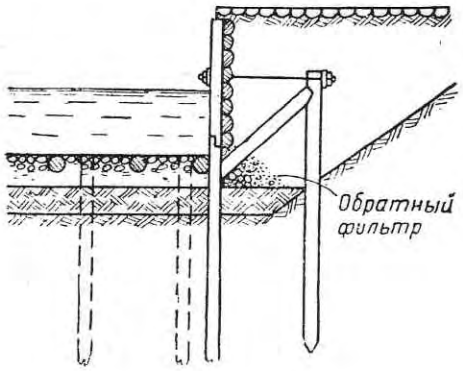
а — лицевая стена ряжа (вид на ряжевый устой со стороны реки); *б* — врубки, соединяющие бревна сквозных и сплошных (лицевых) стен; *в* — врубки, соединяющие бревна сплошных стен (внутренних с лицевыми); *г* — соединения бревен сквозных стен в стыках впритык; *д* — угловое соединение (деталь лапы); *е* — соединение бревен в стыках шипом; *1* — шпунтовый простенок из бревен $d=26$ *см*; *2* — ершеные болты $d=2$ *см*, $l=55$ *см*; *3* — внутренние стены из бревен $d=22$ *см* (через одно бревно по высоте); *4* — лицевая стенка из бревен $d=24$ *см* вприплотку; *5* — болт

2. Свайно-обшивные устои

Они образуются из свай, забитых по контуру устоев, и внутренней горизонтальной обшивки из досок вчетверть или из пластин с засыпкой за ней. Для предохранения свай от удара льдин иногда делают еще внешнюю обшивку стен по сваям. При высоте стен более 2 *м* сваи укрепляют вверху парными анкерными схватками из брусьев (фиг. 21—18), прикрепленных к анкерным сваям.



Фиг. 21—18. План свайно-обшивного устоя

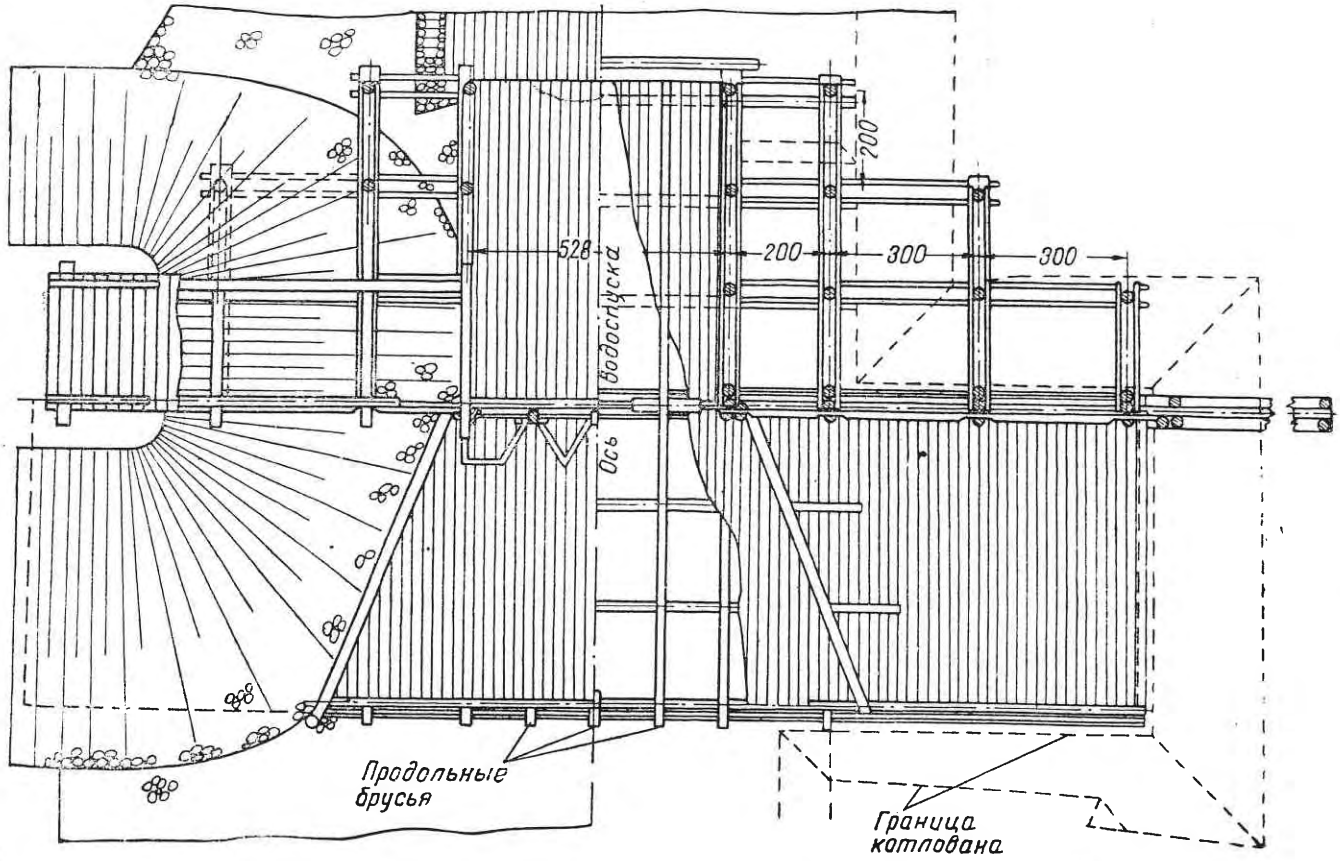


Фиг. 21—19. Свайно-обшивной устой с подкосом

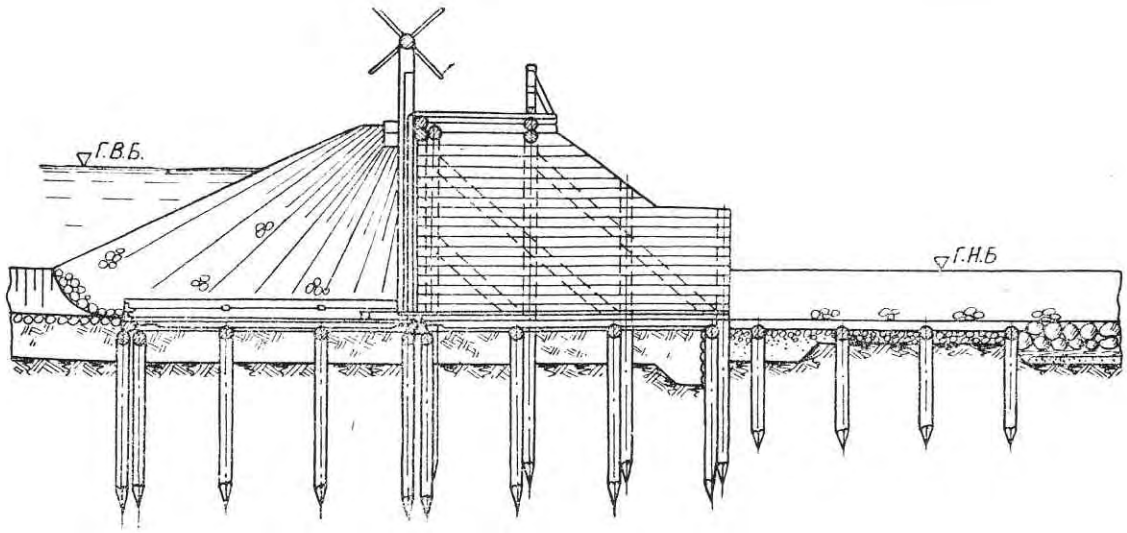
Более рациональной конструкцией свайно-обшивных устоев является конструкция, показанная на фиг. 21—19. При высоте стен больше 4 *м* конструкция анкерных стен сильно усложняется и этот тип устоев обычно не применяют.

3. Контрфорсные устои

Эти устои состоят из нескольких продольных вертикальных ферм из свай с подкосами (фиг. 21—20 и 21—21), обшитых с напорной стороны над королевым



Фиг. 21—20. План контрфорсной плотины



Фиг. 21—21. Разрез по водоспуску контрфорсной плотины

шпунтом водонепроницаемой обшивкой из пластин или двух рядов досок. Такого же типа боковая обшивка первого со стороны отверстия плотины контрфорса образует продольную стенку устоя.

Между понурным и королевым шпунтом на сваях и насадках располагают водонепроницаемый половой настил из двух рядов досок, заходящий в берега на всю ширину устоев. На этом полу насыпают береговые конусы сопрягающих дамб.

Контрфорсные устои применяют при напорах до 3 *м*. Требуя очень малого объема земляных работ, они дают значительную экономию в древесине по сравнению с ряжевыми устоями, однако обладают меньшей жесткостью и плохо переносят удары плавающих тел и льда.

21—5. УСТРОЙСТВО ОТВЕРСТИЙ ДЕРЕВЯННЫХ ПЛОТИН

Водосбросный фронт плотины разбивается на пролеты постоянными опорами (быки, опорные фермы), а пролеты — промежуточными съемными опорами (стойки) на отдельные отверстия, перекрываемые плоскими затворами. По верху устоев и постоянных промежуточных опор устраивают служебный и проезжий мосты. Размещение промежуточных опор зависит от типа затворов и моста.

1. Быки

Быки обычно ставят на расстоянии 10—12 *м* и устраивают их чаще всего ряжевыми шириной от 3 до 4,5 *м*, из двух клеток; значительно реже применяются свайно-обшивные. По длине быки обычно совпадают с длиной водобоя, но в многопролетных плотинах один или несколько быков делают до конца слива.

На понуре быки заостряют с уклоном стен в плане от 1 : 2 до 1 : 3; конструкция сопряжения ряжевых быков с флютбетом такая же, как у устоев.

Над королевой линией в быках устраивают шпунтовый простенок.

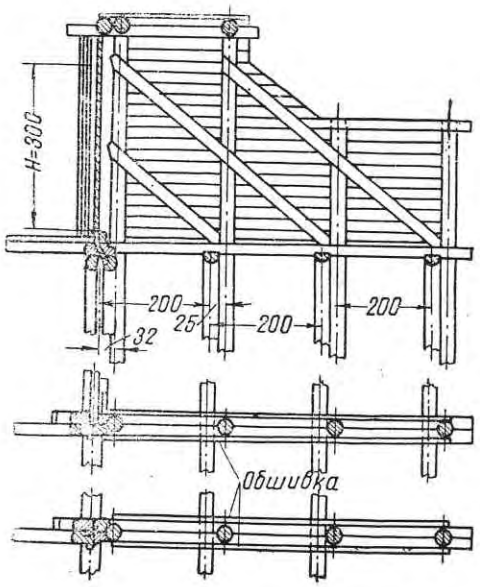
Быки следует загружать песчаным грунтом или смесью песка и глины (до 30%). Низовые ящики быков выше одного метра над флютбетом загружают камнем, так как это повышает сопротивляемость быков сдвигающим силам.

При наличии под быком свай производят их расчет на вертикальные и горизонтальные силы. Если быки стоят на ряжевом флютбете, их проверяют на скольжение по грунту основания вместе с частью флютбета с учетом всех действующих сил.

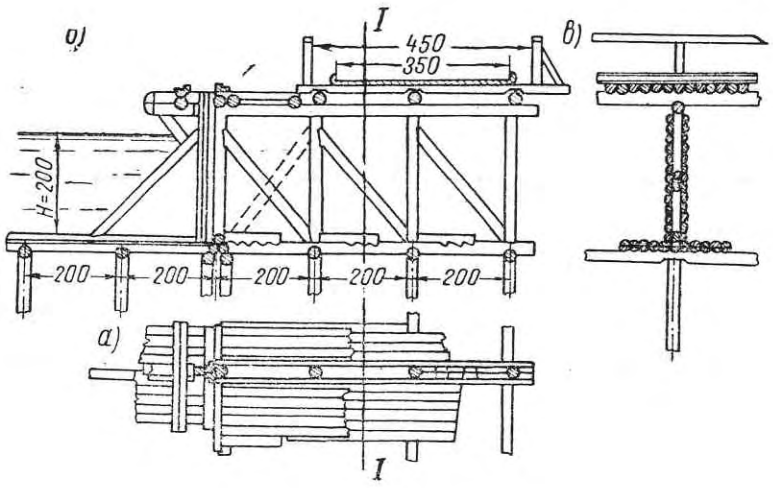
Свайно-обшивные быки имеют конструкцию, аналогичную свайно-обшивным устоям.

2. Контрфорсы

Контрфорсы, кроме применения их в устоях, часто устраивают в отверстиях плотин в качестве промежу-



Фиг. 21—22. Свайный контрфорс



Фиг. 21—23. Стоечный контрфорс

а —план; *б* — боковой вид; *в*— разрез по *I—I*

точных опор, разделяющих большие отверстия на малые. Применение контрфорсов дает возможность увеличить отверстие плотин без применения быков. Расстояние между контрфорсами принимается в пределах от 2 до 6 *м*, ширина их — от 0,3 до 0,8 *м*. Контрфорсы бывают свайной и стоечной конструкций. Свайные контрфорсы состоят из ряда высоких и низких свай, забитых в грунт и поддерживаемых подкосами (фиг. 21—22). Ряд высоких свай контрфорса обжимается с боков двумя продольными брусьями, врубленными в насадки.

Высокие сваи поддерживаются парными подкосами из бревен $d=20\div24$ *см*, охватывающими сваи с обеих сторон. Верхние концы подкосов врубаются в сваю простым зубом на глубину около 7 *см* и одновременно охватывают ее с боков.

Верхние концы подкосов крепятся болтами, а нижние скобами. Промежуточные контрфорсы обшиваются с обеих сторон досками или пластинами.

При небольших напорах (до 2 *м*) контрфорсы делают стоечной конструкции (фиг. 21—23); за каждой стойкой контрфорса на продольную насадку нарубают зубом короткую упорную колодку служащую для передачи и распределения давления от подкосов.

При большом напоре устраивают двойные стойки и двойные подкосы.

3. Стойки

Стойки предназначены для разделения большого отверстия водоспуска на ряд мелких отверстий размером 1—1,5 *м*, перекрываемых плоскими затворами; стойки бывают промежуточные и коренные. Промежуточные стойки устраивают или съемные или постоянные; коренные стойки прочно прикрепляют к стенам устоев, быков или контрфорсов.

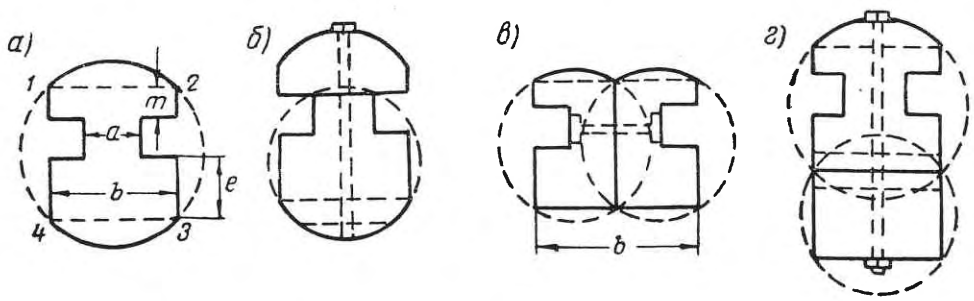
Стойки вверху опираются на упорные балки служебного моста плотины, внизу — на поперечный брус над королем, передающий нагрузку от стоек на продольные упорные брусья.

Съемные стойки обычно выпиливают из одного бревна с выемкой двух прямоугольных пазов для затворов.

При больших напорах приходится делать стойки из бревен более крупного диаметра или составного сечения на болтах или шпонках (фиг. 21—24).

Несъемные стойки делают иногда с подкосами, врубленными на высоте $0,4\div0,5H$ от низа стойки в основную или подможную стойку (для обеспечения примерно равного изгибающего момента).

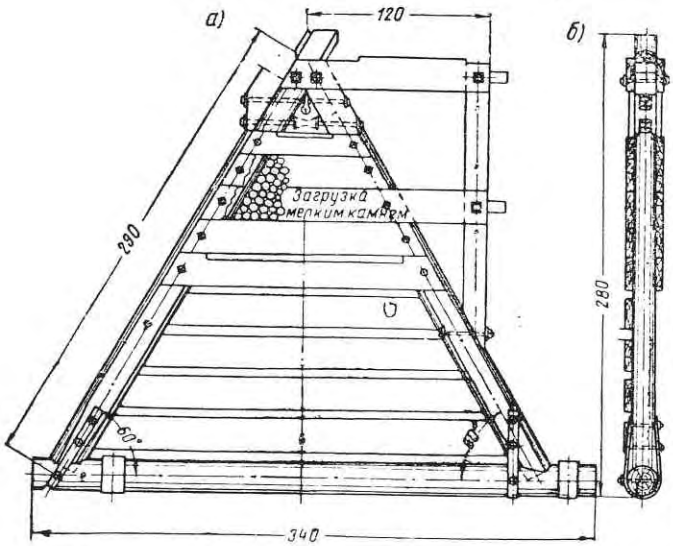
Подкосы несъемных стоек обычно обшивают с боков досками.



Фиг. 21—24. Типы опорных стоек для затворов

4. Поворотные фермы

В разборчатых плотинах с пропуском льда или леса в качестве промежуточных опор применяют деревянные поворотные фермы: треугольные или подкосные.



Фиг. 21—25. Поворотная ферма

а — вид сбоку; *б* — вид спереди

а) Треугольные деревянные поворотные фермы ставят обычно на расстоянии от 3 до 5 *м* друг от друга. Конструкция фермы состоит из передней наклонной стойки, одного или двух (при напоре более 2 *м*) подкосов и нижней распорки, являющейся одновременно осью вращения фермы (фиг. 21—25). В верхней части фермы на вертикальном подкосе устраивают служебный мостик. Верхнюю часть фермы для противодействия всплыванию фермы в разобранном виде обшивают сплошной обшивкой и загружают камнем.

б) Подкосные фермы состоят из шарнирной наклонной (под углом 60°) стойки, подкоса и мостика (фиг. 21—26). Стойка состоит из двух брусьев. Подкос поддерживает стойку на высоте $0{,}4 \div 0{,}5H$, он направлен под углом 80° к стойке и 40° к горизонту. Подкос шарнирно соединен со стойкой и упирается в поперечный брус на полу флютбета. По верху ферм устраивается служебный мост.

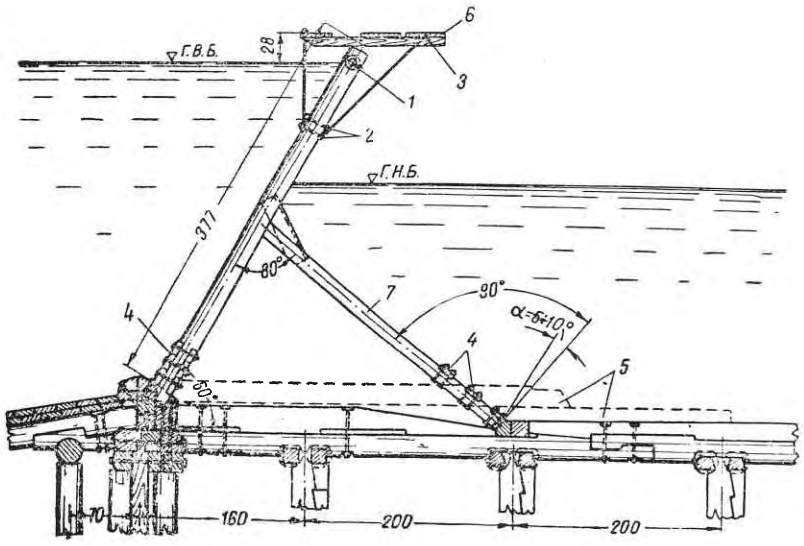
На период пропуска льда или лесосплава мостик на фермах снимают, и фермы укладывают на пол флютбета. На период эксплуатации плотины фермы последовательно поднимают при помощи лебедки, устанавливают в вертикальное положение и раскрепляют мостиком.

5. Затворы и подъемники

В деревянных плотинах в качестве затворов применяются: а) плоские затворы; б) балочные затворы; в) спицы; г) деревянные сегментные затворы.

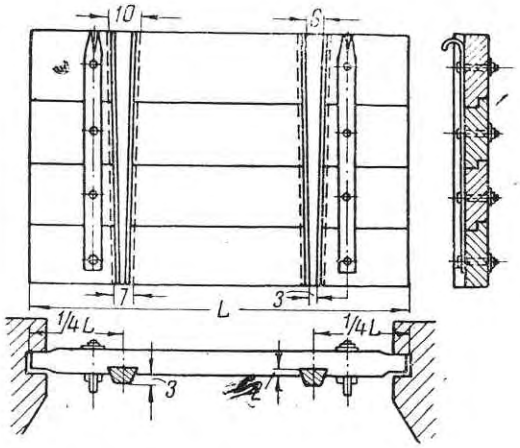
а) Наиболее широко распространенным типом затворов являются плоские затворы из досок толщиной от 5 до 10 *см*, плотно соединенных вчетверть или вшпунт. Высота плоских затворов колеблется от 0,6 до 1 *м*; ширина — от 0,6 до 1,5 *м*; нижние затворы делают меньшей высоты для облегчения их подъема. Доски плоского затвора соединяют трапецоидальными шпонками, врубаемыми в доски с напорной стороны на глубину 2 *см* (фиг. 21—27). Для подъема плоских затворов к ним с напорной стороны прикрепляют на болтах крюки из полосовой стали. При больших напорах для уменьшения трения в пазах плоские затворы оковываются в торцах угловой или полосовой сталью.

б) Балочные затворы обычно применяют при пролетах более 1,5—2 *м* (в бревноспусках и специальных отверстиях) и устраивают их из брусьев или окантованных с двух сторон бревен. В балочных затворах



Фиг. 21—26. Подкосная ферма

1 — распорка; *2* — болты $d = 16$ *мм*; *3* — доски (35 *мм*) для прохода; *4* — планки; *5* — положение фермы вне эксплуатации (лежит на флютбете); *6* — служебный мост; *7* — подкос



Фиг. 21—27. Плоский затвор

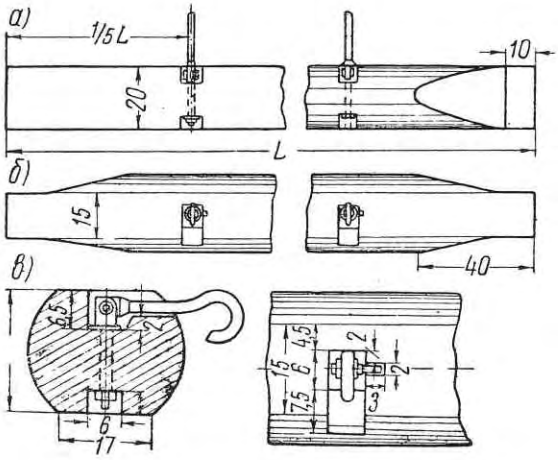
для их подъема устраивают два шарнирных крюка или две петли, помещаемые в специальные пазы на верху балок (фиг. 21—28).

в) При возможности допустить утечку воды через затворы иногда применяют спицы из прямоугольных или окантованных с двух сторон брусков, устанавливаемых под углом 10°—15° к вертикали и опертых внизу на опорный брус, а вверху на балку служебного моста.

г) Деревянные сегментные затворы применяют при пролетах до 8—10 *м* и при напорах до 3—4 *м* на водосливах ряжевых плотин.

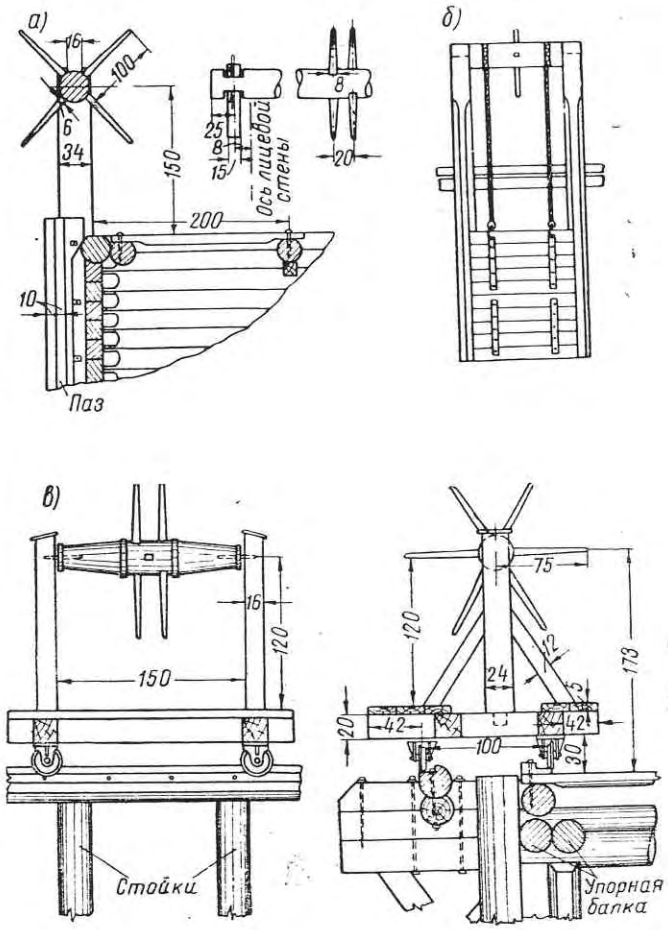
В качестве подъемных механизмов для затворов обычно применяют постоянные (фиг. 21—29, *а*), переносные (фиг. 21—29,*б*) или передвижные вороты (фиг. 21—29, *в*) из деревянного барабана $d=28 \div 25$ *см* с деревянной или металлической осью и ручками. Передвижной ворот на тележке и раме позволяет поднять плоские затворы по всей ширине отверстия плотины.

При необходимости точной регулировки расхода (при попусках, в лотках и т. п.) применяют плоские затворы с винтовым подъемником.



Фиг. 21—28. Балочный затвор

а — фасад; *б* — план; *в* — деталь



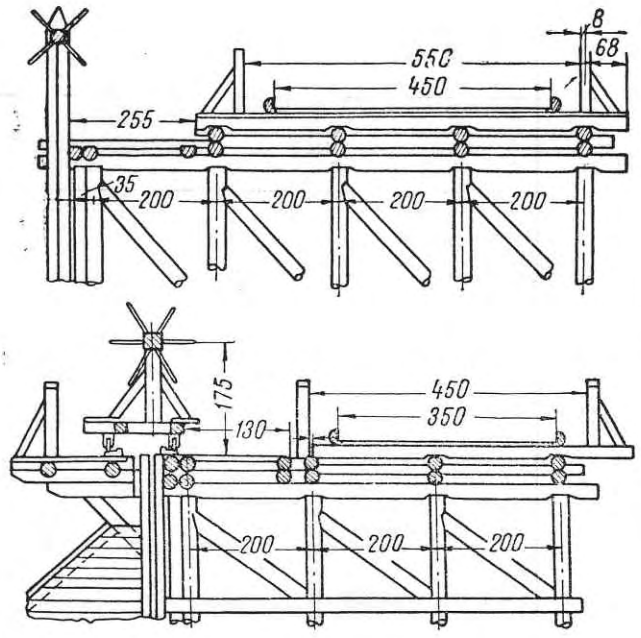
Фиг. 21—29. Типы воротов

а — постоянный; *б* — переносный; *в* — передвижной

6. Мосты

Отверстия плотин перекрывают поверху служебным, а при необходимости и проезжим мостом. Служебные мосты предназначаются для выполнения всех необходимых операций по открыванию и закрыванию отверстий плотины и делаются обычно из двух или трех балок: одной передней, одной или двух задних спаренных балок, воспринимающих горизонтальное давление от верха щитовых стоек.

Ширина проезжей части и тротуаров проезжих мостов принимается в соответствии с действующими техническими условиями. Проезжие мосты на деревянных плотинах делают обычно балочной конструкции (фиг. 21—30).



Фиг. 21—30. Служебный и проезжий мосты

21—6. НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ЧАСТИ ДЕРЕВЯННЫХ ПЛОТИН

При расчете деревянных плотин все действующие нагрузки согласно ГОСТ 3154-46 подразделяют на три категории: А — основные, Б — дополнительные, В — особые (см. гл. 7).

При расчетах элементов деревянных плотин на прочность и устойчивость принимают следующие комбинации нагрузок:

в плотинах II класса — группа А и группы А+Б+В или А+В;

в плотинах III класса — группа А и и группы А+Б;

в плотинах IV и V классов — группа А.

В частях плотины, подверженных действию повторных ударных нагрузок (ударов льда, динамических воздействий), расчетные нагрузки увеличиваются на 25% (остальные данные о нагрузках — см. гл. 7).

21—7. ФИЛЬТРАЦИОННЫЙ РАСЧЕТ ФЛЮТБЕТА ДЕРЕВЯННЫХ ПЛОТИН

Для деревянных плотин повышенной ответственности (II класса) производят точный фильтрационный расчет давления на флютбет методом, изложенным в гл. 18.

Для деревянных плотин III и IV классов фильтрационный расчет флютбета допускается делать по средним градиентам фильтрации в предположении линейного падения напора вдоль подземного контура плотины.

Длину отдельных элементов флютбета деревянных плотин в зависимости от напора и рода грунта принимают примерно в следующих пределах:

длина глиняной подушки перед понуром	$(0{,}5 \div 1)\ H$
длина понура	$(1{,}0 \div 2{,}5)\ H$
„ водобоя	$(2 \div 3)\ H$
„ слива (рисбермы)	$(3 \div 10)\ H$

(H — действующий напор в метрах).

При проектировании подземного контура флютбета деревянных плотин следует руководствоваться следующими положениями.

1. Фактическая длина вертикальных участков подземного контура (шпунтов и зубьев) должна составлять не менее $^1/_2$ всей длины подземного контура пути фильтрации.

2. Королевый шпунтовый ряд в песчано-гравелистых грунтах следует забивать на глубину, не меньшую расчетного напора.

3. Понурный шпунтовый ряд следует делать глубиной, равной или несколько меньшей, чем королевый.

4. Расстояние между шпунтами не должно быть меньше их суммарной глубины забивки.

5. В связных грунтах шпунты применяются:

а) для снижения фильтрационного давления на водобой;

б) для уменьшения фильтрации в случае наличия песчаных прослоек.

6. Водобойный шпунт увеличивает противодавление на флютбет и может вызвать увеличение толщины флютбета; вместо него чаще делают щелистую заборку и устраивают перед ней и за ней обратный фильтр.

На основании данных практики для определения предельной глубины забивки шпунтовых стенок хорошего качества можно пользоваться данными табл. 21—1.

Таблица 21—1

Род грунта	Глубина забивки в *м*				Примечание
	дощатая стенка		брусчатая стенка		
	7 *см*	10 *см*	15 *см*	18 *см*	
Песок, супесь . .	2	3	4	5,5	Длина забиваемого шпунта больше глубины забивки на 50 *см*
Суглинок, мягкая глина . .	3	4	5	6,5	

Применением способа забивки шпунтовых стенок из глубоких траншей общая глубина стенок может быть увеличена на 1—1,5 *м*.

21—8. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ ПЛОТИН

1. Расчет плоских затворов, полов и стоек

Этот расчет производится следующими способами.

а) Толщина досок плоских затворов и балочных затворов, рассчитанных, как балка на двух опорах, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой от давления воды, определяется [4] по формулам:

для плоских затворов, скрепленных шпонками,

$$\delta = Ab\sqrt{H} + t\ см; \qquad (21—1)$$

для плоских затворов, скрепленных полосовой сталью, и для балочных затворов

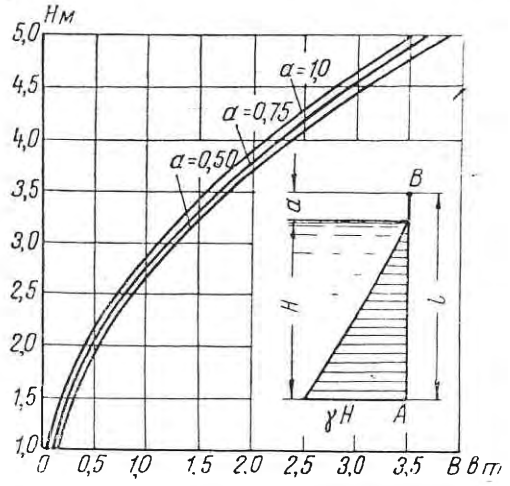
$$\delta = Bb\sqrt{H}\ см, \qquad (21—2)$$

где b — пролет плоского затвора в свету в *м*;

H — расчетный напор (до низа затвора) в *м*;

t — глубина врубки шпонки в *см*;

A и B — коэффициенты, приведенные в табл. 21—2.



Фиг. 21—31. График для определения верхней опорной реакции затворной стойки

Таблица 21—2

Значение коэффициентов *A*, *B* и *C*

Значение коэффициентов	Класс плотины			
	II	III	IV	V
A	3,0	2,7	2,4	2,2
B	3,5	3,1	2,7	2,5
C	3,9	8,1	7,3	6,6

б) Половой настил флютбета для простоты рассчитывают, как балку на двух опорах, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой от давления воды при расчетном напоре H. При двойном поле — каждый пол рассчитывается на напор $\frac{H}{2}$.

Толщина досок δ или диаметр пластин d определяют по формулам:

$$\delta = Bl\sqrt{H}\ см; \qquad (21—3)$$

$$d = Cl\sqrt{H}\ см, \qquad (21—4)$$

где l — длина доски между осями насадок в *м*;
H — расчетный напор в *м*;
B и C — коэффициенты, приведенные в табл. 21—2.

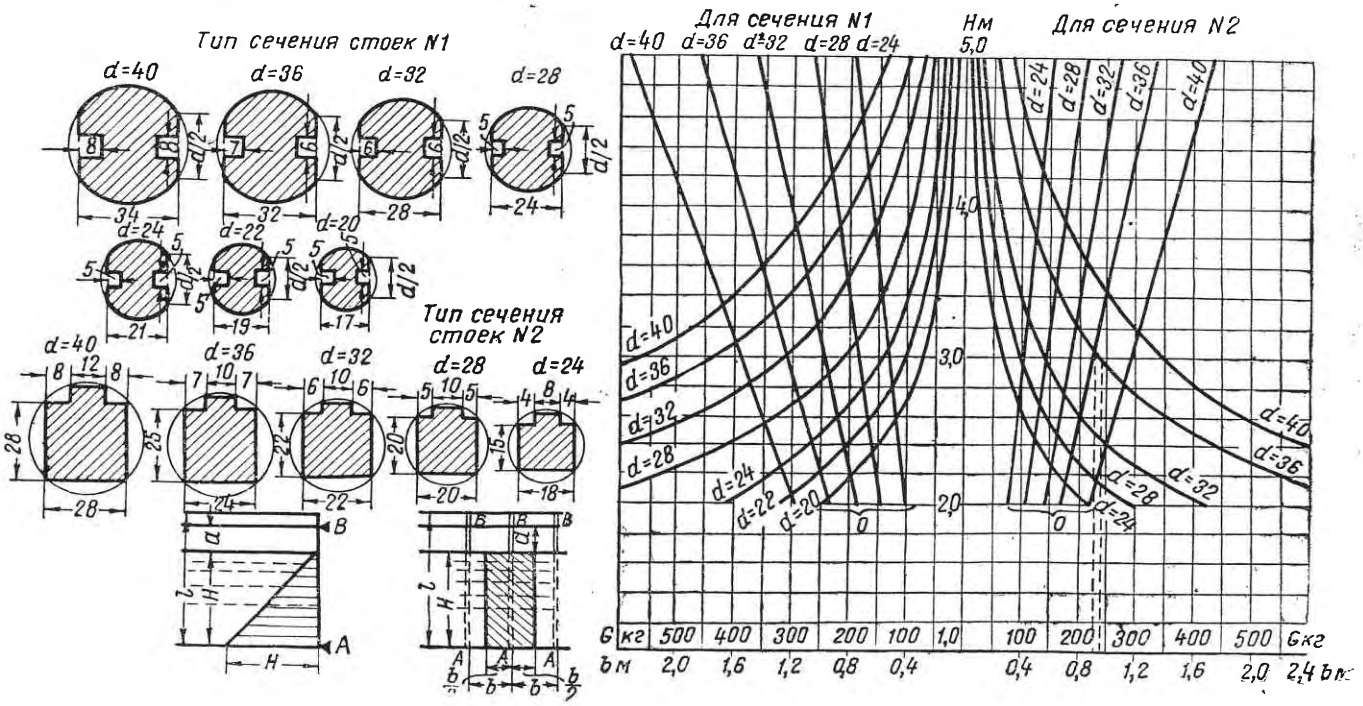
в) Вертикальную двухопорную стойку затворов рассчитывают на изгиб, как балку на двух опорах, нагруженную давлением воды по треугольной эпюре (фиг. 21—31). Максимальный изгибающий момент определяется по формуле:

$$M_{max} = b\gamma\frac{H^3}{6l}\left(a+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{H^3}{3l}}\right) кгм. \qquad (21—5)$$

Верхнюю опорную реакцию стойки затворов определяют по формуле:

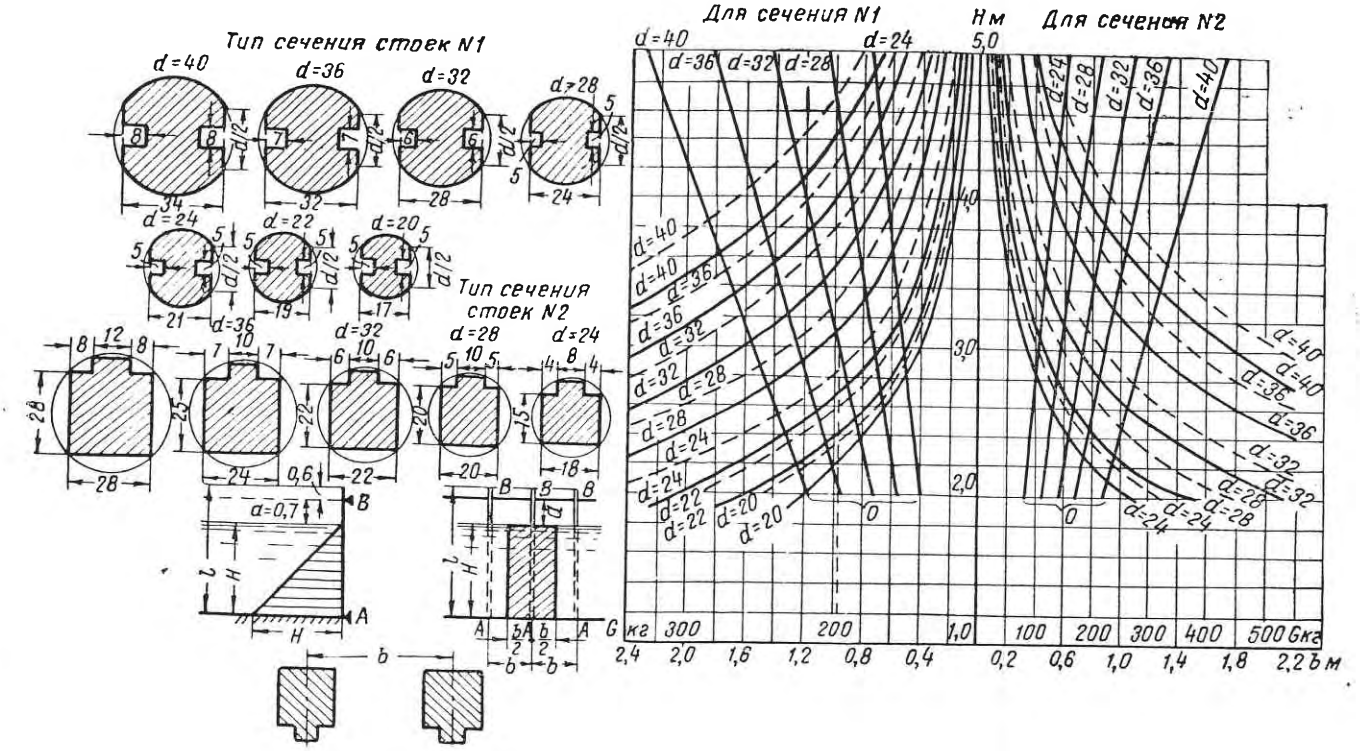
$$B = b\gamma\frac{H^3}{6l}\ кг, \qquad (21—6)$$

где b — расстояние между осями соседних стоек в *м*;
H — расчетный напор в *м*;
l — расчетная длина стойки в *м*;
a — расстояние от горизонта воды до оси верхнего упорного бруса;
γ — вес 1 $м^3$ воды, равный 1 000 *кг*.



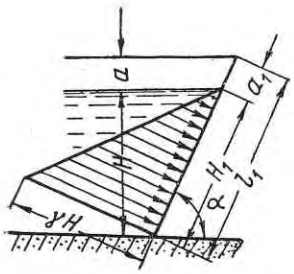
Фиг. 21—32. График для расчета съемных стоек и определения их веса в зависимости от напора H при $[\sigma_{из}]$=80 кг/см²

Типы сечения: № 1 и 2. Ключ: *H—d—b*; *H—d—G*. Дано: стойка типа № 2; H=3 *м*, d=36 *см*; находим: b=0,96 *м*; G=225 *кг*; G — вес стойки в *кг*; b — расстояние между стойками в *м*; d — диаметр стойки в *см*



Фиг. 21—33. График для расчета стоек затворов и определения их веса в зависимости от напора H

Типы сечения № 1 и 2. Сплошные линии при $[\sigma_{из}]=100$ *кг/см²*. Пунктирные линии при $[\sigma_{из}]=120$ *кг/см²*. Ключ: $H-d-b$; $H-d-G$. Дано: тип № 1; $H=3$ *м*; $d=32$ *см*; находим: $b=1{,}6$ *м*; $G=196$ *кг*; G — вес стойки в *кг*; b — расстояние между стойками в *м*; d — диаметр стойки в *см*



Фиг. 21—34. Схема наклонной стойки

При определении B можно пользоваться графиком на фиг. 21—31.

Подбор сечения затворных стоек трех типов можно производить по графикам, составленным для допускаемого напряжения дерева при изгибе $[\sigma_{из}]=80$ *кг/см²* для плотин III класса (фиг. 21—32), $[\sigma_{из}]=100$ *кг/см²* для плотин IV класса (фиг. 21—33) и $[\sigma_{из}]=120$ *кг/см²* для временных плотин V класса (фиг. 21—33, пунктир). В табл. 21—13 приведены моменты сопротивления W сечений бревен, лежней и пластин.

Наклонную съемную стойку рассчитывают аналогично вертикальной съемной стойке (фиг. 21—34). Максимальный изгибающий момент определяют по формуле:

$$M_{max}=b\gamma\frac{H_1^3\sin\alpha}{6l_1}\left(a_1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{H_1^3}{3l_1}}\right)\ кгм. \quad (21-7)$$

Верхнюю опорную реакцию наклонной съемной стойки определяют по формуле:

$$B=b\,\gamma\left(\frac{H_1^3\sin\alpha}{6l}\right)\ кг, \quad (21-8)$$

где α — угол наклона стойки к горизонту;

$$H_1=\frac{H}{\sin\alpha}\ м;$$

$$a_1=\frac{a}{\sin\alpha}\ м;$$

$$l_1=H_1+a_1\ м.$$

2. Расчет ряжей

а) Вертикальную силу P_t, передающуюся на стенки каркаса ряжевой клетки от трения о стенки грунта загрузки, определяют по формуле:

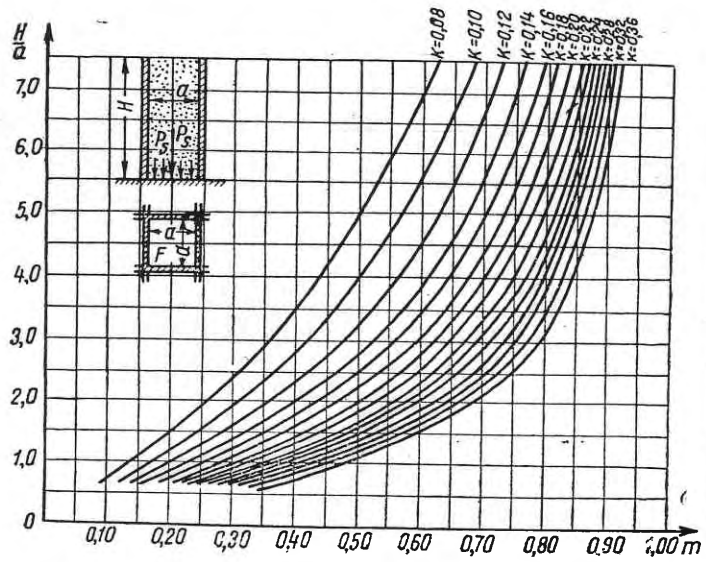
$$P_t=m\gamma_з FH\tau, \quad (21-9)$$

где $\gamma_з$ — объемный вес грунта загрузки ряжа в *т/м³*;

F — площадь поперечного сечения клетки ряда между стенками (в свету), равная a^2 для квадратных или ab для прямоугольных клеток;

H — высота ряжа в *м*;

m — коэффициент передачи, определяемый по графику (фиг. 21—35) в зависимости от отношения $\frac{H}{a}$ (высоты ряжа H к ширине клетки a) и коэффициента k, зависящего от рода загрузки и имеющего следующие значения ([4] и [6]): для каменной загрузки — $k=0{,}16\div0{,}20$; для песка — $k=0{,}20\div0{,}26$; для супеси — $k=0{,}25\div0{,}30$; для глины — $k=0{,}29\div0{,}35$.



Фиг. 21—35. График для определения коэффициента m передачи давления нагрузки в ряжах на каркас для любых размеров клеток при различных значениях $\frac{H}{a}$

$$m = \frac{P_t}{G_з} = \frac{G_з - p_s F}{G_з};\ G_з = \gamma_з a^2 H.$$

Определение коэффициента передачи m в прямоугольной клетке ряжа с размерами a и b $(a<b)$ производится по этому же графику (фиг. 21—35) по $\frac{H}{a}$, но для фиктивного значения коэффициента $k' = k\frac{au}{HF}$, где u — внутренний периметр клетки ряжа, а F — площадь сечения ряжевой клетки.

б) Определение вертикальной силы P_s, непосредственно передающейся от загрузки ряжа грунту основания, производится по формуле:

$$P_s = (1 - m)\,\gamma_з\ FH_m; \qquad (21—10)$$

единичная сила давления загрузки на дно

$$p_s = \frac{P_s}{F} = (1 - m)\,\gamma_з\ H_m/м^2. \qquad (21—11)$$

в) Вес деревянного каркаса ряжа зависит от фактических размеров венцов периметров секции, объемного веса дерева и от высоты ряжа. В табл. 21—14 приведены объемы 1 *пог. м* бревен, лежней и пластин разных сечений.

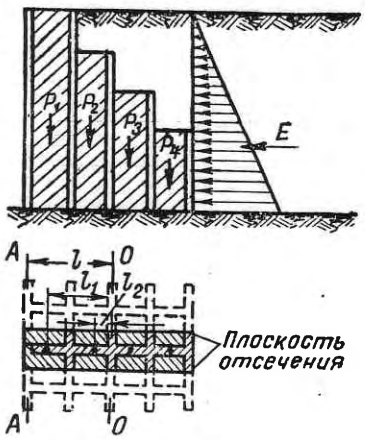
Вес половины вертикальной стенки ряжа, приходящейся на одну клетку (вторая половина веса каждой стенки ряжа относится при расчете на соседнюю клетку), определяется на 1 *пог. м* стенки по формуле:

$$q_к = \frac{1}{2}\,c_{ср}\,H\gamma_д, \qquad (21—12)$$

где $c_{ср}$ — средняя толщина стенки; для ряжа из круглых бревен

$$c_{ср} = \frac{2d + c}{3}; \qquad (21—13)$$

d — диаметр бревна в *м*;



Фиг. 21—36. Отсек ряжа со схемой нагрузок для расчета устоя

c — ширина постели бревна в *м*;
H — высота ряжа в *м*;
$\gamma_д$ — объемный вес дерева в *т/м*³.

Наивыгоднейшая ширина постели бревна в ряжах, соответствующая минимуму затраты древесины, равна $c=0{,}71\,d$; при этом

$$c_{ср} = 0{,}9\,d. \qquad (21—14)$$

Вес деревянного каркаса $G_к$, приходящийся на одну клетку квадратного сечения, равен:

$$G_к = 2q_к\,(2a_о - c_{ср})\,m, \qquad (21—15)$$

где $a_о$ — расстояние между осями стенок.

Для клетки прямоугольного сечения

$$G_к = 2q_к\,(a_о + b_о - c_{ср}), \qquad (21—16)$$

где $a_о$ и $b_о$ — размеры клетки между осями стен.

г) Сумма всех вертикальных сил, передающихся на грунт или сваи основания через каркас ряжей, определяется как ΣP, где для каждой клетки

$$P = G_к + P_t. \qquad (21—17)$$

д) Расчет ряжевых устоев производится на отсек ряжа длиной, равной ширине клетки ряжа, шириной, равной ширине устоя, и высотой от верха ряжа до расчетного сечения (фиг. 21—36).

Напряжения в венцах ряжей и в грунте под ними определяют по формуле:

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{\Sigma_1^n P}{\Omega} \pm \frac{\Sigma M_{00}}{W}, \qquad (21—18)$$

где $\sum_1^n P$ — сумма сил давления всех клеток расчетного профиля устоя, передаваемая непосредственно через стенки ряжей (n клеток):

$$P = G_к + P_t = G_к + mG_з; \qquad (21—19)$$

$G_к$ — вес каркаса в одной клетке;
$G_з$ — вес загрузки в одной клетке ряжа с весом грунта над клеткой;
Ω — площадь постели венцов расчетного сечения;

$$\Sigma M_{00} = \Sigma M_{00}(P) + \Sigma M_{00}(E); \qquad (21-20)$$

$\Sigma M_{00}(P)$ — алгебраическая сумма моментов вертикальных сил относительно оси *0—0*;

$\Sigma M_{00}(E)$ — алгебраическая сумма моментов горизонтальных сил распора грунта;

$W = \frac{J_0}{l}$ — момент сопротивления;

J_0 — момент инерции всего расчетного сечения постелей относительно оси *0—0*;

l — расстояние от оси *0—0* до наиболее удаленного волокна сечения.

Проверку ряжей устоя или флютбета на сдвиг следует производить по подошве отсека устоя; коэффициент запаса на скольжение $k_{ск}$ определяют по формуле:

$$k_{ск} = \frac{Gf}{\Sigma E}, \qquad (21-21)$$

где G — сумма всех вертикальных сил, действующих на расчетный отсек флютбета или устоя; $G = G_к + G_з$ (см. выше п. «д»);

f — коэффициент трения ряжа по грунту;

ΣE — сумма всех горизонтальных сил распора грунта и давления фильтрационной воды, действующих на отсек.

Проверка ряжевого устоя на опрокидывание производится по подошве устоя лишь для ряжей с приложенными поверху горизонтальными силами.

Коэффициент запаса на опрокидывание $k_{опр}$ определяется по формуле:

$$k_{опр} = \frac{M_{уд}}{M_{опр}}, \qquad (21-22)$$

где $M_{уд}$ — сумма моментов всех сил P относительно оси опрокидывания *А—А*;

$M_{опр}$ — опрокидывающий момент, равный $\Sigma M_{AA}(E)$;

$M_{AA}(E)$ — сумма моментов всех горизонтальных сил давления на отсек ряжевого устоя (см. фиг. 21—36).

При удовлетворении условий устойчивости обычного ряжа на сдвиг поверку его на перекашивание можно не производить.

е) При наличии на ряжевом устое надстройки с приложенной к ней горизонтальной силой E_0 следует проводить проверку ряжа на перекашивание по формуле Герсеванова:

$$B \geqslant \frac{2E_0}{f\gamma_р H} + \frac{\gamma_{гр} H \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}{3f\gamma_р} + \frac{p_0 \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}{f\gamma_р}, \qquad (21-23)$$

где B — ширина устоя;

$\gamma_р$ — средний объемный вес ряжевого устоя в *т/м³*;

$\gamma_{гр}$ — средний объемный вес грунта засыпки за устоем в *т/м³*;

φ — угол внутреннего трения грунта засыпки;

p_0 — дополнительная нагрузка на поверхность засыпки, совпадающую с верхом устоя, в *т/м²*;

H — высота устоя в *м*;

f — коэффициент трения грунта затрузки в ряжах;

E_0 — равнодействующая всех горизонтальных сил, приложенных к надстройке, в пределах рассчитываемого отсека ряжевого устоя.

3. Расчет ворота

Расчет ворота производят [10] по наибольшему подъемному усилию, которое будет при подъеме нижнего плоского затвора. Учитывая возможность всякого рода заеданий, подъемное усилие в запас прочности определяют при нормальном подпорном горизонте воды в верхнем бьефе и отсутствии воды в нижнем бьефе.

Подъемное усилие плоского затвора T может быть определено по формуле:

$$T = G + fP, \qquad (21-24)$$

где G — вес плоского затвора с поковками в *т*;

P — давление воды на затвор в *т*, равное:

$$P = \gamma F\left(H - \frac{a}{2}\right); \qquad (21-25)$$

F — площадь затвора в *м²*;

H — напор над нижней кромкой затвора (при подъеме) в *м*;

a — высота затвора (см. фиг. 21—37, *а*) в *м*;

γ — объемный вес воды, равный 1 *т/м³*;

f — коэффициент трения затвора в пазах, принимаемый равным: для дерева по дереву (в воде) —0,7; для дерева по стали (в воде) —0,65; для стали по стали (в воде) с учетом загрязнения — 0.50.

Вес затвора определяют по объему дерева, принимая объемный вес сырого дерева $\gamma_д = 0{,}8$ *т/м³* и вес поковок в среднем 5—6 *кг* на затвор. Вал ворота рассчитывается, как балка на двух опорах, нагруженная подъемным усилием T от каната, который наматывается на вал (фиг. 21—37).

Если подъем затвора будет производиться вращением ворота за ручки с двух сторон, то усилие на ручке N находят из равенства вращающих моментов на вороте по формуле:

$$Tr = 2Nc\eta, \qquad (21-26)$$

откуда

$$N = \frac{Tr}{2c\eta}, \qquad (21-27)$$

где η — к. п. д. ворота (примерно 0,8);

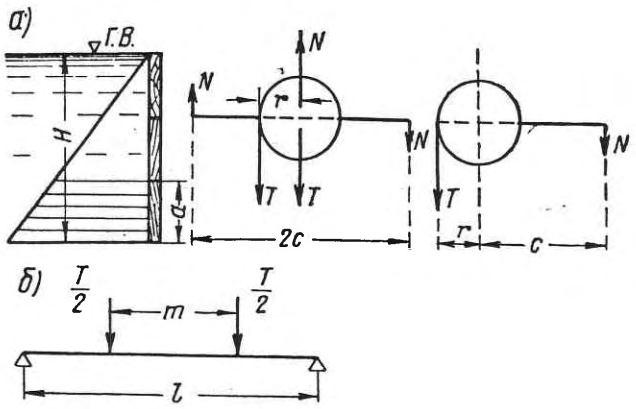
r — радиус вала ворота;

c — длина ручки (до оси).

При подъеме затвора с приложением усилия на ворот только с одной стороны (когда к вороту нельзя подойти с другой стороны) потребуется вдвое большее усилие N, чем приведенное выше; кроме того, вал в вертикальной плоскости будет изгибаться от суммы сил $T+N$.

В случае подъема одним канатом (по середине затвора) с усилием на ручках с двух сторон наибольший изгибающий момент

$$M_{max} = \frac{Tl}{4}; \qquad (21-28)$$



Фиг. 21—37. Схемы для расчета ворота
а — схемы для определения тяговых усилий; *б* — схема нагрузок на вал ворота

при подъеме же двумя канатами, прикрепленными на расстоянии m:

$$M_{max} = \frac{T}{4}(l - m). \qquad (21-29)$$

При вращении вала за ручку с одной стороны

$$M_{max} = \frac{T+N}{4} l \text{ (при одном канате)}, \qquad (21-30)$$

$$M_{max} = \frac{T+N}{4}(l-m) \text{ (при двух канатах)}. \qquad (21-31)$$

21—9. РАСЧЕТ СВАЙ И ШПУНТОВ[1]

1. Расчет одиночных свай на вертикальные нагрузки

а) Общие указания. По характеру работы в грунте под вертикальной нагрузкой сваи подразделяются на два типа: 1) сваи-стойки, передающие нагрузку на грунт только нижними концами (остриями), т. е. грунт в междусвайном пространстве вертикальной нагрузки не воспринимает в силу малой деформируемости и большой прочности опорного пласта грунта; 2) висячие сваи, передающие нагрузку на грунт, главным образом через свою боковую поверхность.

Сваи-стойки всегда работают как одиночные, т. е. сопротивление вертикальной нагрузке свайного основания из свай-стоек определяется как сумма сопротивлений отдельных свай.

Висячие сваи работают как одиночные при соблюдении одного из следующих условий:

1) расстояние между осями свай больше $^1/_4$ длины свай;

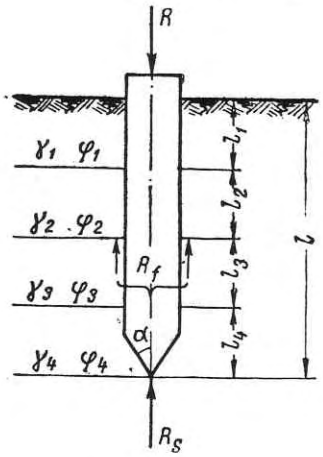
2) число свай менее 5;

3) число продольных рядов свай не более 3, а соотношение размеров свайного основания в плане при этом более 5.

Определение несущей способности свай-стоек производится путем расчета свай как отдельных опор по прочности материала сваи без учета явлений продольного изгиба в пределах глубины забивки.

Определение несущей способности одиночных висячих свай, кроме обязательного расчета допускаемой

[1] Пункты 1, 2 „б" п. 21—9—составлены канд. техн. наук А. С. Строгановым.



Фиг. 21—38. Схема расчета сваи на вертикальную нагрузку

нагрузки на сваю из условия прочности работы материала сваи при смятии ее головы, может производиться следующими способами: 1) теоретически-статическим методом; 2) динамическим методом; 3) методом испытания пробной статической нагрузкой.

б) Теоретически-статический метод базируется на допущении, что полное сопротивление R сваи при критической нагрузке равно:

$$R = R_s + R_f,$$

где R_s — сопротивление грунта под нижним концом (острием) сваи;

R_f — сопротивление трения по боковой поверхности сваи.

В зависимости от принятых допущений при определении величины R_s и R_f получаемые формулы имеют различный вид. Наиболее распространенной в СССР является формула проф. В. К. Дмоховского, основанная на положениях классической теории сыпучих тел и имеющая следующий вид:

$$R = \frac{F}{\sin\alpha}\gamma l \operatorname{tg}^4\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{u}{2}\gamma l^2 \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)\operatorname{tg}\varphi, \qquad (21-32)$$

где F — площадь поперечного сечения сваи в $м^2$;

u — периметр поперечного сечения сваи в $м$;

l — расчетная длина сваи от поверхности земли до острия в $м$;

α — половина угла заострения;

γ — средневзвешенное значение объемного веса грунта, определяемое по формуле (фиг. 21—38):

$$\gamma = \frac{\gamma_1 l_1 + \gamma_2 l_2 + \cdots + \gamma_n l_n}{l_1 + l_2 + \cdots + l_n}, \qquad (21-33)$$

φ — средневзвешенное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле:

$$\varphi = \frac{\varphi_1 l_1 + \varphi_2 l_2 + \cdots + \varphi_n l_n}{l_1 + l_2 + \cdots + l_n}. \qquad (21-34)$$

Коэффициенты запаса m при пользовании формулой проф. В. К. Дмоховского назначаются в зависимости

от величины угла внутреннего трения φ в соответствии с табл. 21—3.

Таблица 21—3

Величины коэффициента запаса m в зависимости от угла внутреннего трения φ

φ	m	φ	m
10	1,0	25	3,0
15	1,4	30	4,0
20	2,0	35	5,0

Для промежуточных значений φ величины m берутся по интерполяции. При $\varphi > 35°$ формулой (21—32) пользоваться не рекомендуется.

Обычно формула проф. В. К. Дмоховского применяется не для определения несущей способности сваи, а для определения необходимой длины сваи l, когда известна допускаемая нагрузка $[P]$ на сваю, определенная по условиям прочности материала сваи на смятие.

В этом случае формула проф. В. К. Дмоховского имеет вид:

$$\left.\begin{aligned} &Al^2 + Bl - m[P] = 0, \\ &\text{где} \\ &A = \frac{u}{2}\,\gamma\,\mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)\mathrm{tg}\,\varphi; \\ &B = \frac{F}{\sin\alpha}\,\gamma\,\mathrm{tg}^4\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right). \end{aligned}\right\} \qquad (21—35)$$

Определение необходимой длины сваи производится решением квадратного уравнения путем последовательных приближений, так как в указанном уравнении величины γ и φ являются функциями l [см. формулы (21—33) и (21—34)].

Для приближенного определения допускаемой нагрузки на сваю $[P]$ в $т$ рекомендуется пользоваться следующей формулой:

$$[P] = 10[p_h]F + ulf, \qquad (21—35')$$

где $[p_h]$ — допускаемое давление на грунт в $кг/см^2$ на уровне острия сваи, определяемое согласно действующим нормам;

f — средневзвешенное удельное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи в $т/м^2$, определяемое по табл. 21—5.

Остальные обозначения приведены выше.

в) Динамический метод состоит в том, что предельное сопротивление сваи нагрузке определяют, как функцию величины погружения (отказа) сваи в грунт от последнего удара бабы или молота и ряда главнейших элементов, определяющих силу удара: энергии удара бабы или молота $Э$, веса G падающих частей бабы, веса q сваи с наголовником, высоты H падения бабы при ударе.

Для определения предельной нагрузки на сваю динамическим методом служит обязательная для применения в СССР формула проф. Н. М. Герсеванова, которая имеет следующий вид:

$$R = \frac{nF}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{4}{nF}\cdot\frac{Э}{e}\cdot\frac{G + 0{,}2q}{G+q}} - 1\right), \qquad (21—36)$$

где F — площадь поперечного сечения сваи в $м^2$;

n — коэффициент, зависящий от материала сваи, условий передачи удара бабы по свае, от башмака сваи и пр. и принимаемый для деревянных свай: при бойке без подбабка $n = 100\ т/м^2$, с подбабком $n = 80\ т/м^2$;

$Э$ — энергия удара молота или бабы в $тм$, принимаемая: для молотов подвесных, дизельных и одиночного действия $Э = GH$ (H — высота падения молотов в $м$, G — вес ударной части молота в $т$), для молотов двойного действия и дифференциальных молотов — по заводскому паспорту молота;

q — вес сваи с наголовником в $т$;

e — отказ сваи от последнего удара при забивке или от первого удара при добивке в $м$.

Формулой Н. М. Герсеванова можно воспользоваться только после пробной забивки свай, в результате которой будет получена величина отказа e, при всех прочих известных величинах. Величина коэффициента запаса m при пользовании формулой Н. М. Герсеванова принимается:

для постоянных сооружений . . . . $m = 2{,}0$

» временных » . . . . $m = 1{,}5$

Для определения величины контрольного отказа e_0 по заданной проектной нагрузке $[P]$ на сваю пользуются формулой:

$$e_0 = \frac{nFЭ}{m[P](nF + m[P])}\cdot\frac{G + 0{,}2q}{G+q}, \qquad (21—37)$$

в которой все обозначения указаны выше. Эта формула позволяет контролировать несущую способность всех забиваемых свай в процессе производственной бойки.

г) Метод испытания пробной статической нагрузкой позволяет установить экспериментальным путем зависимость вертикального перемещения w сваи от вертикальной нагрузки P, на основании которой можно определить критическую нагрузку $P_к$. За критическую нагрузку принимается нагрузка, при превышении которой поведение сваи в грунте характеризуется длительными, резко увеличивающимися перемещениями (осадками).

Допускаемая нагрузка на сваю определяется по графику $w = f(P)$. При отсутствии заданной допускаемой величины перемещения сваи допускаемая нагрузка на сваю $[P]$ определяется как часть критической нагрузки $P_к$, а именно:

а) для постоянных сооружений

$$[P] \leqslant \frac{P_к}{2};$$

б) для временных сооружений

$$[P] \leqslant \frac{P_к}{1{,}5}. \qquad (21—38)$$

При заданной величине допускаемого перемещения сваи $[w]$ допускаемая нагрузка P_w принимается в размере $^2/_3$ нагрузки P_w, соответствующей допускаемому перемещению, но не более $[P]$, определенной как часть критической нагрузки в соответствии с вышеизложенными требованиями. Контрольный отказ для производственной бойки свай по данным испытания пробной статической нагрузкой определяется по формуле Н. М. Герсеванова, где принимается:

$$m[P] = P_к \text{ или } [P] = [P_w]. \qquad (21—39)$$

Метод испытания пробной статической нагрузкой является контрольным, так как его можно применять только после окончания проектирования, когда установлены расположение свай, их размеры и глубина забивки.

Допускаемая вертикальная нагрузка на сваи-стойки для предварительных соображений при составлении проекта принимается в размере 80% допускаемого давления на сваю, исходя из прочности торца сваи на смятие (см. табл. 21—4).

Таблица 21—4

Допускаемые давления на деревянные сваи

Диаметр свай в *см*	Допускаемые давления в *т* при классе плотины		
	II	III	IV и V
20	12	13	17
22	14	15	20
24	17	18	24
26	20	22	28
28	23	25	32
30	27	30	38
32	30	33	42
34	35	38	49

д) Допускаемая сила сопротивления сваи на выдергивание $[P_{выд}]$ в грунтах определяется по формуле:

$$P_{выд} = ulf, \qquad (21-40)$$

где f — то же, что и в формуле (21—35′).

Таблица 21—5

Удельное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи

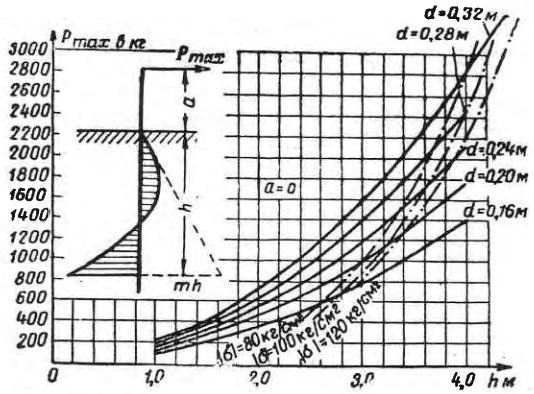
Наименование грунта	*f* в *т/м²*
Пески и гравелистые грунты (плотные)	6
То же, средней плотности	3
„ рыхлые	1
Супесь в зависимости от плотности	1—2
Суглинки и глины в твердом состоянии	4
Суглинки в пластичном состоянии	2
Суглинки в текучем состоянии	0,75
Илы в зависимости от плотности	0,1—0,5

2. Расчет свай и шпунтов на горизонтальные нагрузки

а) Метод А. М. Латышенкова. Наибольшая горизонтальная нагрузка, допускаемая на жесткую вертикальную круглую сваю со свободным верхним концом (фиг. 21—39) из условий прочности грунта может быть определена по формуле А. М. Латышенкова [7], основанной на параболической эпюре напряжений в грунте и учете бокового трения:

$$P_{max} = \frac{mdh^3}{3(4a+3h)}\ кг, \qquad (21-41)$$

где d — диаметр сваи в *м*;
a — плечо приложения силы в *м*;
h — глубина забивки сваи в *м*;



Фиг. 21—39. График для расчета свай на горизонтальную силу по формуле:

$$P_{max} = \frac{mdh^3}{3(4a+3h)} (\text{при } m=5\,000\ кг/м^2;\ a=0)$$

$$m = \gamma\left[\operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\right]; \qquad (21-42)$$

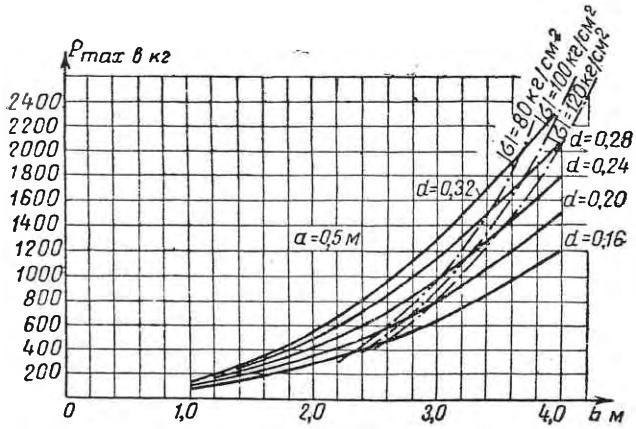
γ — объемный вес грунта, соответствующий его влажности.

На фиг. 21—39 — 21—43 приведены графики зависимости силы P от h, a и d, вычисленные при $m=5\,000\ кг/м^3$ и при a=0—0,5—1,0—1,5—2,0 *м*.

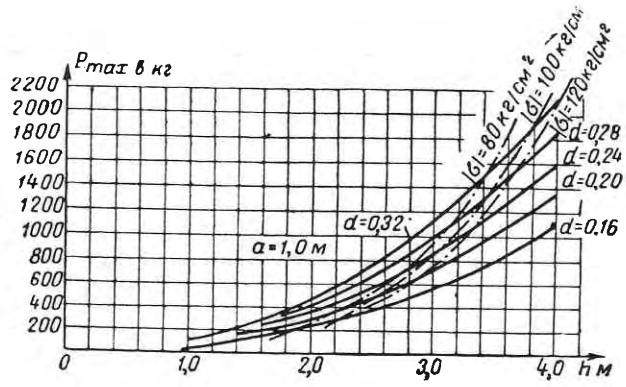
При $m \neq 5\,000\ кг/м^3$ полученные по графику величины P_{max} следует помножить на отношение $\frac{m}{5\,000}$.

Ограничительные пунктирные кривые на графиках нанесены, исходя из условия доведения напряжения при изгибе в сваях (при расчете на основные нагрузки) до:

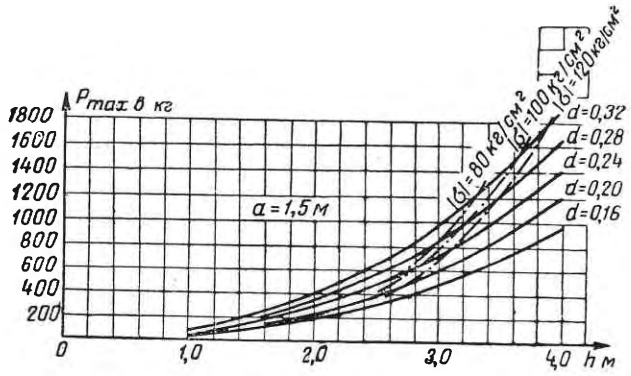
в плотинах III класса до 80 *кг/см²*
„ „ IV „ „ 100 „
„ „ V „ „ 120 „



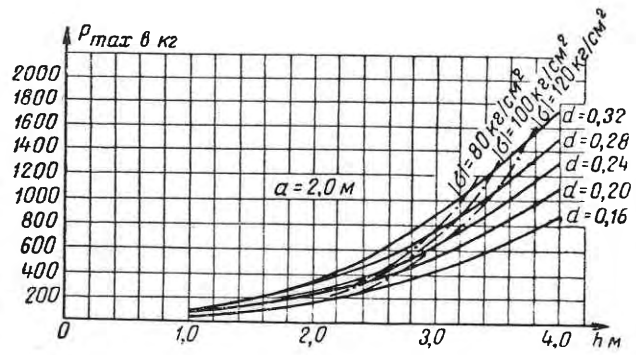
Фиг. 21—40. График для расчета свай на горизонтальную силу при a=0,5 м



Фиг. 21—41. График для расчета свай на горизонтальную силу при a=1 м



Фиг. 21—42. График для расчета свай на горизонтальную силу при a=1,5 м



Фиг. 21—43. График для расчета свай на горизонтальную силу при a=2 м

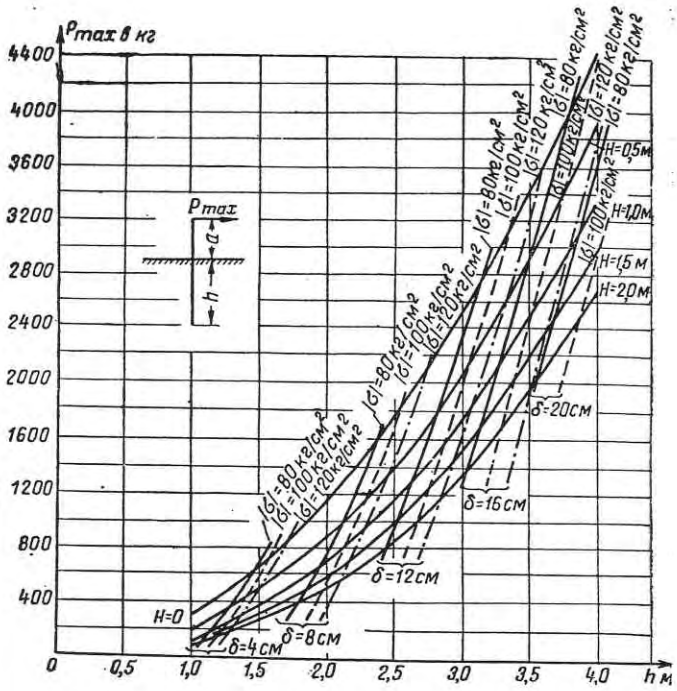
Прочность вертикальной круглой сваи со свободным верхним концом проверяется по формуле:

$$\frac{M_{max}}{W} = [\sigma_{из}], \qquad (21—43)$$

где

$$M_{max} = P\left(a + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{P}{md}}\right) кгм; \qquad (21—44)$$

W — момент сопротивления сечения сваи.



Фиг. 21—44. График для расчета 1 пог. м шпунтового ряда на горизонтальную силу по формуле:

$$P_{max} = \frac{mh^3}{6(4a+3h)} \quad (\text{при } m=5\,000\ кг/м^3).$$

Допускаемая горизонтальная сила, действующая на 1 *пог. м* вертикального шпунта со свободным верхним концом (фиг. 21—44), определяется из условий прочности грунта по формуле:

$$P_{max} = \frac{mh^3}{6\,(4a+3h)}\ кг. \qquad (21—45)$$

На фиг. 21—44 приведены графики зависимости силы P_{max} от h, толщины шпунта δ и плеча a при $m=5\,000\ кг/м^3$. При $m \neq 5\,000\ кг/м^3$ полученные по графику величины P надлежит помножить на отношение $\frac{m}{5\,000}$.

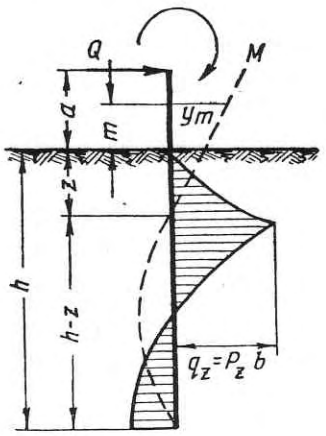
Ограничительные кривые, нанесенные на графике, показывают величину P_{max}, доводящую напряжения при изгибе в шпунтовых сваях до $[\sigma_{из}]=80\ кг/см^2$, $[\sigma_{из}]=100\ кг/см^2$ и $[\sigma_{из}]=120\ кг/см^2$, допускаемых при расчете на основные нагрузки (в плотинах III, IV и V классов).

Прочность участка шпунтового ряда шириной $b=1$ *м* проверяется по формуле (21—43) и по формуле:

$$M_{max} = P\left(a + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2P}{m}}\right), \qquad (21—46)$$

где P — допускаемая сила;
a — плечо приложения силы P.

Допускаемая горизонтальная сила, приложенная к свае, а также к 1 *пог. м* шпунта (по ширине) при за-



Фиг. 21—45. Схема для расчета сваи на горизонтальную нагрузку по методу А. С. Строганова

деланном верхнем конце определяется из условий прочности грунта по формулам:

для сваи

$$P_{max} = \frac{mdh^2}{3}; \qquad (21-47)$$

для шпунта

$$P_{max} = \frac{mh^2}{6}. \qquad (21-48)$$

б) Метод А. С. Строганова. Канд. техн. наук А. С. Строгановым [11] предложен метод расчета одиночных свай на горизонтальные силы, основанный на приближенном решении упруго-пластической задачи работы гибкой сваи в грунте.

Сваю, работающую на горизонтальную нагрузку, можно считать одиночной только в том случае, если окружающие сваю конструкции находятся за пределами тела выпирания. Практически сваю можно считать одиночной, если ростверк не лежит на поверхности грунта (высокий свайный ростверк) и расстояние между сваями более 3 *d*.

Свая, нагруженная горизонтальной силой Q и сосредоточенным моментом M (фиг. 21—45), работает в пределах так называемой упругой зоны $h—z$, как балка на упругом основании, консольный конец которой $z+a$ нагружен отпором сдвинутого грунта и указанными силами.

Коэффициент k податливости грунта (постели) в пределах упругой зоны принимается постоянным. Отпором сдвинутого грунта можно пренебречь в силу его незначительности.

Разрушающая горизонтальная нагрузка на сваю определяется решением кубического уравнения:

$$\frac{2}{S}[\operatorname{tg}(\theta-\varphi)-\operatorname{tg}\varphi]\,Q_{RM}^3+\left\{\frac{2}{S^2}M_R[\operatorname{tg}(\theta-\varphi)-\operatorname{tg}\varphi]+\right.$$

$$+\gamma b[(a-h_0)\operatorname{tg}\theta+\frac{\pi a}{4b}(2h_0-a)\operatorname{tg}^2\theta+$$

$$\left.+\frac{h_0}{b}(b-a\operatorname{tg}\theta)(\operatorname{tg}(\theta-\varphi)-\operatorname{tg}\varphi)]\right\}Q_{RM}^2-$$

$$-\gamma(M_R-M)\operatorname{tg}\theta\left\{b-\frac{\pi}{2}(a-h_0)\operatorname{tg}\theta-h_0[\operatorname{tg}(\theta-\varphi)-\right.$$

$$\left.-\operatorname{tg}\varphi]\right\}Q_{RM}=\gamma\frac{\pi}{4}(M_R-M)^2\operatorname{tg}^2\theta, \qquad (21-49)$$

где Q_{RM} — разрушающая нагрузка на сваю из условия прочности материала сваи в *т*;

M_R — разрушающий момент сваи в *тм*;

b — ширина или диаметр сваи в *м*;

S — линейная характеристика сваи как балки на упругом основании, определяемая по формуле:

$$S=\sqrt[4]{\frac{4EJ}{bk}}\ \text{в } м, \qquad (21-50)$$

где E — модуль упругости материала сваи в $т/м^2$;

J — момент инерции сечения сваи в $м^4$;

k — коэффициент податливости грунта, определяемый по результатам испытания грунта пробной нагрузкой по формуле:

$$k=C\frac{B}{b}, \qquad (21-51)$$

C — коэффициент постели грунта в $т/м^3$;

B — меньшая сторона прямоугольного штампа в *м*;

a — расстояние точки приложения горизонтальной силы от поверхности грунта в *м*;

φ — угол внутреннего трения грунта в град.;

θ — угол выпирания, определяемый подбором по формуле:

$$\theta=\frac{1}{2}\operatorname{arctg}\frac{\sin 2\varphi}{\cos 2\varphi-\dfrac{1}{2[1-\operatorname{ctg}(\theta-\varphi)\operatorname{tg}\varphi]}}$$

или по табл. 21—6;

Таблица 21—6

Величина углов выпирания θ

φ	5	10	15	20	25	30	35	40
θ	19	34	46	55	63	70	77	84

γ — объемный вес грунта в $т/м^3$;

h_0 — высота слоя грунта, эквивалентная сцеплению c грунта, определяемая по формуле:

$$h_0=\frac{c}{\gamma\operatorname{tg}\varphi}\ \text{в } м. \qquad (21-52)$$

Предполагаемое место излома сваи определяется по формуле:

$$z_R=\frac{M_R-M-Q_{RM}a}{Q_{RM}}, \qquad (21-53)$$

где Q_{RM} находят из уравнения (21—49).

Уравнение для определения разрушающей нагрузки применимо при условии

$$\lambda_{h-z}=\frac{h-z_R}{S}\geqslant 2{,}5, \qquad (21-54)$$

где λ_{h-z} — относительная линейная характеристика сваи.

В том случае, если грунт неоднороден, то величины γ, φ и c принимаются средневзвешенными в пределах предполагаемой зоны сдвига z (около 1 *м*).

Для определения допускаемой горизонтальной нагрузки на сваю ($Q_д$) из условия прочности сваи достаточно в основном уравнении (21—49) заменить разрушающий момент M_R допускаемым $[M]$.

Зависимость прогиба сваи на высоте m от поверхности земли определяется в функции Q и z по формуле:

$$y_m = \frac{2}{S^2 bk}\left\{a\left(1+\frac{2}{S}m\right)+S+m+\left[2+\frac{2}{S}(a+m)\right]z+\right.$$
$$\left.+\frac{2}{S}z^2\right\}Q+\frac{2}{S^2 bk}\left[1+\frac{2}{S}(m+z)\right]M, \quad (21—55)$$

в которую подставляются значения Q, полученные предварительно по формуле:

$$Q=\frac{p_z b-\frac{2}{S^2}M}{\frac{2}{S^2}(a+z+S)}, \quad (21—56)$$

где z — задается в пределах от 0 до z_R;

p_z — предельное горизонтальное давление на грунт, определяемое по формуле:

$$p_z=\gamma\left[\frac{(z+h_0)\operatorname{tg}\theta+\frac{\pi}{4b}(z^2+2h_0z)\operatorname{tg}^2\theta}{\operatorname{tg}(\theta-\varphi)-\operatorname{tg}\varphi}-\right.$$
$$\left.-h_0\left(1+\frac{z}{b}\operatorname{tg}\theta\right)\right]. \quad (21—57)$$

По формуле для определения прогиба сваи устанавливается зависимость $y_m=f(Q)$ в виде соответствующего графика, по которому интерполяцией устанавливается прогиб сваи, соответствующий заданной величине горизонтальной нагрузки.

в) Метод В. Г. Березанцева. Величину допускаемой на сваю горизонтальной нагрузки (из условия прочности грунта) можно определять также по формуле В. Г. Березанцева [2], основанной на параболической эпюре напряжений, но с учетом неработающего верхнего слоя (со сдвигом грунта) высотой a:

$$P_{max}=\frac{P_h dh_0}{6(2h_0+1)}, \quad (21—58)$$

где P_h — критическое горизонтальное давление в грунте на конце сваи:

$$P_h=\gamma\left(\lambda_p h_0+\lambda_b h_0^2\right); \quad (21—59)$$

$h_0=h-a$ (см. фиг. 21—46,*а*);

h — полная глубина забивки сваи;

a — толщина слоя грунта, не участвующего в работе, определяемая по табл. 21—7;

Таблица 21—7

$\frac{H}{h}$	a
$1{,}0>\frac{H}{h}>0{,}6$	$(0{,}14\div0{,}16)h$
$0{,}6>\frac{H}{h}>0{,}2$	$(0{,}16\div0{,}18)h$
$\frac{H}{h}<0{,}2$	$(0{,}18\div0{,}20)h$

$$\lambda_p=\frac{\cos^2\varphi}{\cos\delta\left[1-\sqrt{\frac{(\sin\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos\delta}}\right]^2};$$

φ — угол внутреннего трения;

δ — угол трения грунта о сваю (фиг. 21—46,*б*):

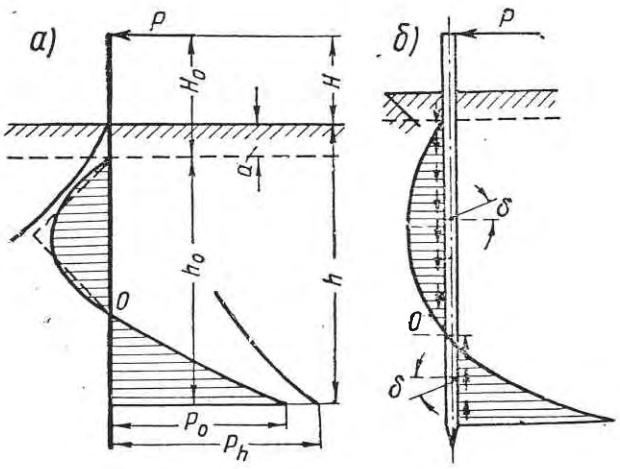
$$\lambda_b=\frac{\zeta\operatorname{tg}\varphi}{d\operatorname{tg}\theta}=$$
$$=\frac{\zeta\operatorname{tg}\varphi\left(\sin\varphi+\cos\varphi\operatorname{tg}\delta+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)}{\sin\varphi\cos\delta}}\right)}{d(\cos\varphi-\sin\varphi\operatorname{tg}\delta)}; \quad (21—60)$$

θ — угол между плоскостью выпирания призмы грунта и горизонтом;

d — диаметр сваи;

$$n_0=\frac{H_0}{h_0};\ H_0=H+a;$$

ζ — коэффициент бокового давления грунта, значения которого приведены в табл. 21—8.



Фиг. 21—46. Схемы для расчета сваи на горизонтальную нагрузку по методу В. Г. Березанцева

Таблица 21—8

Грунт	ζ	$\zeta_{ср}$
Плотный песок	0,36	0,40
Песок средней плотности .	0,42	
Суглинок	0,50—0,65	0,70
Глина	0,70—0,65	

Для несвязных грунтов при расчетах обычно принимают значения углов естественного откоса равными углам внутреннего трения. Определение угла внутреннего трения для связных грунтов производится в лабораторных условиях большей частью с исключением поверхностного натяжения капиллярной воды, что не всегда соответствует действительному состоянию естественного грунта.

Поэтому В. Г. Березанцев предложил при расчетах на горизонтальную нагрузку свай, погруженных в связные грунты, учитывать не угол внутреннего трения φ, а некоторый условный эквивалентный угол φ_c, учитывающий также и сцепление частиц грунта (угол сдвига): а) для грунтов в твердом и полутвердом состоянии $\varphi_c = 1{,}8\,\varphi$; б) для грунтов в пластичном состоянии $\varphi_c = 1{,}3\,\varphi$; в) для грунтов в текучем состоянии $\varphi_c = \varphi$; для песчаных грунтов также принимается $\varphi_c = \varphi$. Проведенные В. Г. Березанцевым исследования показывают, что деревянные сваи, забитые полностью в грунт, имеют меньшее сопротивление по материалу сваи, чем по боковому сопротивлению грунта.

При грунтах с углом $\varphi_c > 20° \div 25°$ сваи следует рассчитывать только по сопротивлению материала сваи.

Наибольший изгибающий момент для свай от горизонтальных сил В. Г. Березанцев предлагает определять по формуле:

$$M_{max} = (0{,}273h_0 + 0{,}91H_0)P \qquad (21—61)$$

при среднем значении $a \approx 0{,}17h$ будем иметь:

$$M_{max} = (0{,}91H + 0{,}38h)\,P. \qquad (21—62)$$

Пренебрежение в методе Березанцева сопротивлением отпора грунта в верхней части сваи дает сильно преуменьшенные значения допускаемой нагрузки на сваю.

В практике проектирования деревянных плотин обычно употребляется первый метод — А. М. Латышенкова, как достаточно надежный и доведенный до более удобного и простого инженерного использования.

г) Метод С. В. Лузана. С. В. Лузаном был предложен [9] метод расчета отдельных свай, кустов и свайных полей, основанный на идее проф. Калиновича Б. Ю., согласно которой свая рассматривается как балка на упругом основании, нагруженная в верхней части реакцией пассивного сопротивления грунта; в эту методику С. В. Лузаном были внесены уточнения, вытекающие из рассмотрения напряженного состояния грунта в междусвайном пространстве для свайных кустов и полей.

Для отдельно стоящих свай со свободным концом разрушающая горизонтальная сила $P_р$ определяется по формуле:

$$P_р = 0{,}95\sqrt[4]{\gamma\lambda_з\,(0{,}1\,R_и)^3}\,d^2\sqrt{d}, \qquad (21—63)$$

где γ — объемный вес грунта в $т/м^3$;

d — диаметр сваи в $м$;

$\lambda_з$ — коэффициент, принимаемый в зависимости от величины угла сдвига грунта φ_c согласно следующим данным:

угол сдвига φ_c	15°	20°	25°	30°	35°
$\lambda_з$	1,4	2,3	4,4	8,7	18,0

$R_и$ — предел прочности материала сваи при изгибе.

Для деревянных свай при $R_и = 5\,000$ $т/м^2$ и $\gamma = 1$ $т/м^3$ формула (21—63) принимает вид:

$$P_р = 100\,B_0\,d^2\sqrt{d} \qquad (21—64)$$

(значения B_0 приведены ниже, в табл. 21—10).

Допускаемая сила по условиям прочности материала деревянной сваи определяется по формуле:

$$P_д = \frac{1}{K_0}\,P_р, \qquad (21—65)$$

где K_0 — коэффициент запаса, принимаемый в зависимости от допускаемого в деревянных сваях напряжения при изгибе, которое С. В. Лузан считает возможным принимать не 100—120 $кг/см^2$, как обычно, а 140—200 $кг/см^2$ (см. табл. 21—9).

Таблица 21—9

Значения коэффициента K_0

Значения коэффициентов	Допускаемое в деревянной свае напряжение при изгибе в $кг/см^2$		
	140	166	200
Коэффициент запаса $K = \frac{R_и}{\sigma_{из}}$	3,5	3,0	2,5
Коэффициент запаса K_0	2,55	2,3	2,0

Коэффициент запаса $K = \frac{R_и}{\sigma_{из}}$ в зависимости от числа совместно работающих свай (объединенных в одну систему) рекомендуется принимать:

при числе свай до 10 . . . . . $K = 3{,}5$
„ „ „ „ 100 . . . . . $K = 3{,}0$
„ „ „ более 100 . . . . . $K = 2{,}5$

Допускаемая на сваю горизонтальная сила $P'_д$ из условия предельного перемещения верха сваи y_0 (допустимого по условиям работы сооружения) определяется по формуле:

$$P'_д = \left(\frac{EJy_0}{A_\gamma\ A_0 \cdot 1000}\right)^{3/4}, \qquad (21—66)$$

где EJ — жесткость сваи;

y_0 — допускаемое перемещение верха сваи в $мм$;

$$A_\gamma = \frac{1{,}25}{\sqrt[3]{\gamma}};$$

A_0 — коэффициент, принимаемый по табл. 21—10.

Таблица 21—10

Значения коэффициентов A_0 и B_0

Коэффициенты	Угол сдвига грунта φ в град.				
	15	20	25	30	35
A_0	2,4	1,25	0,65	0,42	0,30
B_0	1,5	1,70	2,00	2,40	2,85

Меньшая из сил $P_д$ и $P'_д$ по формулам (21—65) и (21—66) принимается за расчетную допустимую силу.

Для жестких свай и шпунтов, оговаривая условность предпосылки о сохранении упругого состояния грунта по всей длине сваи, С. В. Лузан рекомендует применять метод А. М. Латышенкова.

21—10. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ОТДЕЛЬНЫХ ТИПОВ ДЕРЕВЯННЫХ ПЛОТИН

1. Общие соображения

Возможность применения деревянных плотин и их отдельных типов определяется следующими технико-экономическими факторами: а) предельным напором на плотину; б) характером естественного основания плотины; в) наличием лесных материалов и транспортных средств; г) сроком службы плотины.

При выборе предельного напора на плотину с учетом характера основания руководствуются следующими положениями, вытекающими из условий статической прочности элементов деревянной плотины при принятых (по ГОСТ) наибольших размерах сечений бревен (d=31 *см*).

2. Свайные плотины

Эти плотины применяют на грунтах, позволяющих забивку свай; при этом допускают (по условиям устойчивости и статической прочности) следующие ориентировочные значения максимальных напоров:

плотины, у которых давление от низа щитовых стоек передается только на королевый шпунтовый ряд . .	до 2 *м*
свайно-обшивные плотины (со свободными концами свай или стоек) .	„ 2,5 „
плотины с контрфорсными устоями .	„ 3 „
свайно-обшивные плотины с заякоренными концами свай или стоек .	„ 4 „

3. Свайно-ряжевые плотины

Такие плотины устраивают на грунтах, допускающих забивку свай при напорах до 6,5 *м*.

4. Ряжевые плотины

Ряжевые плотины с обычным водосливным флютбетом из вертикальных ряжей устраивают на грунтах, не позволяющих забивки свай, и допускают следующие ориентировочные значения максимальных напоров:

при наличии анкерных связей ряжевого флютбета с основанием (против всплывания)	до 6 *м*
при отсутствии анкерных связей . . .	„ 5 „

Ряжевые плотины повышенного напора устраивают с вертикально-ряжевым или с наклонно-ряжевым флютбетом. Высота вертикально-ряжевых флютбетов лимитируется напряжением при смятии в постелях венцов ряжей [8].

В глухих вертикально-ряжевых плотинах с каменной загрузкой предельная высота ряжей в зависимости от диаметра леса d и размера клеток a составляет от 10 до 24 *м* (см. табл. 21—11).

Таблица 21—11

Таблица предельных высот вертикально-ряжевых глухих плотин III класса при $[\sigma_{см}]$=12 *кг/см²*

a \ d	0,25	0,30	0,35
1,5	16,6	20,2	23,7
2,0	13,2	15,6	18,0
2,5	11,2	13,0	15,0
3,0	10,2	11,8	13,4

Увеличение размера бревен и уменьшение размеров клеток от 3 до 1,5 *м* увеличивают допускаемую высоту плотин до 24 *м*. При наличии воды напряжения в наиболее нагруженных венцах уменьшаются.

В водосливных вертикально-ряжевых плотинах (фиг. 21—14,*а—ж*) предельная допускаемая высота зависит еще от толщины переливающегося слоя воды и колеблется в пределах примерно от 10 до 18 *м*.

Наклонно-ряжевые водосливные плотины описанного выше типа (фиг. 21—15) имеют в зависимости от размеров клеток ряжа и допускаемого напряжения на смятие венцов ряжей следующие предельные высоты (табл. 21—12).

Таблица 21—12

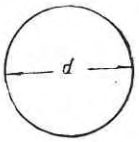
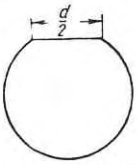
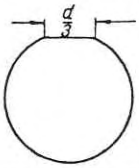
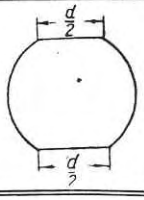
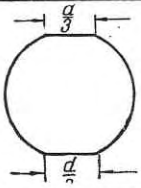
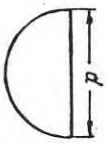
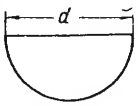
Таблица предельной высоты, допускаемой в наклонно-ряжевых водосливных плотинах (с диафрагмой), в *м*

Размер клеток ряжа a в *м*	В плотинах III класса при $[\sigma_{см}]$=12 *кг/см²*	В плотинах IV класса при $[\sigma_{см}]$=15 *кг/см²*
1,5	17,7	21,8
1,8	14,5	17,8
2,0	13,0	15,7
2,5	10,2	12,0
3,0	8,9	10,7

21—11. РАСЧЕТНЫЕ ТАБЛИЦЫ

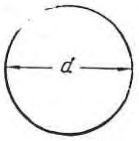
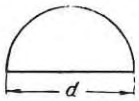
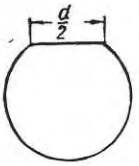
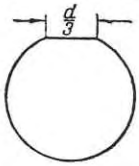
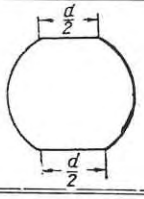
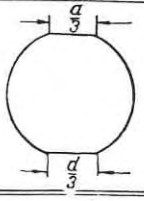
1. Моменты сопротивления W сечений бревен, лежней и пластин в $см^3$

Таблица 21—13

Диаметр в *см*	Типы сечений						
							
13	216	199	211	200	215	108	52
14	269	249	263	250	268	135	65
15	331	306	324	308	330	166	81
16	402	372	393	374	401	201	98
17	482	446	471	448	481	241	117
18	573	530	559	532	570	286	139
19	673	623	658	626	671	337	164
20	785	726	767	730	783	393	191
21	909	841	888	845	906	455	221
22	1 045	967	1 021	971	1 042	523	254
23	1 194	1 105	1 167	1 110	1 190	597	290
24	1 357	1 255	1 326	1 261	1 352	679	330
25	1 534	1 419	1 499	1 425	1 528	767	373
26	1 726	1 595	1 686	1 603	1 719	863	419
27	1 932	1 787	1 888	1 795	1 925	966	469
28	2 155	1 993	2 106	2 002	2 147	1 078	523
29	2 394	2 214	2 340	2 224	2 386	1 197	581
30	2 651	2 451	2 590	2 462	2 641	1 326	644
31	2 925	2 704	2 858	2 717	2 914	1 463	710
32	3 217	2 974	3 143	2 988	3 295	1 619	781
33	3 528	3 262	3 447	3 278	3 515	1 764	857
34	3 859	3 568	3 771	3 585	3 844	1 930	931
35	4 209	3 892	4 113	3 910	4 194	2 105	1 022
36	4 580	4 235	4 476	4 255	4 563	2 290	1 112
37	4 973	4 598	4 859	4 620	4 954	2 487	1 208
38	5 387	4 981	5 264	5 004	5 367	2 694	1 308
39	5 824	5 384	5 691	5 410	5 802	2 912	1 414
40	6 283	5 809	6 140	5 837	6 260	3 142	1 526
42	7 274	6 725	7 107	6 757	7 247	3 637	1 766
44	8 363	7 732	8 172	7 769	8 332	4 182	2031

2. Объемы 1 *пог. м* бревен, пластин и лежней (без учета конусности) в $м^3$

Таблица 21—14

Диаметр в *см*	Типы сечений					
						
15	0,0177	0,0089	0,0129	0,0132	0,0125	0,0131
16	0,0201	0,0101	0,0172	0,0175	0,0167	0,0173
17	0,0227	0,0114	0,0220	0,0225	0,0213	0,0223
18	0,0254	0,0127	0,0246	0,0252	0,0240	0,0251
19	0,0284	0,0142	0,0274	0,0282	0,0267	0,0278
20	0,0314	0,0157	0,0306	0,0312	0,0296	0,0309
21	0,0346	0,0173	0,0337	0,0344	0,0326	0,0340
22	0,0380	0,0190	0,0370	0,0377	0,0359	0,0373
23	0,0415	0,0208	0,0404	0,0412	0,0392	0,0408
24	0,0452	0,0226	0,0439	0,0449	0,0426	0,0445
25	0,0491	0,0246	0,0477	0,0487	0,0462	0,0483
26	0,0531	0,0266	0,0516	0,0526	0,0500	0,0523
27	0,0573	0,0287	0,0555	0,0567	0,0540	0,0563
28	0,0626	0,0313	0,0597	0,0660	0,0580	0,0605
29	0,0660	0,0330	0,0640	0,0654	0,0622	0,0648
30	0,0707	0,0354	0,0686	0,0701	0,0666	0,0694
31	0,0755	0,0378	0,0733	0,0748	0,0710	0,0741
32	0,0804	0,0402	0,0781	0,0797	0,0757	0,0790
33	0,0855	0,0428	0,0830	0,0847	0,0805	0,0840
34	0,0908	0,0454	0,0880	0,0900	0,0855	0,0894
35	0,0963	0,0482	0,0933	0,0955	0,0906	0,0946
36	0,1018	0,0509	0,0987	0,1010	0,0960	0,1000
37	0,1075	0,0588	0,1043	0,1067	0,1012	0,1058
38	0,1134	0,0567	0,1102	0,1123	0,1068	0,1116
39	0,1195	0,0598	0,1160	0,1183	0,1123	0,1174
40	0,1257	0,0629	0,1220	0,1247	0,1183	0,1234
42	0,1385	0,0693	0,1348	0,1376	0,1308	0,1362
44	0,1522	0,0761	0,1475	0,1510	0,1431	0,1496

ЛИТЕРАТУРА

1. Акулов Н. П., Рациональные типы устоев и плотин ряжевой конструкции, журнал „Гидротехническое строительство" № 12, 1948.
2. Березанцев В. Г., Расчет одиночных свай и свайных кустов на действие горизонтальных сил, Воениздат, 1946.
3. Гришин М. М., Гидротехнические сооружения, ч. 1., Стройиздат, 1947.
4. Инструкция по проектированию деревянных плотин, ВНИИ Водгео, Стройиздат, 1943.
5. Лавринович Л. П., Типы низконапорных деревянных плотин, Речиздат, 1950.
6. Латышенков А. М., Лабораторные исследования давления загрузки в ряжах, журнал „Гидротехническое строительство" № 3, 1936.
7. Латышенков А. М., Сопротивление свай и шпунтов горизонтальным силам, Труды гидротехнической лаборатории ВНИИ Водгео, вып. 1, 1939 г.
8. Латышенков А. М., Деревянные ряжевые плотины средних и высоких напоров. Стройиздат, 1945.
9. Лузан С. В., Свайные основания гидротехнических сооружений и их расчет на горизонтальную нагрузку. Рукопись, 1954.
10. Семанов Н. А., Деревянные плотины, Стройиздат, 1940.
11. Строганов А. С., Теоретические и экспериментальные исследования работы длинных одиночных свай на горизонтальную нагрузку, ВНИИ Водгео, 1953.

ГЛАВА ДВАДЦАТЬ ВТОРАЯ

ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

22—1. КЛАССИФИКАЦИЯ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН

Земляные плотины по роду материалов, из которых они возводятся, и по конструкции поперечного профиля подразделяются на следующие типы (фиг. 22—1):

I — плотины из одного грунта (**однородные**);

II — плотины из разных грунтов (включая и каменную наброску);

III — плотины с ядром из грунта;

IV — плотины с жесткой диафрагмой (из бетона, железобетона, металла и др.);

V — плотины с пластичным экраном (если бо́льшая часть профиля плотины выполнена из каменной наброски, то плотина иногда называется смешанной);

VI — плотины с жестким экраном (из бетона, железобетона, металла и пр.).

Плотины, возводимые на сильно проницаемых грунтах, могут иметь различного рода противофильтрационные устройства, прорезающие полностью или частично эти грунты (шпунт, зуб, ядро, диафрагма), а также не прорезающие их, в виде понура по дну верхнего бьефа и склонам берегов.

По способу производства работ земляные плотины делятся на:

1) насыпные уплотняемые или отсыпаемые без уплотнения;

2) намывные;

3) полунамывные;

Намывные земляные плотины в свою очередь в зависимости от грунта и способа производства работ могут быть с ядром и без ядра; наиболее часто по конструкции поперечного профиля они бывают типов I, III, IV и очень редко — типа V.

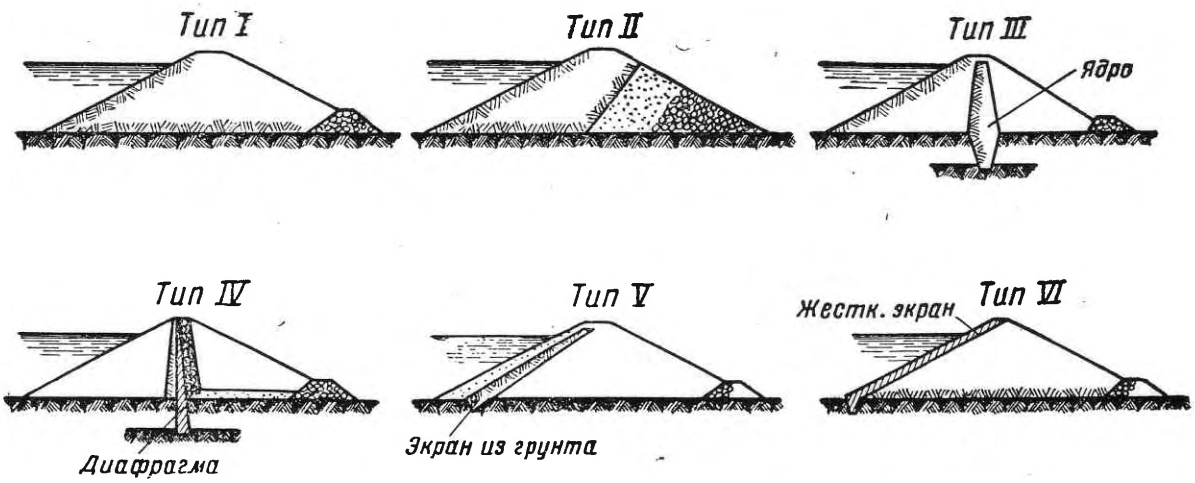
22—2. ГРУНТЫ ДЛЯ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН

Материалом для тела и отдельных элементов плотин служат как связные, так и несвязные грунты.

Основными качествами грунтов, применяемых для возведения плотин, являются: достаточная водонепроницаемость, прочность (сопротивляемость сдвигу) и водоустойчивость.

При отсутствии водонепроницаемых грунтов применяются и водопроницаемые грунты — песчаные и гравелистые. Для уменьшения утечки воды через тело плотины из проницаемых грунтов и в основании применяют специальные устройства в виде экранов, диафрагм и пр.

Грунты, применяемые в плотинах с профилями типов I, II, III, V, в соответствии с существующими



Фиг. 22—1. Типы земляных плотин

ТУиН не должны содержать органических примесей и водорастворимых солей более 5%*.

Для намывных и полунамывных плотин, применяют обычно грунты с действующим диаметром (весовым) больше 0,01 *мм* ($d_{10} \geqslant 0{,}01$ *мм*) во избежание получения большого давления на боковые призмы от ядра в период постройки и в первые годы эксплуатации.

Глины в чистом виде обычно применяются для верховой или центральной частей насыпных плотин типа II, для ядра плотин типа III, для экрана плотин типа V, для заполнения частей тела перед жесткой диафрагмой плотин типа IV, для понура, зубьев, для заполнения траншей при сопряжении тела плотины с основанием и берегами, для частичного заполнения пазух при сопряжении плотины с водосбросами, водоспусками и другими сооружениями (между телом плотины, ядром или экраном и сооружением, с которым сопрягается плотина).

Суглинки применяют для тела насыпных плотин всех типов, а также для различного рода противофильтрационных устройств (экранов, понуров, ядер, замков, зубьев и др.).

В отдельных случаях суглинистые грунты применяют и для возведения намывных плотин небольшой высоты, ограждающих дамб и др.

Супеси и пески применяют для тела насыпных, намывных и полунамывных плотин любых типов.

Для случаев, когда можно допустить значительные потери на фильтрацию, тело плотин типа I может быть выполнено и из песчаных грунтов.

*В настоящее время вопрос о применении грунтов с содержанием органических примесей и водорастворимых солей более указанного пересматривается.

Пески применяются также для обратных фильтров дренажных устройств земляных плотин, для подготовки покрытий откосов и гребня, для защитных слоев и пр.

Песчаные и песчано-гравелистые грунты, употребляемые для обратных фильтров дренажей, не рекомендуется применять с содержанием глинистых и пылеватых частиц более 3—5% (по весу).

Гравий, щебень и камень различной крупности применяется для дренажных устройств, покрытий, защитных слоев и для тела плотины, боковых призм или низовой части профилей типа II—VI.

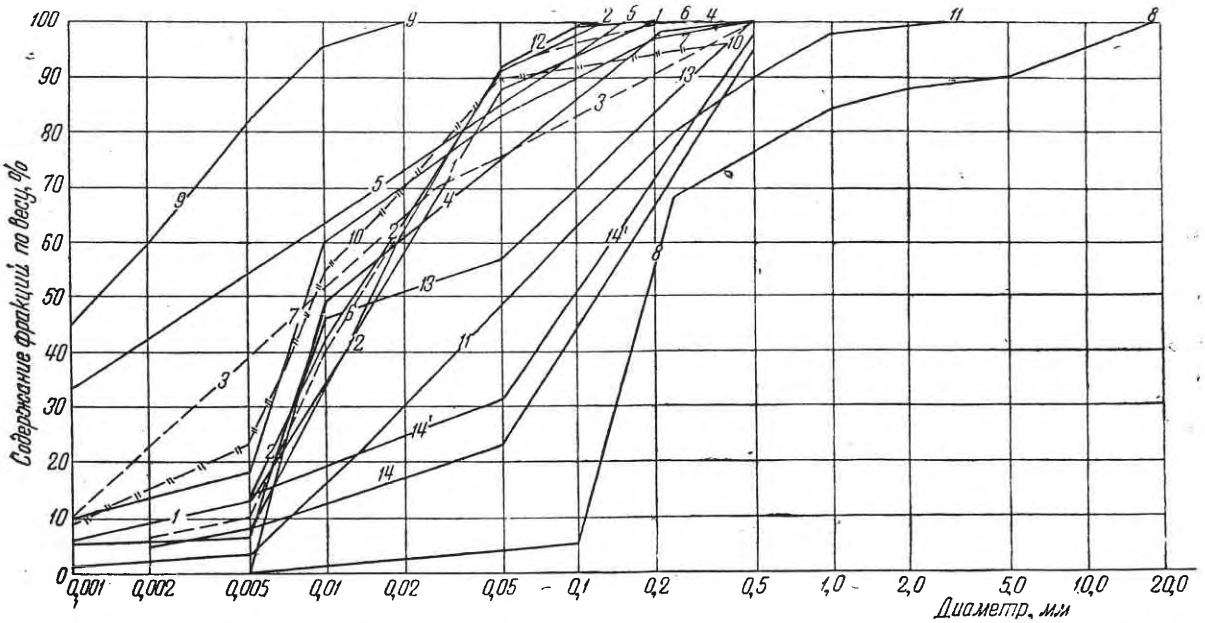
Для покрытий откосов и дренажных призм рекомендуется применять камень, хорошо сопротивляющийся атмосферным воздействиям.

Торф при степени разложения не менее 50% применяется для экранов насыпных плотин типа V и для понуров.

При выборе грунтов для тела плотин и их отдельных элементов желательно сопоставлять гранулометрический состав этих грунтов с грунтами выстроенных плотин. Кривые гранулометрического состава (весового) некоторых насыпных и намывных плотин приведены на фиг. 22—2 и 22—3.

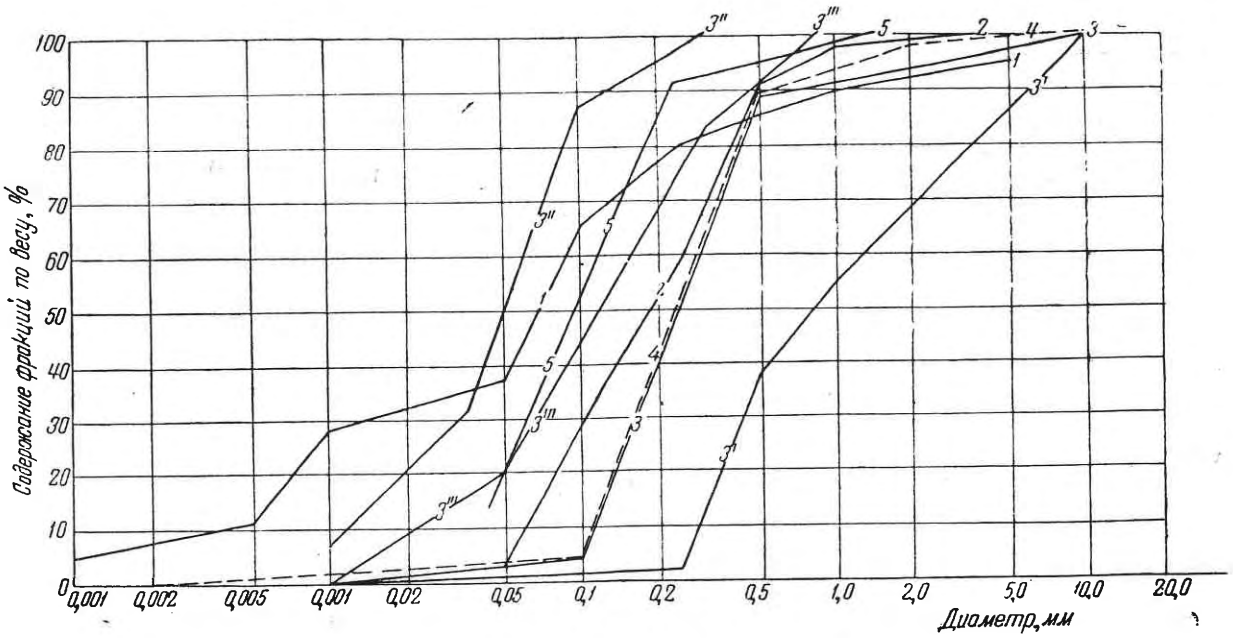
22—3. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ, ПРИНИМАЕМЫЕ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПРОФИЛЯ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН

При проектировании земляной плотины размеры ее поперечного профиля и расположение грунтов в нем



Фиг. 22—2. Кривые гранулометрического состава насыпных плотин

1 — тип I, высота около 17 *м*, укатанная; *2* — тип I, высота около 31 *м*, укатанная; *3* — тип II, высота около 28 *м*, часть плотины укатана, часть возведена „мокрым" способом; *4* — тип V (смешанная), высота 21 *м*, экран укатан; *5* — тип I, высота около 16 *м*, укатанная; *6* — тип I, высота около 20 *м*, укатанная; *7* — тип I, высота около 16 *м*, укатанная; *8* — тип IV, высота около 10 *м*, укатанная; *9* — тип V (смешанная), высота около 15 *м*, экран уплотнен трамбованием; *10* — тип I, высота около 14 *м*, укатанная; *11* — тип I, высота около 6 *м*; *12* — тип I, высота около 20 *м*, укатанная; *13* — тип V (смешанная), высота около 20 *м*, экран укатан; *14* — тип V, высота около 28 *м* (тело плотины) укатанная; *14'* — тип V, высота около 28 *м* (экран)



Фиг. 22—3. Кривые гранулометрического состава намывных плотин

1 — тип IV (средняя часть), высота около 27 *м*; *2* — тип I (средняя часть), высота около 33 *м*; *3* — тип III, высота около 76 *м* (*3* — *3'* — огибающие кривые боковых призм, *3''* — *3'''* — огибающие кривые ядра); *4* — тип I, высота около 31 *м*; *5* — тип IV, высота около 24 *м*

обычно назначаются с учетом не только свойств грунтов тела плотины, но также и с учетом свойств грунтов основания.

Устойчивость плотины обеспечивается соответствующим выбором грунта тела плотины и назначением заложения откосов в зависимости от высоты плотины, плотности грунта и его способности сопротивляться сдвигу.

При выборе профиля плотины необходимо учитывать не только устойчивость, но и стоимость сооружения и его отдельных элементов (которая должна быть наименьшей для выбранного варианта), а также и производственные условия.

Ширина плотины по гребню назначается в зависимости от условий проезда в соответствии с классом проложенной по гребню дороги и устанавливается нормами и техническими условиями для проектирования дорог и мостов.

При отсутствии автогужевого движения ширину гребня плотины назначают, исходя из условий производства работ и конструктивных соображений; ее минимальная величина 3 *м* [2].

Превышение гребня плотины над нормальным горизонтом воды в водохранилище назначают, исходя из возможной высоты волны в водохранилище и высоты вскатывания волны на откос с некоторым запасом в зависимости от класса сооружения (см. гл. 17).

Заложение откосов земляных плотин определяется расчетом.

Для предварительного назначения заложения откосов можно пользоваться табл. 22—1 [2].

Таблица 22—1

Откосы плотин (для предварительного их назначения)

Высота плотины в *м*	Откосы (отношение высоты к заложению)	
	верховой	низовой
<5	1:2,00	1:1,50—1:1,75
5—10	1:2,50	1:2,00
12—15	1:2,75	1:2,50
20—30	1:3,00	1:2,50

Примечание. Табл. 22—1 составлена для случая применения суглинистых грунтов в теле плотины и наличия плотных грунтов в основании.

22—4. ФИЛЬТРАЦИЯ В ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИНАХ

Расчеты земляных плотин на фильтрацию состоят в определении:

1) положения депрессионной кривой в теле плотины;

2) фильтрационных расходов в теле и основании плотины;

3) входных скоростей (или градиентов) в дренаж и выходных скоростей (или градиентов) по дну нижнего бьефа;

4) полной сетки движения фильтрационного потока или отдельных ее частей, главным образом на выходных участках.

Определение положения линии депрессии в теле земляной плотины необходимо: 1) для суждения о том, насколько тело плотины находится в безопасных условиях в отношении пучения от промерзания и 2) для подсчета коэффициента запаса на устойчивость низового откоса.

Определение фильтрационных расходов производится: 1) с целью выяснения возможных утечек воды из водохранилища и 2) для расчета внутренних дренажей. Скорости (или градиенты) фильтрационного потока определяют обычно при проектировании плотин I и II классов и при расчетах плотин, строящихся в сложных геологических условиях.

Расчет фильтрации через тело и в основании земляной плотины ведется в условиях плоской задачи вдоль линий токов [8] с разбивкой плотины по длине на ряд участков (в зависимости от очертания сооружения в продольном направлении и от геологических условий основания) и выбором среднего сечения для каждого из участков. Расчет для плоской задачи ведется согласно указаниям гл. 18.

22—5. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН

Расчеты устойчивости земляной плотины состоят в определении величины коэффициента запаса на устойчивость следующих элементов:

1) верхового и низового откоса (для плотины на мягких грунтах откосов вместе с основанием);

2) наружных призм намывных и полунамывных плотин;

3) экрана для плотин типа V и защитного слоя верхового откоса;

4) оплывания откоса при выходе фильтрационного потока на его поверхность.

Расчеты устойчивости выполняются в условиях плоской задачи — для элемента сооружения, имеющего протяженность в 1 *пог. м.*

1. Расчет устойчивости откосов[1]

а) Коэффициент запаса на устойчивость откосов из сыпучих грунтов, ненагруженных внешними силами, при отсутствии в теле плотины фильтрационного потока и однородности грунта в поперечном сечении плотины, без учета влияния сцепления грунта [6], определяют по формуле:

$$K = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\alpha}, \qquad (22—1)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта;

α — угол наклона откоса к горизонту для откоса, имеющего одинаковый уклон по всей высоте; при уклонах откоса, изменяющихся по высоте, α принимают для средней линии.

[1] Здесь приводятся лишь некоторые из имеющихся методов расчета земляных откосов.

Коэффициент запаса на устойчивость откосов из сыпучих грунтов при наличии выхода фильтрационного потока на откос примерно в 2 раза меньше, чем величина, определяемая формулой (22—1):

$$K \approx \frac{\operatorname{tg}\varphi}{2\operatorname{tg}\alpha}. \qquad (22—2)$$

б) Коэффициент запаса на устойчивость откосов из связных грунтов от сползания под действием собственного веса при отсутствии фильтрационного потока в данном поперечном сечении плотины определяют формулой:

$$K = \frac{\Sigma N \operatorname{tg}\varphi + \Sigma cL}{\Sigma T}, \qquad (22—3)$$

где ΣN и ΣT — нормальные и тангенциальные составляющие собственного веса отдельных участков сползающего отсека;

φ — углы внутреннего трения грунтов, находящихся в расчетном поперечном сечении в пределах кривой сползания;

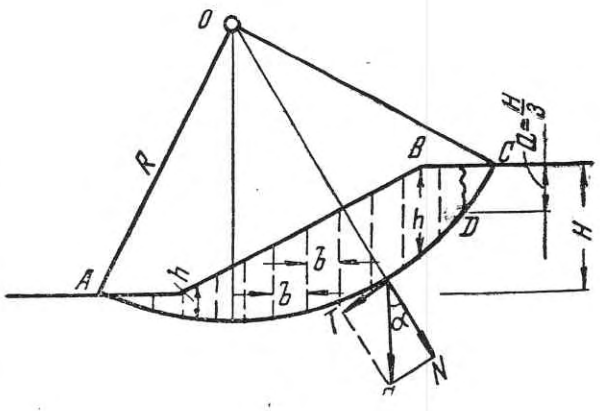
c — сцепление при сдвиге, принимаемое равным половине опытного для данных γ_w и w отдельных грунтов;

L — часть длины дуги сползающего отсека, на которой действует сцепление c.

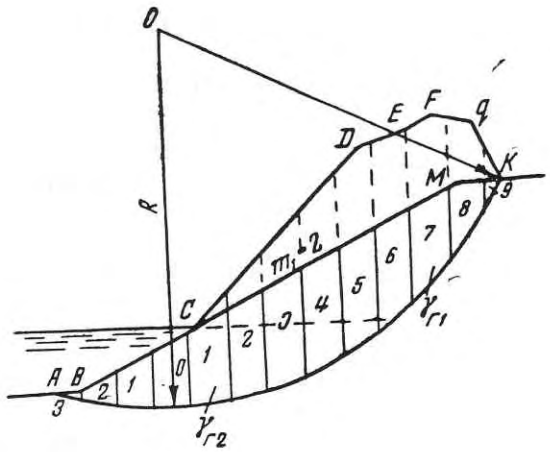
При расчете предполагается, что часть откоса может обрушиться по некоторой круглоцилиндрической кривой AC (фиг. 22—4), причем в верхней части суглинистого откоса из-за наличия растягивающих усилий предполагается иногда возможность трещинообразования, что влечет за собой исключение из расчета сил трения и сцепления на участке дуги CD. Длину этого участка можно принимать ориентировочно в предположении, что трещинообразование простирается на глубину, равную $a \approx {}^1/_3 H$, где H — высота откоса. Величины ΣN и ΣT определяют по формулам:

$$\left.\begin{aligned} \sum N &= \sum g\cos\alpha = \gamma_r b \sum (h\cos\alpha);\\ \sum T &= \sum g\sin\alpha = \gamma_r b \sum (h\sin\alpha), \end{aligned}\right\} \qquad (22—4)$$

где γ_r — объемный вес соответствующего грунта;



Фиг. 22—4. Схема для расчета устойчивости откоса земляной плотины



Фиг. 22—5. Схема для расчета устойчивости откоса земляной плотины в случае различных объемных весов грунтов в сползающем отсеке

b — ширина выделенных отсеков, на которые разбивается сползающий откос (обычно для удобства расчета принимают $b \approx 0{,}1R$ при радиусе кривой сползания R и расположении оси отсека с номером 0 на одной вертикальной линии с центром кривой сползания — см. фиг. 22—5);

α — угол между направлением собственного веса отсека и нормальной силой или угол наклона к горизонту касательной, проведенной к кривой сползания в середине каждого отсека;

h — средняя высота отдельных отсеков.

Учет характеристик различных грунтов, находящихся в сползающем отсеке, выполняется по отношению к $\operatorname{tg}\varphi$; c и γ_r следующим образом:

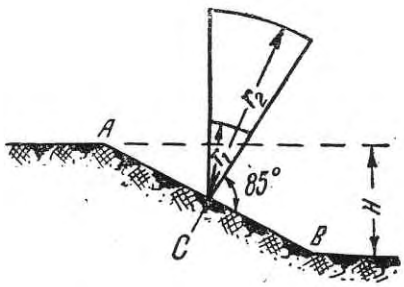
1) при разных $\operatorname{tg}\varphi$ — на отдельных участках кривой сползания в формуле (22—3) силы трения

$$\sum N \operatorname{tg}\varphi = N_1 \operatorname{tg}\varphi_1 + N_2 \operatorname{tg}\varphi_2 + \dots ;$$

2) при разных величинах сцепления c на отдельных участках кривой сползания в формуле (22—3) в виде

$$\sum cL = c_1 L_1 + c_2 L_2 + \dots ;$$

3) при разных объемных весах γ_r — преобразованием сползающего отсека $ABCMK$ (фиг. 22—5) в приведенный профиль $ABCDEFqK$ путем уменьшения или увеличения высот отдельных участков в $\frac{\gamma_{r1}}{\gamma_{r2}}$ раз (на фиг. 22—5 путем увеличения ординат в 2 раза в предположении, что $\gamma_{r1} = 2\gamma_{r2}$).



Фиг. 22—6. Схема нахождения области расположения центров наиболее опасных кривых оползания откоса (по В. В. Фандееву)

Наименьший коэффициент запаса на устойчивость получается для наиболее опасной кривой сползания, которая находится путем подбора. Область расположения центров наиболее опасных кривых сползания определяется различными способами, в частности, по данным В. В. Фандеева, по схеме, приведенной на фиг. 22—6, где $AC = CB$; радиусы r_1 и r_2, выраженные в долях H, в зависимости от величины среднего заложения откоса берутся по табл. 22—2 [5].

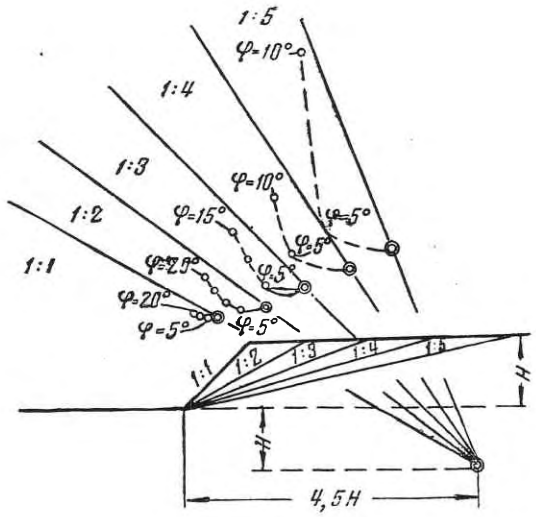
Таблица 22—2

Радиусы для очерчивания области расположения центров наиболее опасных кривых сползания (по В. В. Фандееву)

Откосы	1:1	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6
Радиус r_1	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
Радиус r_2	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

Координаты центров наиболее опасных кривых сползания (по данным ВНИИ Водгео [6]) от действия сил собственного веса для откосов с одинаковым уклоном по высоте и при однородном грунте тела плотины и основания имеют приближенные величины, данные в табл. 22—3 (фиг. 22—7 и фиг. 22—8; обозначения для табл. 22—3 даны на фиг. 22—8, *б*).

в) Зависимость между углом наклона откоса к горизонту α°, углом внутреннего трения φ° грунта, из которого сложены откос и его основание, и относительной величиной сцепления $\frac{c}{K\gamma_r H}$ приведена на фиг.



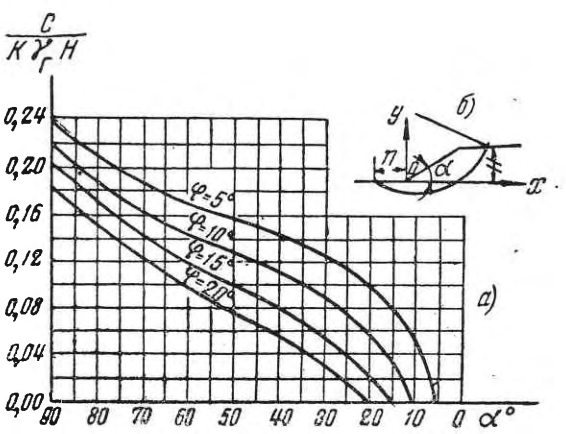
Фиг. 22—7. Расположение центров наиболее опасных кривых сползания откоса плотины под действием на откос сил собственного веса грунта (по данным ВНИИ Водгео)

Таблица 22—3

Координаты центров наиболее опасных поверхностей сползания

φ^0	$\frac{h}{H}$	$\frac{x}{H}$	$\frac{y}{H}$	$\frac{c}{K\gamma_г H}$	φ^0	$\frac{h}{H}$	$\frac{x}{H}$	$\frac{y}{H}$	$\frac{c}{K\gamma_г H}$
	1:1 (α=45°)					1:3,0 (α=18°26′)			
5	0	0,38	1,40	0,150	5	0,40	1,30	1,84	0,092
10	0	0,26	1,44	0,115	10	0,20	1,00	2,25	0,046
15	0	0,16	1,46	0,087	15	0,05	0,80	2,70	0,013
20	0	0,06	1,48	0,059					
	1:1,5 (α=33°41′)					1:3,5 (α=15°55′)			
5	0	0,60	1,45	0,128	5	0,45	1,50	2,02	0,082
10	0	0,40	1,60	0,098	10	0,24	1,25	2,60	0,032
15	0	0,24	1,70	0,065					
20	0	0,08	1,80	0,042					
	1:2,0 (α=26°34′)					1:4,0 (α=14°03′)			
5	0,33	0,86	1,50	0,114	5	0,25	1,85	2,15	0,072
10	0,23	0,68	1,66	0,072	10	0,11	1,40	3,20	0,022
15	0,15	0,48	1,82	0,044		1:4,5 (α=12°32′)			
20	0,06	0,34	2,02	0,019	5	0,54	2,06	2,52	0,064
					10	0,00	1,58	4,84	0,012
	1:2,5 (α=21°45′)					1:5,0 (α=11°19′)			
5	0,35	1,16	1,70	0,104					
10	0,25	0,82	2,00	0,056	5	0,60	0,25	2,65	0,061
15	0,12	0,60	2,30	0,023	10	0,00	1,88	5,40	0,002
20	0,00	0,44	2,68	0,002					

22—8,*а*. Здесь c — сцепление грунта при сдвиге, $\gamma_г$ — объемный вес грунта откоса и основания [при отсутствии воды перед откосом $\gamma_г = \gamma_w$ (γ_w — объемный вес грунта с влажностью w); при наличии воды перед откосом по всей высоте H $\gamma_г = \gamma_{в.зв}$ ($\gamma_{в.зв}$ — объемный вес грунта во взвешенном состоянии)].



Фиг. 22—8. График зависимости между углом заложения откоса, его высотой и характеристиками грунта (углом трения, сцепления, объемного веса) для расчета устойчивости откоса под действием сил собственного веса грунта ВНИИ Водгео

График ВНИИ Водгео $\frac{c}{K\gamma_г H} = f(\alpha, \varphi)$ построен в предположении, что на откос действует лишь собственный вес грунта; силы сцепления имеют место по всей длине дуги.

г) При использовании графика фиг. 22—8,*а* угол φ должен определяться из формулы:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{\operatorname{tg}\varphi_{пр}}{K}, \qquad (22—5)$$

где $\varphi_{пр}$ — угол трения, определенный на приборе;
K — коэффициент запаса на устойчивость.

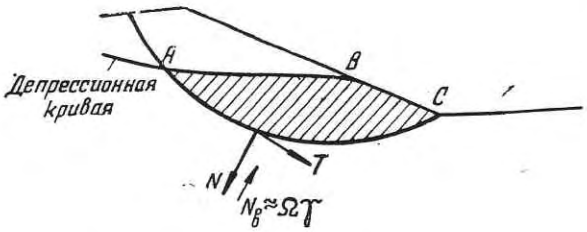
Коэффициент устойчивости проверяется для различных возможных положений уровня воды верхнего бьефа.

д) Коэффициент устойчивости откоса, в котором имеется фильтрационный поток, может быть приближенно определен по формуле ВНИИ Водгео:

$$K = \frac{(N - N_в)\operatorname{tg}\varphi + cL}{T}, \qquad (22-6)$$

где $N_в$ — величина фильтрационного давления потока.
Она приближенно может быть определена по формуле:

$$N_в = \Omega\gamma, \qquad (22—7)$$



Фиг. 22—9. Схема для учета фильтрационного давления грунтового потока при расчете устойчивости откоса земляной плотины (по данным ВНИИ Водгео)

где Ω — площадь, занятая фильтрационным потоком в сползающем отсеке (фиг. 22—9);
γ — объемный вес воды, принимаемый равным 1 $т/м^3$.

Величины N и T определяются в этом случае с учетом объемного веса грунта (влажного) в воздухе (т. е. $\gamma_г = \gamma_{вл} \approx 2$ $т/м^3$).

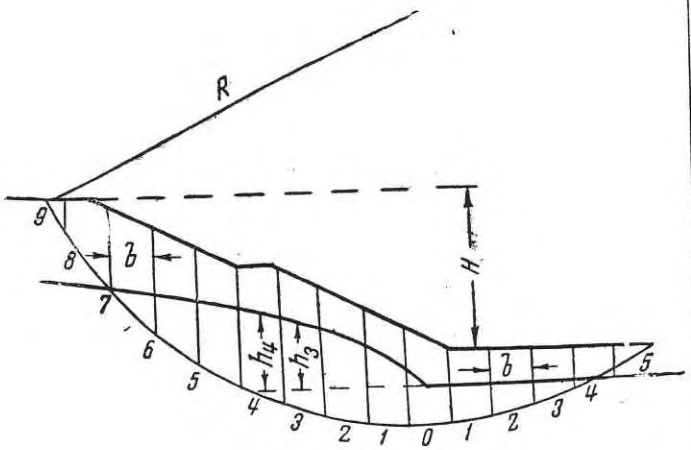
Коэффициент устойчивости откоса может быть, по предложению И. М. Карпова, определен по формуле:

$$K = \frac{\Sigma N \operatorname{tg}\varphi + cL}{\Sigma T + \dfrac{R}{m}\Sigma h_i i}, \qquad (22—8)$$

где R — радиус кривой сползания (фиг. 22—10);
h_i — высота части отсеков, занятых фильтрационным потоком, выше уровня воды в нижнем бьефе;
i — номер отсека;

$$\frac{R}{m}\sum h_i i = \frac{R}{m}\left[h_7 \cdot 7 + h_6 \cdot 6 + \ldots + h_1 \cdot 1\right];$$

$m = \dfrac{R}{b}$ (b — ширина отсека) обычно берут $m = 10$.



Фиг. 22—10. Схема для учета фильтрационнсго давления грунтового потока при расчете устойчивости откоса земляной плотины (по данным И.М. Карпова)

2. Расчет устойчивости наружных призм намывных и полунамывных плотин

Коэффициент запаса на устойчивость наружных призм намывной плотины определяется из формулы:

$$K = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\psi},$$

где φ — угол внутреннего трения грунта призмы;
ψ — угол между реакцией R (фиг. 22—11) и нормалью к плоскости скольжения DE.

В приводимом расчете (М. М. Гришина и Б. Н. Федорова [3]) предполагается, что в грунте наружных призм отсутствует сцепление и поверхность скольжения является плоскостью. Кроме того, предполагается, что действие фильтрующейся воды в наружных призмах на устойчивость не влияет и грунт основания не может деформироваться.

Вес призмы обрушения определяется из формулы:

$$G = \frac{1}{2}\gamma_2\left\{\frac{h^2}{\left[\operatorname{ctg}(\alpha-\beta)+\operatorname{ctg}\xi\right]\sin^2\alpha} - (h-z)^2(\operatorname{ctg}\beta - \operatorname{ctg}\alpha)\right\}. \qquad (22—9)$$

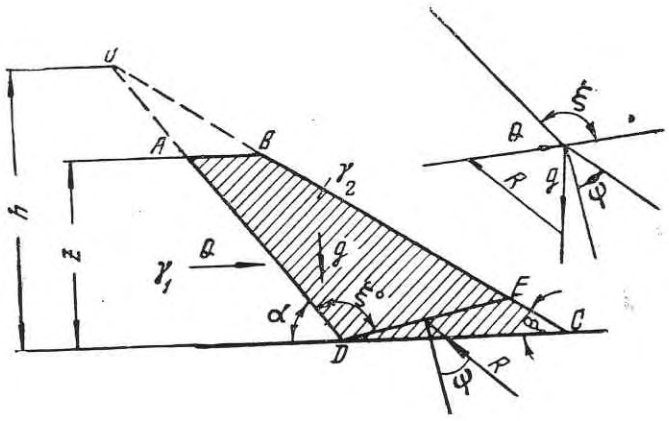
Давление ядра определяется из формулы:

$$Q = \frac{\gamma_1 z^2}{2\sin\alpha}. \qquad (22—10)$$

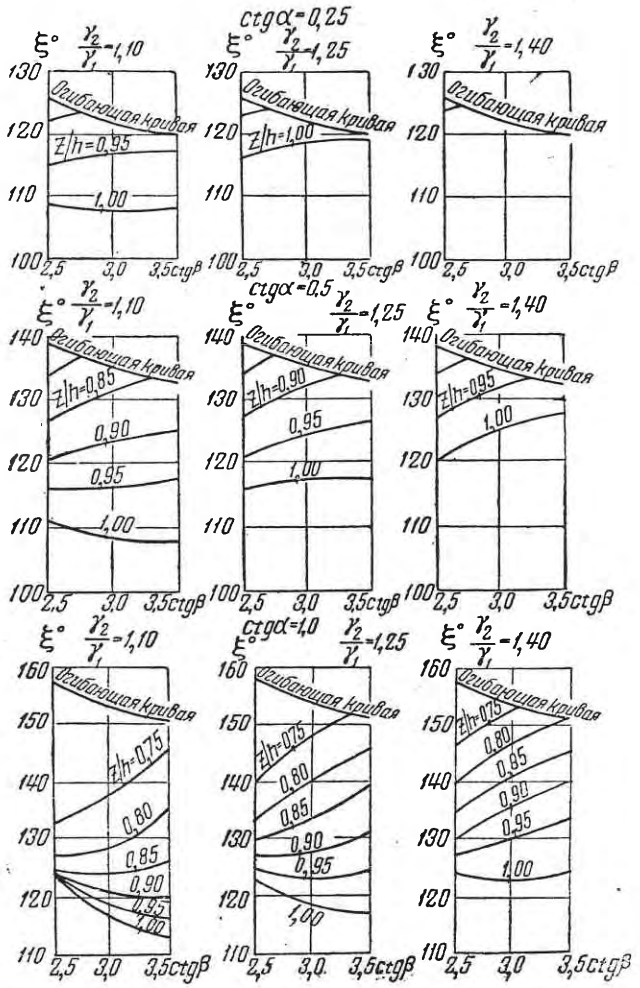
Здесь γ_1 — объемный вес ядра;
γ_2 — объемный вес наружных призм, прочие обозначения видны из фиг. 22—11.

Равнодействующую R этих двух сил (G и Q) находят из многоугольника сил.

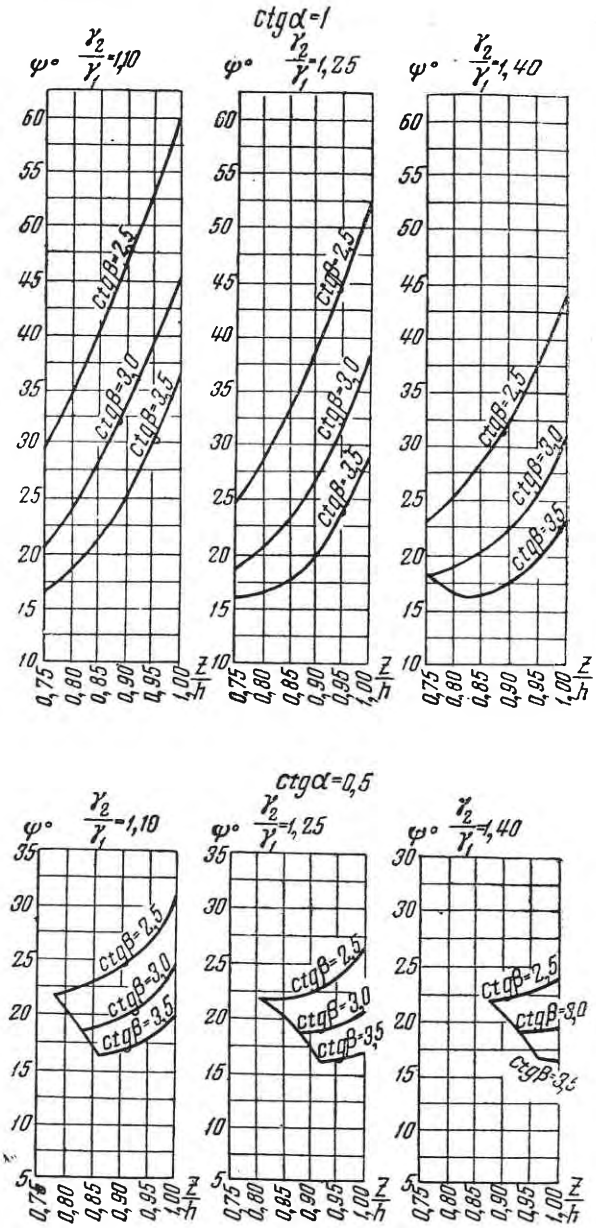
Данный расчет устойчивости может быть выполнен при помощи графиков. Зная углы α и β — наклона призм (фиг. 22—11), а также соотношение объемных весов призмы и ядра $\dfrac{\gamma_2}{\gamma_1}$ и отношение $\dfrac{z}{h}$ высоты плотины от гребня до рассматриваемого сечения DC к



Фиг. 22—11. Схема для расчета устойчивости наружных призм намывных и полунамывных плотин (по М. М. Гришину и Б. Н. Федорову)



Фиг. 22—12. Вспомогательные графики при расчете устойчивости призм (по М. М. Гришину и Б. Н. Федорову) для определения угла наклона плоскости скольжения



Фиг. 22—13. Вспомогательные графики при расчете устойчивости призм (по М. М. Гришину и Б. Н. Федорову) для определения угла между реакцией и нормалью к плоскости скольжения

высоте треугольника ODC, можно определить по графику (фиг. 22—12) угол наклона плоскости скольжения, т. е. найти положение плоскости скольжения, затем из графиков (фиг. 22—13), зная те же величины $\frac{\gamma_2}{\gamma_1}$, α, β и $\frac{z}{h}$, можно найти угол между реакцией R и нормалью к плоскости скольжения ψ и проверить коэффициент запаса на устойчивость:

$$K = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\psi}. \qquad (22—11)$$

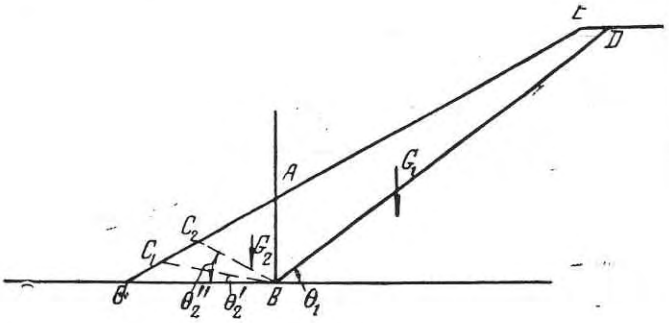
Расчет устойчивости боковых призм ведется на 1 *пог. м* длины плотины.

3. Расчет устойчивости экрана и защитного слоя

Коэффициент запаса на устойчивость тонкого экрана земляной и смешанной плотин и защитного слоя определяется формулой:

$$K = \frac{E_n}{E_a}. \qquad (22—12)$$

Здесь E_a — активное давление со стороны экрана (или



Фиг. 22—14. Схема для расчета устойчивости экрана и защитного слоя (по К. П. Тоустошею)

защитного слоя) справа от вертикали AB (фиг. 22—14), определяемое выражением:

$$E_a = G_1 \cos\theta_1 \sin\theta_1, \qquad (22—13)$$

где $G_1 = F\,\gamma_г$ = пл. $ABDE\ \gamma_г$ — вес экрана (или защитного слоя);

$\gamma_г$ — объемный вес влажного грунта (в воздухе);

θ_1 — угол наклона экрана (или защитного слоя) к горизонту.

Значение пассивного давления $E_п$, действующего на сечение AB слева, по данным К. П. Тоустошея, выражается формулой:

$$E_п = G_1 \cos^2\theta_1 \operatorname{tg}\varphi + G_2 \operatorname{tg}(\varphi + \theta_2) + c\,(L_1 \cos\theta_1 + L_2 \cos\theta_2), \qquad (22—14)$$

где G_2 — вес части экрана (или защитного слоя) ABC, дающий минимальное значение члена $G_2\operatorname{tg}(\varphi + \theta_2)$ в формуле (22—14);

θ_2 — угол наклона этой части экрана к горизонту;

φ — угол внутреннего трения (наименьший для двух смежных грунтов, например, при расчете экрана принимается угол внутреннего трения грунта экрана, так как он имеет меньшее значение, при расчете же защитного слоя — соответственно угол внутреннего трения грунта тела плотины или экрана, если ведется расчет плотины типа V, так как угол трения грунта плотины или экрана имеет меньшее значение, чем угол трения грунта защитного слоя).

При расчете экрана сцепление грунта экрана принимается таким же, как при расчете откосов, т. е. равным половине значения, определенного опытным путем; при расчете защитного слоя — сцепление c=0.

Длина L_1 равна длине экрана: L_1=BD; длина L_2 равна стороне треугольника ABC—L_2=BC (при минимальном значении члена $G_2\operatorname{tg}(\varphi + \theta_2)$ равенства (22—14)).

Член $G_2\operatorname{tg}(\varphi + \theta_2)$ в равенстве (22—14) определяется подбором путем последовательного приближения; при этом углу θ_2 придаются различные значения (с интервалами не менее $\Delta\,\theta_2$ =5°, например, определяется величина $G_2 \operatorname{tg}(\varphi+\theta'_2) = ABC_1\,\gamma_г \operatorname{tg}(\varphi+5°)$, затем $G_2 \operatorname{tg}(\varphi+\theta''_2) = ABC_2\,\gamma_г \operatorname{tg}(\varphi+10°)$ и т. д.

Если окажется, что $G_2 \operatorname{tg}(\varphi+\theta''_2) = ABC_2\,\gamma_г \operatorname{tg}(\varphi+10°)$ имеет минимальное из подсчитанных значений, то это значение $G_2\operatorname{tg}(\varphi + \theta_2)$ и вставляют в формулу (22—14). Для учета сцепления соответственно принимается L_2=BC_2.

Расчет устойчивости экрана и защитного слоя ведется на 1 *пог. м* длины плотины.

Расчет устойчивости экрана большой мощности (достаточной для того, чтобы в него можно было вписать предполагаемые кривые сползания) выполняют так же, как и при расчете откосов (п. 1).

4. Коэффициенты запаса при расчетах устойчивости земляных плотин

Коэффициенты запаса при расчетах на устойчивость принимаются в зависимости от класса сооружений:

для плотин	I класса	K=1,30—1,40
„ „	II „	K=1,25—1,30
„ „	III „	K=1,20

5. Расчет устойчивости низового откоса на оплывание в месте выхода фильтрационного потока на поверхность (фиг. 22—15)

Этот расчет выполняется по формуле:

$$\gamma J + \gamma_г \sin\theta \leqslant \gamma_г \cos\theta \operatorname{tg}\varphi, \qquad (22—15)$$

где γ — объемный вес воды, принимаемый равным 1 *г/см*³ или *т/м*³;

$\gamma_г$ — объемный вес влажного грунта (в воздухе), приближенно принимаемый $\gamma_г \approx 2$ *т/м*³;

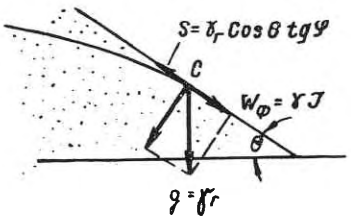
θ — угол наклона откоса к горизонту;

φ — угол внутреннего трения грунта, из которого выполнен откос;

J — градиент фильтрационного потока на выходе, принимаемый $J_{пред} = \sin\theta$.

При решении равенства (22—15) получается приближенно для отсутствия оплывания:

$$\operatorname{tg}\theta \approx \frac{1}{2}\operatorname{tg}\varphi. \qquad (22—16)$$



Фиг. 22—15. Схема для расчета устойчивости откоса на оплывание

22—6. КОНСТРУИРОВАНИЕ И НАЗНАЧЕНИЕ РАЗМЕРОВ ОТДЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЗЕМЛЯНОЙ ПЛОТИНЫ

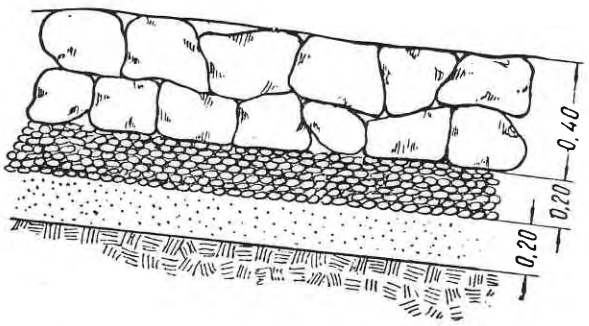
1. Крепление гребня

Крепление гребня земляной плотины одеждой выполняют в соответствии с классом дороги, устраиваемой по гребню.

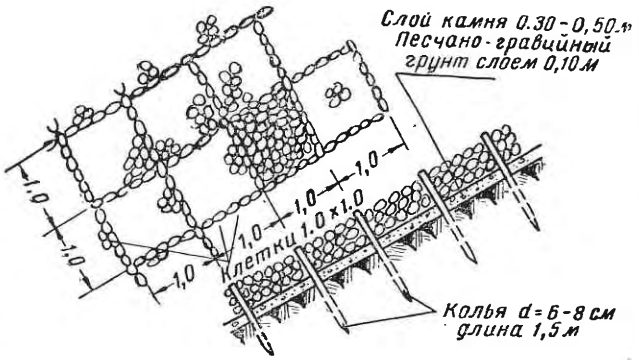
2. Крепление откосов

Крепление откосов земляной плотины выбирают в зависимости от класса сооружения, высоты волны в водохранилище, грунта, из которого выполнен откос плотины, зоны расположения покрытия, наличия материалов и климатических условий.

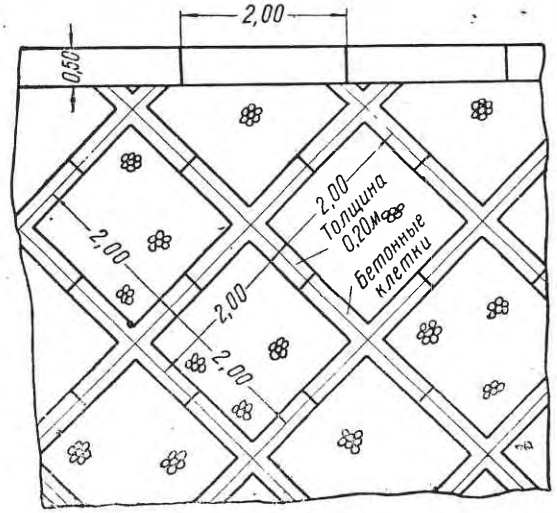
а) Покрытие верхового (напорного) откоса выполняют в виде:



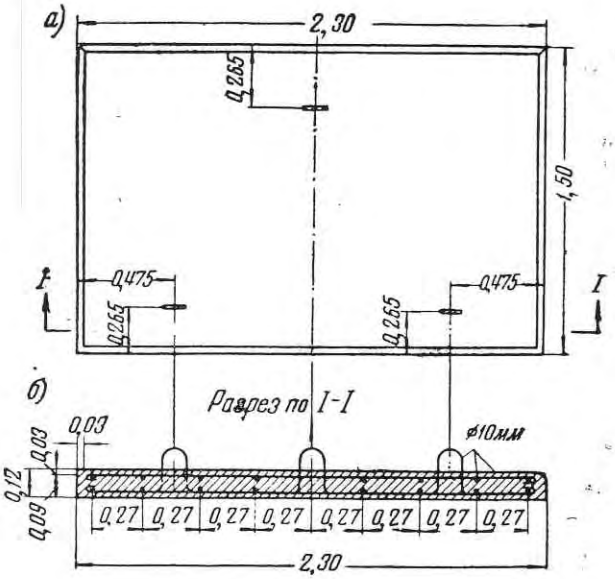
Фиг. 22—16. Двойное мощение откоса



Фиг. 22—17. Покрытие откоса в виде наброски камнем в клетках из хвороста



Фиг. 22—18. Покрытие откоса в виде наброски камнем в бетонных клетках



Фиг. 22—19. Железобетонная плита для покрытия откоса

а — план; *б* — разрез по *I—I*

1) одиночного мощения на слое подготовки из песка, гравия или щебня;

2) двойного мощения на слое подготовки (фиг. 22—16);

3) наброски камня на слои подготовки;

4) наброски в клетках из хвороста (фиг. 22—17) или в клетках из бетонных полос толщиной 0,2 *м* (фиг. 22—18);

5) бетонных и железобетонных плит размерами порядка 1,5×2,5; 2×2 *м*, толщиной от 0,15 до 0,60 *м*, (фиг. 22—19) на слое подготовки, а также железобетонных плит размерами до 20×20 *м*, бетонируемых на месте (фиг. 22—20,*а, б, в*) и применяемых в плотинах крупных водохранилищ.

При устройстве покрытия из плит больших размеров по их периметру обычно делают обратные фильтры для предотвращения вымыва грунта в швах (фиг. 22—20,*б, в*).

При устройстве покрытия откосов плотин из связных грунтов нередко подготовку делают не только из песка и щебня, но также из мха.

Покрытие верхового откоса иногда выполняют не на всю высоту, а лишь в пределах возможных колебаний горизонта воды в верхнем бьефе с запасом в ту и другую сторону в зависимости от высоты волны, но не менее 2 *м*.

б) Покрытие низового откоса плотин из песчаных и глинистых грунтов выше горизонта воды нижнего бьефа выполняют обычно в виде растительного слоя толщиной от 0,1 до 0,3 *м* с посевом трав или укладкой дерна.

На низовых откосах плотин, выполненных из крупнозернистых грунтов (гравия, щебня, гальки) и каменной наброски, покрытия обычно не устраивают.

Покрытие низового откоса в пределах колебаний горизонта воды в нижнем бьефе выполняют так же, как и покрытие верхового откоса, но с соответствующим учетом возможной высоты волны, ее вскатывания и прочих условий эксплуатации.

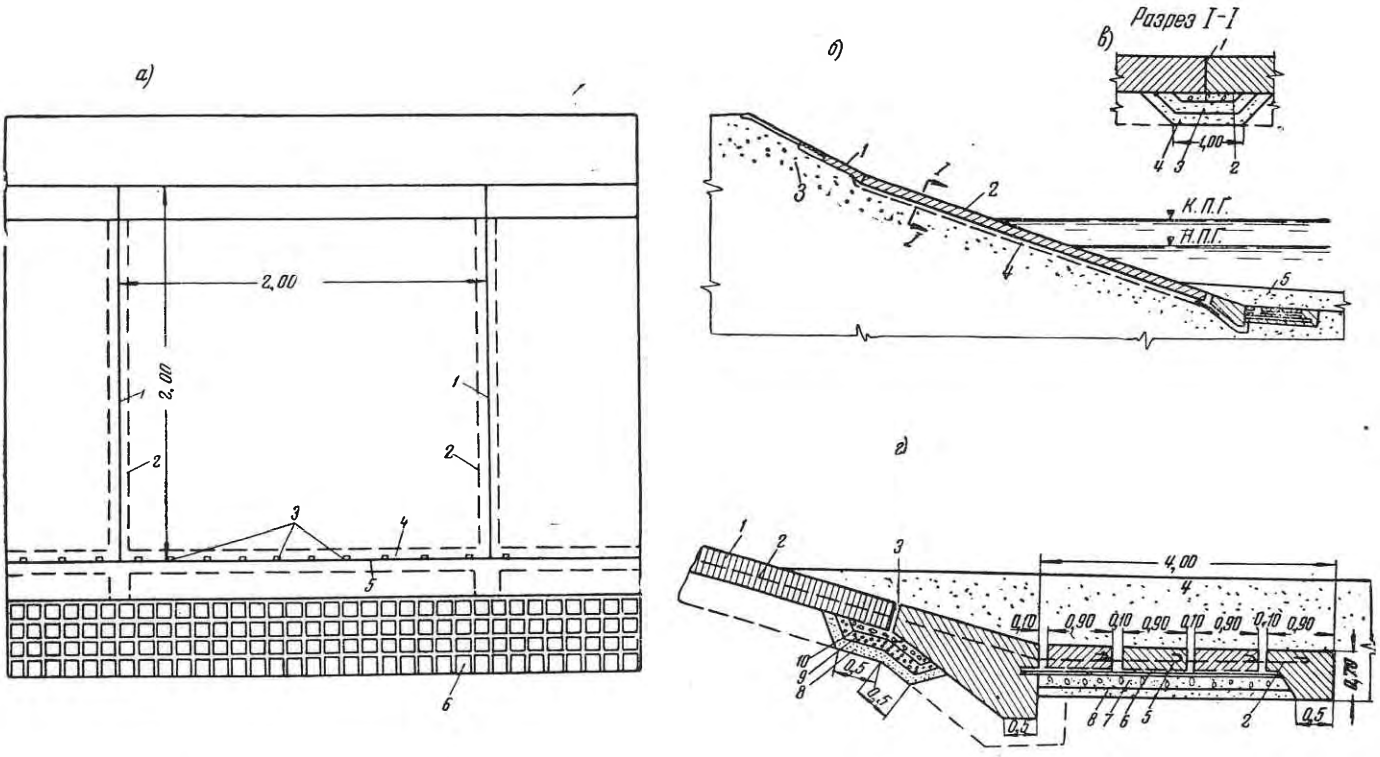
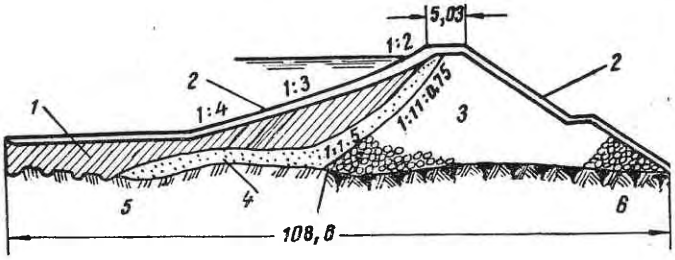


Рис. 22—20. Покрытие откоса железобетонными плитами размерами 20×20 м

а — план расположения фильтров под плитами: *1*—поперечные швы; *2* — фильтры; *3* — дренажные отверстия; *4* — фильтр; *5* — продольный шов; *6* — гибкий тюфяк из железобетонных плиток; *б* — поперечный разрез крепления напорного откоса: *1* — железобетонная плита толщиной 0,25 *м*; *2* — железобетонная плита толщиной 0,4 *м*; *3* — песчаный намывной грунт; *4* — фильтр; *5* — крупнозернистый песок; *в* — деталь поперечного разреза (по *1—1*): *1* —поперечный шов; *2* — крупный гравий слоем 0,15 *м*; *3* — мелкий гравий слоем 0,15 *м*; *4* — крупнозернистый песок слоем 0,15 *м*; *г* — деталь подошвы откоса: *1* —железобетонные плиты толщиной 0,4 *м*; *2* — арматура *d*=32 *мм*; *3* — дренажное отверстие; *4* — крупнозернистый песок; *5* — железобетонные плиты толщиной 0,35 *м*; *6* — брусья; *7* — гравий слоем 0,2 *м*; *8* — крупнозернистый песок слоем 0,15 *м*; *9* — мелкий гравий слоем 0,1 *м*; *10* — крупный гравий слоем 0,15 *м*



Фиг. 22—21. Пример плотины с защитным слоем на низовом откосе по камню наброски

1 — экран; *2* — защитный слой; *3* — каменная наброска; *4* —фильтр; *5* — ленточная глина; *6* — породы завала

При применении для наброски камня из непрочного материала, разрушающегося под атмосферным воздействием, его прикрывают защитным слоем грунта (фиг. 22—21).

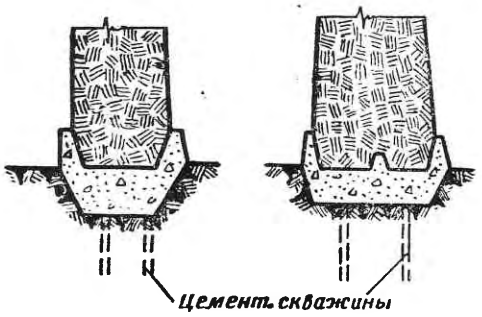
3. Ядра и диафрагмы

а) Ядра из глины, суглинка в земляных и смешанных плотинах делают различной толщины, обычно рекомендуется толщину ядра вверху назначать не менее 0,8 *м*, а внизу — не менее $^1/_{10}$ напора.

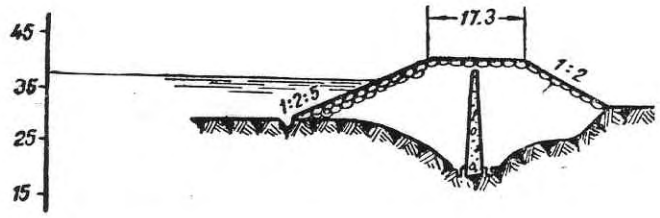
Врезку ядра в маловодопроницаемое основание производят на глубину не менее 0,5 *м*, при этом толщина ядра при врезке берется не менее 1 *м*.

Сопряжение ядра со скальным основанием выполняют обычно в виде глиняных или бетонных замков или бетонных подушек (фиг. 22—22).

б) Диафрагмы в земляных плотинах выполняют из бетона, железобетона (фиг. 22—23), металлического шпунта, комбинированные из шпунта и железобетонных плит (фиг. 22—24).



Фиг. 22—22. Сопряжение ядра плотины со скальным основанием

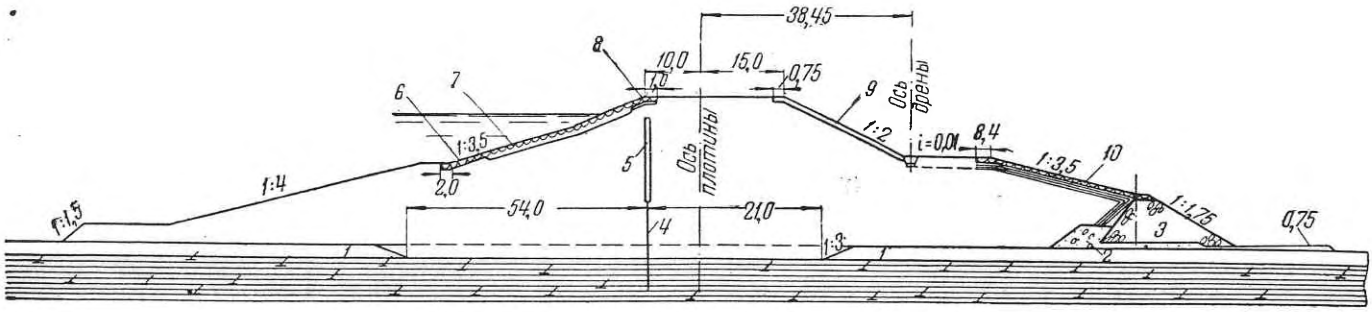


Фиг. 22—23. Пример плотины с диафрагмой из железобетона

Толщина диафрагм из бетона и железобетона поверху не менее 0,3 *м* для железобетона и не менее 0,5 *м* для бетона.

Толщина диафрагм внизу определяется обычно расчетом [10].

Верховую сторону бетонных и железобетонных диафрагм покрывают изоляцией из битума или торкрета, швы в них устраивают подобно швам в бетонных и железобетонных плотинах. Нередко с верховой стороны бетонных и железобетонных диафрагм укладывают глину.



Фиг. 22—24. Пример плотины с комбинированной диафрагмой из шпунта и железобетонных плит

1— аллювиальный слой; *2* — рядовой гравий 5—20 *мм*; *3* — банкет; *4* — шпунт; *5* — железобетонные плиты; *6* — крепление камнем 0,35 *м* на слое гравия 0,15 *м*; *7* — крепление камнем 0,45 *м* на слое гравия 0,3 *м*; *8* — крепление камнем 0,35 *м* на слое гравия 0,35 *м*; *9* — одерновка в клетку с посевом трав; *10* — наслонный фильтр

Таблица 22—4

Превышение противофильтрационных конструкций над статическим уровнем воды в нормальных условиях эксплуатации

Наименование противофильтрационных конструкций	Превышение противофильтрационных конструкций в *м*			
	Класс сооружения			
	I	II	III	IV
Экран	0,8	0,7	0,6	0,5
Ядро и диафрагма	0,6	0,5	0,4	0,3

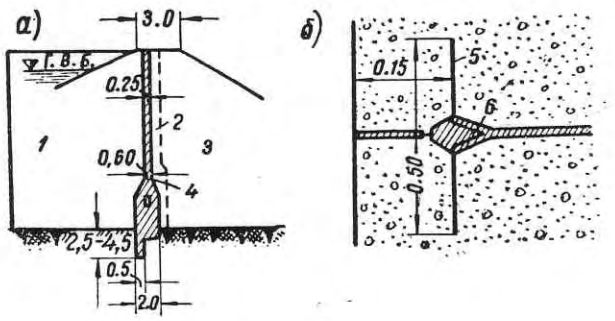
Примечание. Превышение ядер, диафрагм и экранов плотин над статическим уровнем воды в нормальных условиях эксплуатации сооружения следует назначать не менее величин, приведенных в табл. 22—4, с тем чтобы верх этих конструкций был не ниже статического уровня воды в чрезвычайных условиях эксплуатации.

Сопряжение со скальным основанием обычно выполняют в виде шарнира или скользящего шва (фиг. 22—25).

4. Экраны и понуры

а) Экран в насыпных земляных плотинах делают из связных грунтов или иногда торфа (разложившегося на 50%, фиг. 22—26, 22—27 и 22—28), в намывных плотинах — иногда из мелкозернистых песков. Жесткие экраны из железобетона и металла применяют редко.

Экраны обычно выполняют утолщающимися сверху вниз.



Фиг. 22—25. Сопряжение железобетонной диафрагмы земляной плотины со скальным основанием

а — схема сопряжения; *б* — деталь горизонтального шва; *1* — суглинок; *2* — сухая кладка; *3* — пористый грунт; *4* — горизонтальный шов; *5* — медный лист; *6* — битум

Толщина экрана из связных грунтов вверху в земляных и смешанных плотинах — не менее 0,8 *м*, а внизу — не менее $^1/_{10}$ напора.

Экраны из торфа делают для плотин высотой более 10 *м* — вверху не менее 0,5 *м*, внизу не менее 1,5 *м*, для плотин высотой менее 10 *м* — толщиной не менее 0,5 *м* по всей высоте плотины.

При отсутствии понура перед плотиной врезку экрана в мягкие водонепроницаемые грунты устраивают в виде зуба, а в скальное основание обычно в виде бетонных замков. Размеры зуба при врезке экрана делают такие же, как и при врезке ядра в основание.

Со стороны верхового откоса экран из связного грунта и торфа покрывают защитным слоем из несвязных грунтов, толщиной не менее 1,5 *м*, а выше горизонта воды толщиной не менее глубины промерзания.

б) Понуры из связных грунтов делают толщиной не менее 0,5 *м*. Обычно для плотин высотой в пределах 10—25 *м* — не менее 0,75 *м*, для плотин высотой более 25 *м* — не менее 1 *м*.

На участках, где возможны промерзание понура и размыв вследствие значительных скоростей воды при подходе к донному спуску, понур покрывают защитным слоем: в первом случае так же, как для экрана, а во втором — креплением в зависимости от скоростей течения (см. гл. 7).

В месте сопряжения экрана с понуром последний утолщается против указанных выше размеров из-за возможности неодинаковых осадок тела плотины и понура.

5. Дренажные устройства

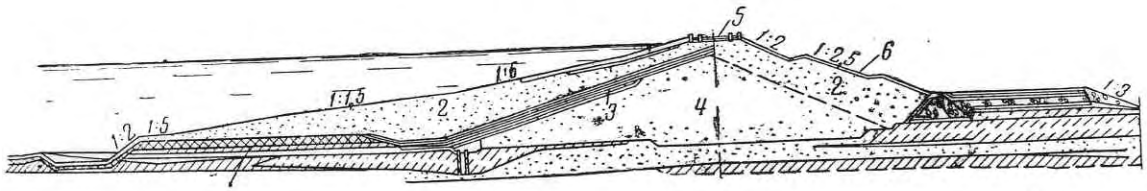
Типы дренажных устройств в земляных плотинах [8]:

I — наружные дренажи (фиг. 22—29, тип I);

II — внутренние дренажи (главнейшие из них показаны на фиг. 22—29, тип II, *а*, *б*, *в*);

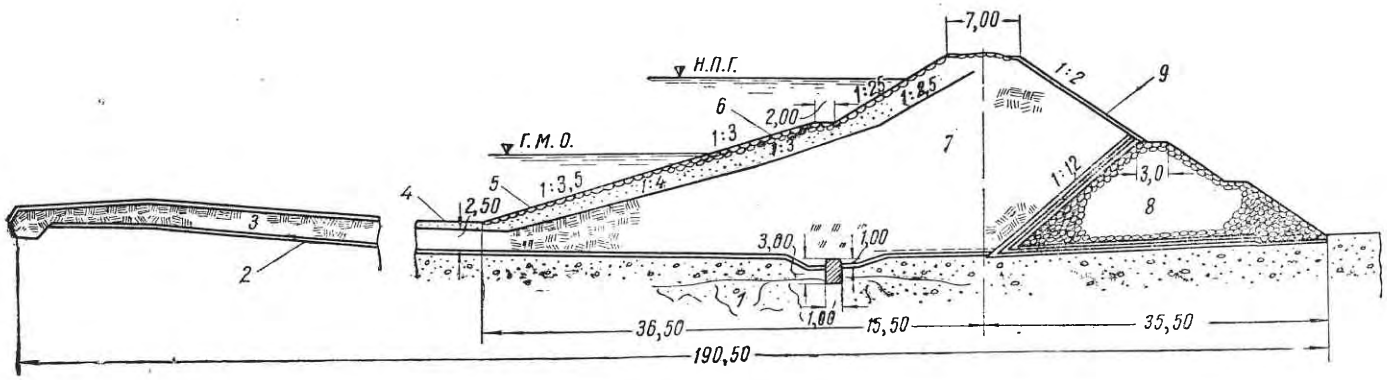
III — комбинированные дренажи — из типов I и II (фиг. 22—29, тип III).

При конструировании дренажных устройств следует учитывать следующее. Тип II,*а* (фиг. 22—29) с каменной призмой является рациональным, так как выполняет роль дренажа и упора для низовой части плотины,



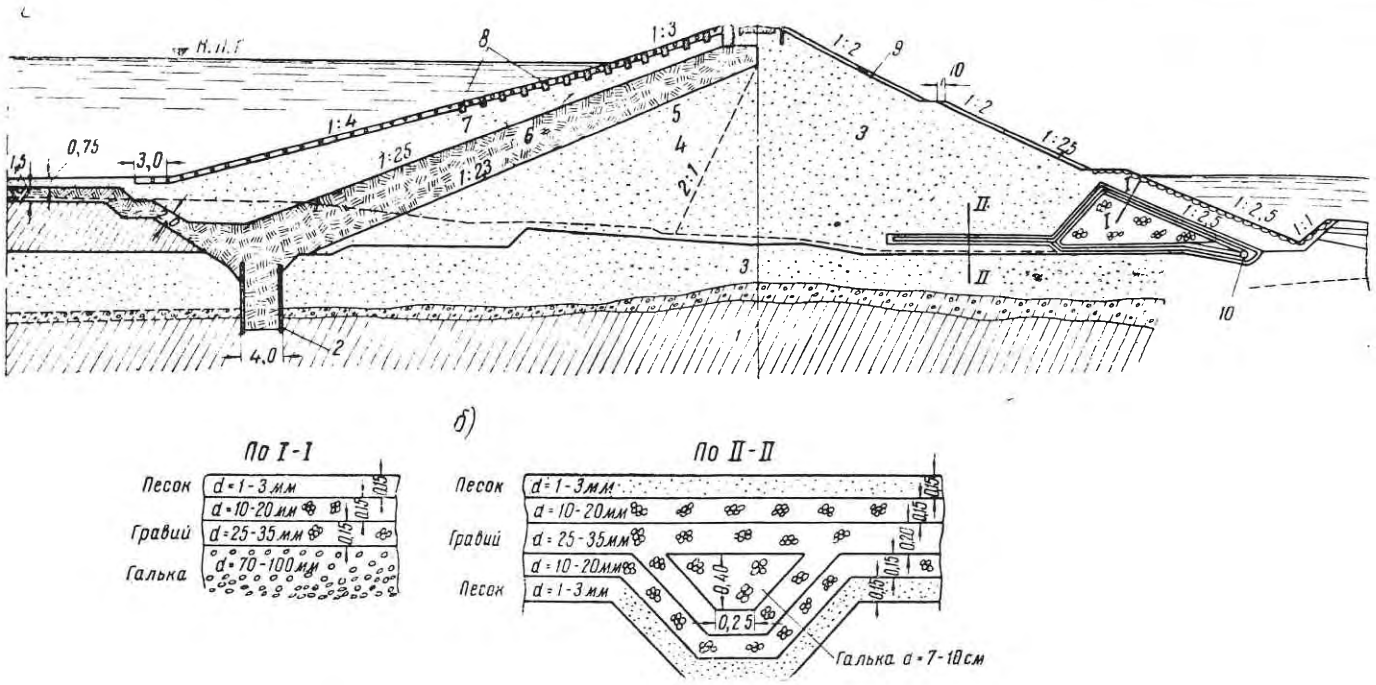
Фиг. 22—26. Пример плотины с тонким слоистым экраном из торфа

1—суглинистый понур; *2* —среднезернистый песок; *3* — слоистый торфяной экран; *4* — песчаный грунт; *5* — одиночное мощение камнем 0,2 *м* на слое гравия 0,15 *м*; *6* —одерновка в клетку с посевом трав



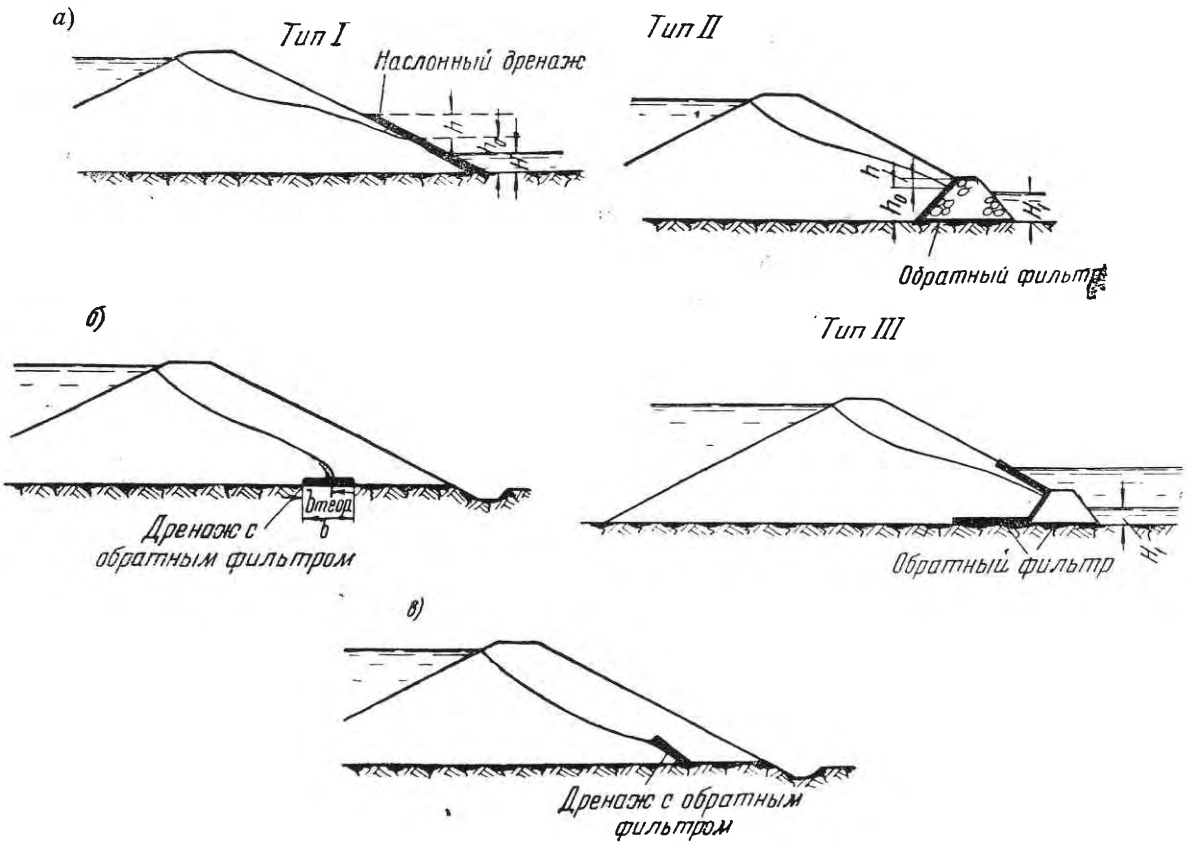
Фиг. 22—27. Пример плотины с экраном из суглинка большой мощности

1 — трещиноватые альбитофиры; *2* — мелкий песок 0,2 *м*; *3* — понур; *4*—песок 0,2 *м*; *5* —одиночная мостовая; *6* — двойная мостовая; *7*— укатанный суглинок; *8* — каменная наброска; *9* — одерновка

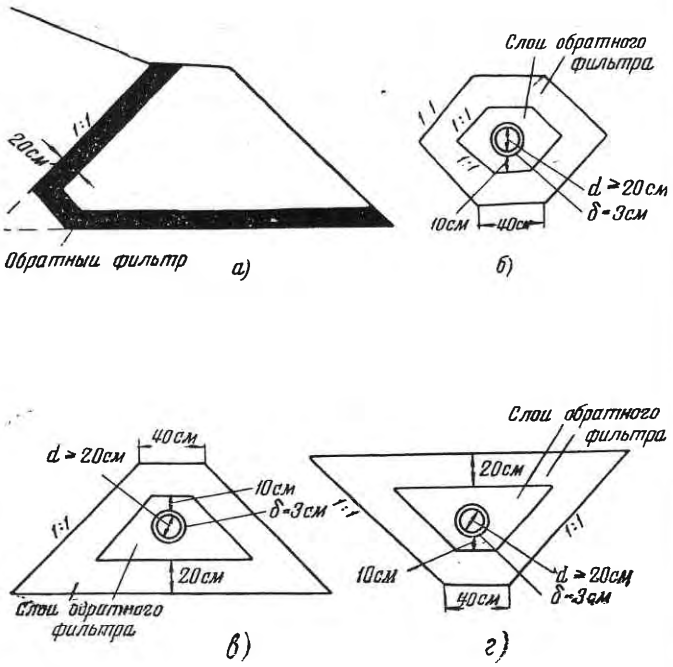


Фиг. 22—28. Пример плотины с тонким глинистым экраном

а — схема плотины: *1* — суглинок; *2* — шпунтовое ограждение при устройстве зуба; *3* — песок; *4* — глинистые пески; *5* — суглинистые грунты; *6* — глинистый экран; *7* — песчано-гравелистый грунт; *8* — бетонные клетки из полос толщиной 0,2 *м*; *9* — одерновка 0,15 *м* по растительному грунту слоем 0,25 *м*; *10* — гончарные трубы коллектора d=0,2 *м*; *б* — разрезы дренажа плотины



Фиг. 22—29. Типы дренажных устройств в земляных плотинах



Фиг. 22—30. Конструкции внутренних дренажей

защищает тело плотины как от размыва водой нижнего бьефа, так и от промерзания, позволяет в ряде случаев вести постройку плотины без перемычек (отсыпкой в воду). Но, как правило, даже при наличии камня на месте постройки этот тип дренажа является весьма дорогостоящим, а поэтому его выбор и размеры призмы следует экономически обосновывать.

С целью уменьшения призмы и удешевления дренажа иногда этот тип комбинируют с типом I.

Откосы призмы, а также откосы лент, дренажных канав и пр. (фиг. 22—30) принимаются обычно не круче 1 : 1. Ширина отдельных лент (минимальные размеры) берется не менее 0,4 *м*. Диаметр дренажных труб берется не менее 0,2 *м*. Толщина обсыпки труб принимается не менее 0,1 *м*.

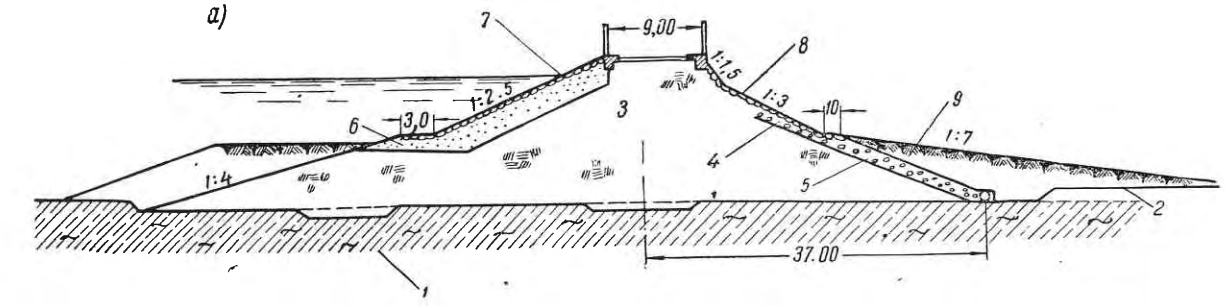
Толщину слоев обратного фильтра назначают, исходя из условий производства работ, не менее 0,15—0,2 *м*.

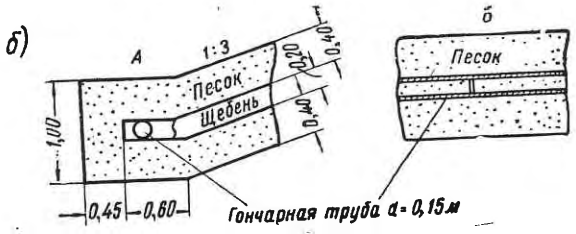
Высоту обратного фильтра для дренажа типа I (фиг. 22—29) принимают на 2 *м* выше ожидаемого выхода депрессионной поверхности на откос ($h \geqslant 2$ *м*).

Подбор обратных фильтров дренажей производится в соответствии с приемами, изложенными в гл. 18.

Высота дренажной призмы в типе II, *а* должна быть выше максимально возможного выхода депрессионной поверхности на 1 *м*.

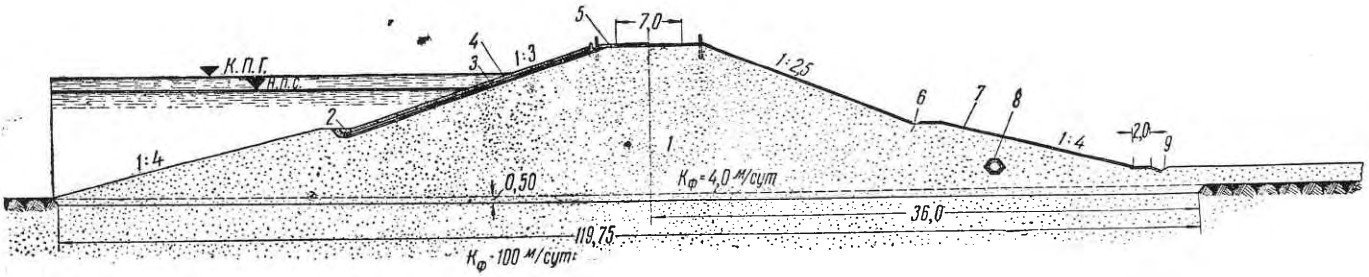
Размер ленты (ширина *b* — см. фиг. 22—29) в типе II, *б* должен быть больше теоретического на 1,5—2 *м*. Примеры плотин с внутренним дренажем приведены на фиг. 22—31, 22—32.





Фиг. 22—31. Пример плотины с внутренним дренажем типа II, в

а — схема плотины: *1* — суглинки иловатые; *2* — растительный грунт; *3* — суглинок; *4* — песок слоем 0,4 *м*; *5* — щебень слоем 0,2 *м*; *6* — песок слоем 1,6 *м*; *7* — мощение камнем 0,4 *м* на щебне слоем 0,2 *м*; *8* — мощение камнем 0,2 *м* на щебне слоем 0,15 *м*; *9* — грунт из отвала; *б* — детали дренажа плотины: *А* — коллектор дренажа; *Б* — стык труб дренажа

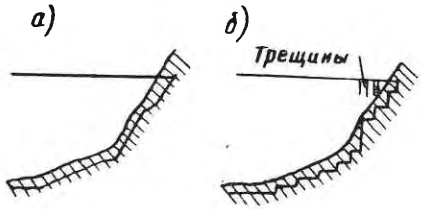


Фиг. 22—32. Пример плотины с внутренним дренажем типа II, б

1 — разнозернистый песок; *2* — упорный бетонный брус; *3* — два слоя обратного фильтра 0,4 *м*; *4* — армированные бетонные плиты 2×2×0,3 *м*; *5* — гравийное покрытие 0,07 *м* по слою гравия 0,15 *м* на песчаной подготовке 0,1 *м*; *6* — лоток из сборного армированного бетона; *7* — одерновка в клетку с засевом трав; *8* — трубчатый дренаж d=0,5 *м* с двуслойным фильтром; *9* — кювет

6. Сопряжение земляной плотины с основанием и берегами

Это сопряжение выполняют при мягком грунте основания путем устройства траншей и зубьев, подобно тому как это было указано для сопряжения экрана и ядра с основанием. Траншеи в основании располагают



Фиг. 22—33. Сопряжение земляной плотины с основанием и берегами

параллельно оси плотины в плане и заполняют маловодопроницаемым грунтом. При скальном грунте основания сопряжение с основанием и берегами выполняют в виде бетонных замков, заглубляемых как в тело плотины, так и в основание.

Количество рядов траншей и зубьев по ширине основания обычно делают не более двух, минимальные размеры берутся такими же, как и при сопряжении экрана и ядра.

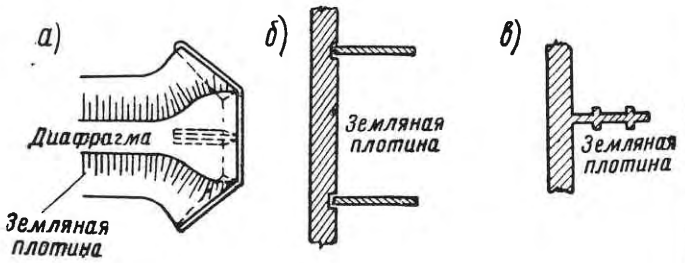
При постройке плотин на нескальных основаниях верхнюю часть грунта — растительный слой, как правило, удаляют по всему поперечному профилю плотины или на части профиля с верховой стороны.

Сопряжение тела плотины с берегами осуществляется траншеями, зубьями и замками, идущими параллельно линии берегового откоса. Примыкание тела плотины к берегам производится по наклонным плоскостям с короткими уступами (фиг. 22—33,*а*). Вертикальные уступы, ранее часто применяемые, вызывают образование трещин (фиг. 22—33,*б*).

7. Сопряжение земляной плотины в плане с сооружениями из других материалов (бетона, железобетона, дерева)

Это сопряжение выполняется обычно путем устройства подпорных стенок-устоев, поперечных диафрагм и шпор.

Соединения диафрагм и шпор с массивными сооружениями, сопрягающимися с земляной плотиной, вы-



Фиг. 22—34. Схемы сопряжения земляной плотины с массивными сооружениями в плане

полняются путем устройства шва с уплотнением, предохраняющим от фильтрации через него и обеспечивающим независимую осадку соединяемых частей.

Схемы соединения показаны на фиг. 22—34.

22—7. ВЫБОР ПЛОТНОСТИ И ВЛАЖНОСТИ ГЛИНИСТОГО ГРУНТА ДЛЯ ТЕЛА НАСЫПНЫХ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН

Плотность грунта в теле насыпной земляной плотины следует назначать в зависимости от характера грунта, добиваясь получения плотности, соответствующей расчетным характеристикам грунта при расчете откосов на устойчивость. Влажность грунта при уплотнении обычно назначается «оптимальной», т. е. такой для данного грунта и имеющегося уплотняющего снаряда, при которой получается наиболее эффективное уплотнение — наибольший вес скелета грунта при наименьшей затрачиваемой на уплотнение работе.

Оптимальная влажность для глинистых грунтов в большинстве случаев несколько меньше границы раскатывания $W_{опт} < W_р$.

Грунты, имеющие влажность в карьере менее оптимальной $W_{кар} < W_{опт}$, перед уплотнением в теле плотины увлажняют, последнее предпочтительнее выполнять в карьере.

Грунты, имеющие влажность в карьере больше оптимальной $W_{кар} > W_{опт}$, перед уплотнением подсушивают (или во время транспортирования, если $W_{кар}$ незначительно больше $W_{опт}$, или на месте перед уплотнением).

Назначение плотности и влажности грунта для тела плотины должно быть увязано с назначением профиля плотины и заложением откосов, так как от плотности и влажности грунта зависит его сопротивление сдвигу; плотность и влажность грунтов должны быть согласованы с выбором характеристик грунта на сдвиг при расчетах устойчивости.

22—8. РАСКЛАДКА ФРАКЦИЙ ГРУНТА В ОТДЕЛЬНЫХ ЧАСТЯХ НАМЫВНОЙ ПЛОТИНЫ С ЯДРОМ

Вопрос проектирования раскладки частиц грунта при намыве в теле сооружений очень сложен и в настоящее время решен приближенно лишь для способа двустороннего намыва с прудком.

1. Способ Г. Н. Роера [9]. В основу этого способа положены следующие допущения:

а) объем ядра в большинстве случаев составляет около 25—30% от всего объема тела плотины, редко — до 20%;

б) из пруда отстойника отмываются все частицы с диаметром $d < 0{,}005$ *мм*, частично отмываются и частицы до $d = 0{,}01 \div 0{,}05$ *мм* (в зависимости от количества мелких фракций в составе карьеров);

в) в ядре откладываются фракции не крупнее $d = 0{,}25$ *м* (в ядрах выстроенных плотин более крупные фракции наблюдаются в размере лишь 3—5%).

Предложенная Г. Н. Роером методика подсчета состава грунтов в ядре и в призмах при намыве состоит в следующем.

1) Исходя из процентного распределения объема грунта между ядром и призмами по п. «а» и задаваясь процентом отмытого грунта (обычно до 15%), подсчитывают процентное распределение карьерного материала между этими элементами (в примере, приведен-

Таблица 22—5

Пример распределения фракций грунта в отдельных частях плотины, вычисленного по способу Г. Н. Роера

Наименование	Процентное содержание (весовое) частиц диаметром в *мм*								Распределение грунта между ядром и призмами в %
	<0,01	0,01—0,05	0,05—0,25	0,25—1,00	1,00—5,00	5,00—10,00	>10,00	сумма	
Карьер (осредненный состав)	20,5	9,2	14,7	42,2	9,5	1,8	2,1	100	—
Ядро	10,5 / 39,0	9,2 / 34,0	7,3 / 27,0	—	—	—	—	27,0 / 100	30,0
Внешние призмы	—	—	7,4 / 11,7	42,2 / 67,0	9,5 / 15,1	1,8 / 2,9	2,1 / 3,3	63,0 / 100	70,0
В отмыв	10,0 / 100	—	—	—	—	—	—	10,0 / 100	—
								100	100

ном в табл. 22—5, отмыв принят 10%, а объем ядра — 30%).

2) Принимая во внимание допущения пп. «б», «в» из состава карьерного грунта по группам фракций в процентах вычитают процент отмыва и находят процентное распределение по фракциям материала для ядра (в примере, приведенном в табл. 22—5, принято, что из отмываемых частично фракций в ядре остается 20,5—10,0=10,5% с $d<0{,}01$ *мм*).

3) Пересчитывают полученные составы грунта в процентах (пример пересчета и распределения фракций в отдельных частях плотины приведен в табл. 22—5).

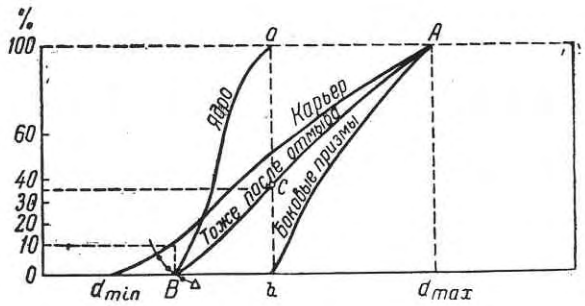
2. Способ В. Н. Маслова (Гидропроект). В основу этого способа положены данные наблюдений за составом ядер и боковых призм намывных плотин. Для получения из кривой осредненного карьерного материала приближенных гранулометрических составов отдельных элементов поступают следующим образом.

1) На график гранулометрического состава (весового) в полулогарифмической шкале наносят осредненную кривую карьерного грунта $d_{\min}$—A (фиг. 22—35), которую переносят на кальку.

2) Задаваясь наибольшим диаметром отмываемых частиц $d_{отм}=B$, кривую карьерного грунта, нанесенную на кальку, вращают около точки A до пересечения кривой с горизонталью в точке B; тогда верхняя часть кривой карьерного грунта займет положение BA и приближенно будет характеризовать грунт после отмыва; полученную кривую перекладывают с кальки на основной график гранулометрического состава.

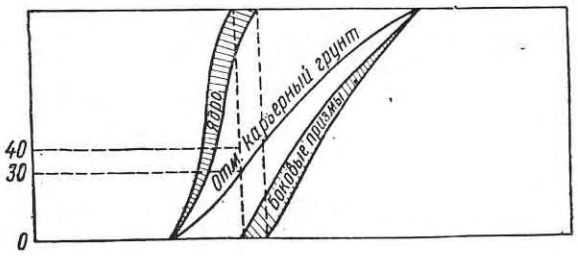
3) Проводят вспомогательную горизонтальную линию, отвечающую 35%, до пересечения с кривой гранулометрического состава грунта после отмыва (точка C), а через нее проводят вертикаль Ob.

4) Вращают кривую, изображающую гранулометрический состав грунта после отмыва (нанесенную на кальке), около точки B до пересечения ее в точке O с горизонтальной линией, проведенной через 100%, перекладывают часть кривой (до пересечения с горизонталью 100%) на основной график и получают приближенный состав ядра — кривую BO.



Фиг. 22—35. Схема определения раскладки фракций в ядре и призмах при намыве плотины (по В. Н. Маслову)

5) Вращают кривую состава после отмыва (нанесенную на кальке) около точки A до пересечения ее с горизонталью в точке b и получают приближенный состав боковых призм — кривую bA. Ввиду того что по наблюдениям за составом грунта тела намывных плотин оказалось, что для некоторых из них лучшие результаты получаются при горизонтали в 30% или при



Фиг. 22—36. Огибающие кривые гранулометрического состава ядра и призм при намыве плотин (по В. Н. Маслову)

горизонтали в 40%, то обычно и строят не по одной кривой для ядра и для боковых призм, а по две. Огибающие кривые возможной области колебания приведены на фиг. 22—36, внутри этих областей и будут лежать ожидаемые кривые для рассматриваемого случая.

Этим способом можно получить и приближенные кривые гранулометрического состава грунта в ряде точек сооружения между его осью (ядром) и бровкой (поверхностью боковой призмы).

22—9. ВЫБОР ТИПА И СПОСОБА ВОЗВЕДЕНИЯ ЗЕМЛЯНОЙ ПЛОТИНЫ

Факторами, влияющими как на выбор способа производства работ по возведению земляной плотины, так и на выбор ее поперечного профиля, являются:

1) наличие местных грунтов, удобных для разработки и подходящих для различных способов возведения;

2) геологические и гидрогеологические условия основания;

3) производственно-строительные условия (наличие энергии, средств механизации работ и т. п.);

4) условия эксплуатации.

Для намывных плотин обычно рекомендуются песчаные и супесчаные грунты с действующим диаметром $d_{10} \geqslant 0{,}01$ *мм*.

Имеющиеся попытки применения более мелкозернистых грунтов (суглинков) пока не дают основания широко рекомендовать их использование.

При наличии на месте постройки плотины песчаных однородных грунтов (с коэффициентом неоднородности порядка $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} \approx 2 \div 3$) возможны любые виды намыва: как двусторонний с прудком, так и прочие без прудка — односторонний, торцовый, мозаичный.

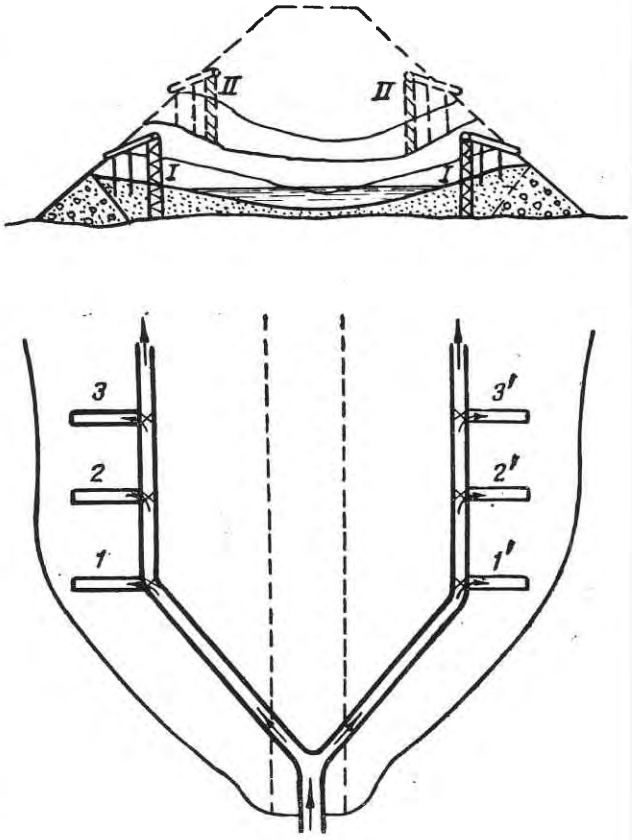
Отличительной особенностью двустороннего намыва с прудком является фракционирование грунта в теле плотины, что отсутствует во всех прочих способах при намыве без прудка ([2], [4], [9], [12]). Наиболее распространенные схемы намыва: на фиг. 22—37 — двустороннего с прудком (*1, 2, 3* и *1′, 2′, 3′* — выпуски пульпы); на фиг. 22—38 — одностороннего под воду и с ограждающими дамбочками $\Gamma_1, \ldots, \Gamma_5$; на фиг. 22—39 — мозаичного.

При отсутствии в намываемых грунтах мелких частиц, необходимых для образования ядра в теле плотины, возможно применять любой из названных способов намыва. При этих условиях намыва или получают профиль плотины типа I (см. фиг. 22—1) или, при больших коэффициентах фильтрации грунта тела плотины и недопустимых вследствие этого фильтрационных расходах через плотину, переходят к профилю типа IV с жесткой диафрагмой. Последняя, как указывалось в п. 22—3, может выполняться металлической по всей высоте в виде шпунта или комбинированной (см. фиг. 22—24) из металла и железобетона.

Преимуществами намыва без прудка — одностороннего, торцового и мозаичного — являются возможность намыва плотины под воду без перемычек с предварительным возведением каменной призмы наброской в текущую воду (см. гл. 23) и более высокие темпы намыва.

При этих способах намыва получаются откосы: при намыве под воду 1 : 4, при надводном намыве — до 1 : 12—1 : 18.

Двусторонний намыв применяется при наличии в намываемых грунтах (как однородных, так и в разнородных) мелких частиц, способных образовать сравнительно непроницаемое ядро плотины. При этом получается профиль плотины типа III (см. фиг. 22—1).



Фиг. 22—37. Схема двустороннего намыва плотины с прудком

Двусторонний намыв до последнего времени обычно производился из пульповодов, прокладываемых на эстакадах. За последние годы в СССР освоен намыв безэстакадный, имеющий в ряде случаев значительные преимущества по сравнению с эстакадным.

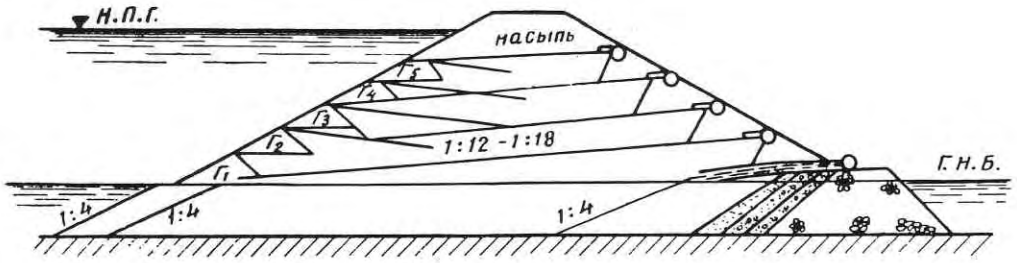
Для плотин насыпных могут быть применены практически все виды грунтов, как глинистых (связных), так и сыпучих (несвязных: пески, гравий, песчано-гравелистые грунты), при уплотнении их различными видами катков или трамбовочных плит.

При наличии достаточного количества грунта для возведения плотины типа I выбор обычно останавливают на нем, как наиболее простом и удобном в производственном отношении.

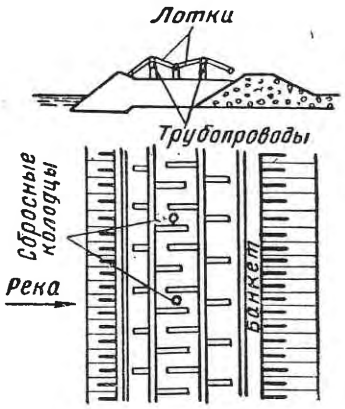
При ограниченном количестве достаточно водоупорных грунтов переходят к профилям типов II—V в зависимости от наличия тех или иных грунтов на месте постройки и геологических условий в основании (см. ниже).

При наличии для водоупорных частей профиля плотины лишь тяжелых глин последние применяют с добавлением гравелистых или щебенистых материалов. Пример плотины с таким экраном приведен на фиг. 22—21.

Песчаные и супесчаные грунты для насыпных плотин типа I применяются в тех случаях, когда значительные



Фиг. 22—38. Схема одностороннего намыва плотины под воду



Фиг. 22—39. Схема намыва плотины при мозаичном способе

фильтрационные расходы через тело плотины допустимы по водохозяйственным расчетам.

В последнее время способ производства работ по возведению насыпных плотин с укаткой грунта применяется и при строительстве в зимних условиях, но с соблюдением специальных требований по уплотнению грунта [7].

Способ возведения плотин отсыпкой грунта в воду без специального уплотнения применяют при устройстве плотины без перемычек; сначала отсыпают каменную призму в текущую воду, как и при возведении намывных плотин, а затем ведут насыпь тела плотины.

Этот способ работ имеет преимущества перед плотинами, возводимыми насухо, так как не требует водоотлива, но он ограничивается характером используемых грунтов — обычно тело плотины возводится в этом случае из песков и супесей.

Мокрый способ устройства плотин — способ отсыпки грунта в воду — был применен на ряде плотин в Средней Азии при возведении их из лёссовидных грунтов [11].

При этом способе в первую очередь после подготовки основания под плотину на отдельных его участках — делянках — возводят насухо ограждающие валики из того же грунта, что и будущее тело плотины. Затем огражденные участки (делянки) заливают водой и заполняют грунтом в разрыхленном состоянии. На отсыпанном слое грунта опять возводят ограждающие валики, делянки заливают водой и т. д.

Эффективность применения этого способа производства пока еще мало выявлена. Хотя при этом возможно значительное уменьшение затрат на уплотнение грунта, но нельзя добиться той плотности, как при уплотнении снарядами, а очертания поперечных профилей плотин будут более распластанными, чем в насыпных плотинах с укаткой.

Геологические и гидрогеологические условия могут также влиять на выбор типа плотины:

а) Если водонепроницаемое основание (скала, глина, суглинок) лежит у поверхности земли или на незначительной глубине от поверхности, то применяются любые типы плотин (I—V), тип VI с жестким экраном не получил распространения в практике (см. фиг. 22—1).

При положении водоупора на незначительной глубине сопряжение тела плотины с водонепроницаемым основанием осуществляется в виде зуба, экрана, ядра, железобетонной или бетонной диафрагмы (при скальном основании) и металлической диафрагмы в виде шпунта (при глинистом или полускальном основании). При отказе от сопряжения с водоупором зубом, ядром или диафрагмой устраивают понур, чаще в плотинах с экраном или в смешанных (типа V) (см. фиг. 22—1).

б) Если водоупор залегает на большой глубине или совершенно отсутствует, то применяются плотины типов I, II, V с висячим зубом или шпунтом или плотины типов II и V с понуром.

На выбор типа профиля земляной плотины также влияют:

а) возможность использования для тела плотины грунтов из выемок и котлованов под водопропускные и другие сооружения гидроузла, балансирование объемов выемок и насыпей (использование грунтов из выемок всегда является желательным, если возможно их применение для возведения сооружений);

б) наличие тех или иных средств механизации;

в) необходимые сроки возведения плотины;

г) условия очередности в соответствии с общим планом строительства и пропуском паводка;

д) климатические условия (они могут влиять на сроки возведения плотины, например, при длительном дождливом периоде и наличии переувлажненных глинистых грунтов в карьере при насыпном типе плотины приходится уменьшать сроки возведения);

е) условия транспорта, наличие на месте необходимого количества электроэнергии, оборудования и т. д.;

ж) условия эксплуатации.

Если при выборе типа плотины всем изложенным условиям одинаково удовлетворяют несколько типов плотин и способов производства работ, то окончательный выбор того и другого определяется технико-экономическими и эксплуатационными требованиями. При окончательном выборе типов плотины и ее отдельных элементов необходимы технико-экономические сопоставления различных вариантов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Журнал „Гидротехническое строительство" №1, 1943; №3, 8; 2; 9, 1944; № 1—5, 7,8, 1945, № 4, 10, 1946; № 1, 4, 6, 7, 8, 1947; № 2, 9, 1948; № 10, 1949; № 1, 3, 4, 1951.

2. Гришин М. М., Гидротехнические сооружения, Стройиздат, ч. 1, 1947, 1954.

3. Гришин М. М. и Федоров Б. Н., О расчете намывных плотин, Труды лаборатории гидротехнических сооружений Водгео, Стройиздат, 1939.

4. Гришин М. М., Опыт проектирования и строительства земляных и каменно-набросных плотин в СССР, Сборник докладов, представленных комитетом по участию СССР в международных энергетических объединениях (IV международный конгресс по большим плотинам), 1951.

5. Замарин Е. А., Фандеев В. В., Гидротехнические сооружения, Сельхозгиз, 1954.

6. Инструкция по проектированию, возведению и эксплуатации насыпных земляных плотин, Стройиздат, 1944.

7. Мигин С. И., Основные требования к укладке связного грунта в земляные плотины в зимнее время, журнал „Гидротехническое строительство" № 4, 1949.

8. Ничипорович А. А. и Истомина В. С., Указания по проектированию дренажных устройств в земляных плотинах. ВНИИ Водгео, 1953. Их же, Проектирование и постройка укатанных земляных плотин, ОНТИ, 1936.

9. Роер Г. Н., Намывные и полунамывные плотины, Госстройиздат, 1938.

10. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Земляные насыпные плотины. ВНИИГ, Стройиздат, 1941.

11. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Земляные сооружения, возводимые способом отсыпки лессового грунта в воду, Госстройиздат, 1949.

12. Шкундин Б. И., Гидромеханизация в строительстве. Машстройиздат, 1949.

ГЛАВА ДВАДЦАТЬ ТРЕТЬЯ

ПЛОТИНЫ ИЗ КАМЕННОЙ НАБРОСКИ

23—1. ТИПЫ ПЛОТИН ИЗ КАМНЯ И УСЛОВИЯ ИХ ВОЗВЕДЕНИЯ

1. Классификация

Плотинами из каменной наброски (набросными) называются плотины, большая часть профиля которых выполняется из каменной наброски, а противофильтрационными устройствами являются экраны или диафрагмы и ядра.

В практике гидротехнического строительства наибольшее распространение получили следующие типы набросных плотин:

а) с жестким экраном, выполняемым из дерева, металла, бетона или железобетона (фиг. 23—1, *а*);

б) с пластичным экраном, выполняемым из маловодопроницаемого грунта, укладываемого по верховому откосу плотины под защитным слоем от размывания и промерзания (фиг. 23—1,*б*).

Реже, при соответствующем обосновании, водонепроницаемые конструкции в набросных плотинах располагаются в середине профиля плотины. К этому типу относятся плотины:

а) с жесткой диафрагмой, выполняемой из металла, дерева, бетона или железобетона (фиг. 23—1, *в*);

б) с пластичным ядром, выполняемым из маловодопроницаемого грунта (фиг. 23—1, *г*).

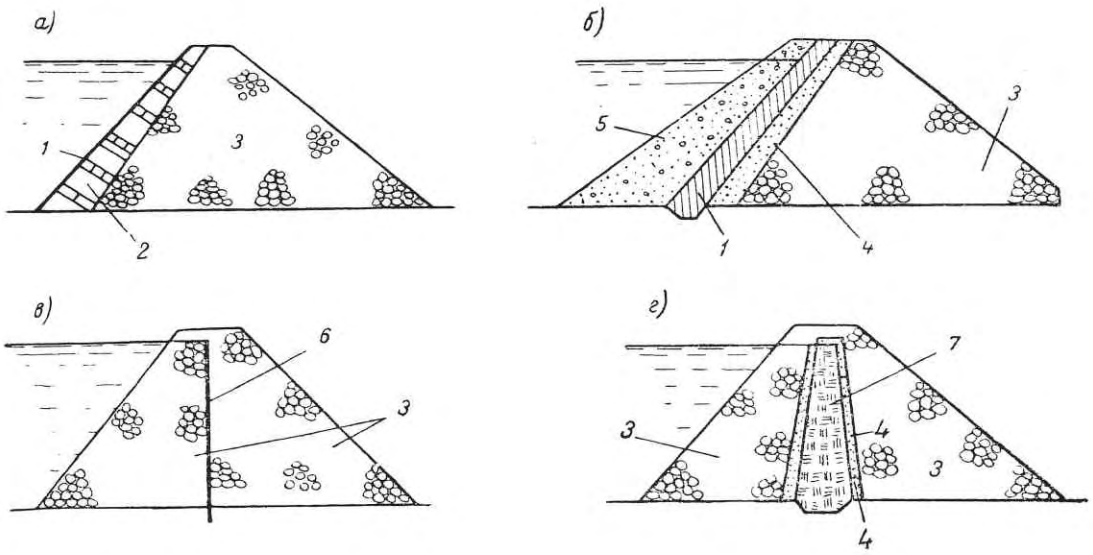
Кроме плотин из каменной наброски устраиваются плотины из каменной кладки насухо, без применения вяжущего раствора. При этом различают два типа плотин:

а) из сухой каменной кладки, которая осуществляется по всему поперечному профилю плотины (фиг. 23—2,*а*);

б) полунабросные, в которых верховой клин выполняется из каменной кладки (насухо), а низовой — из каменной наброски (фиг. 23—2, *б*).

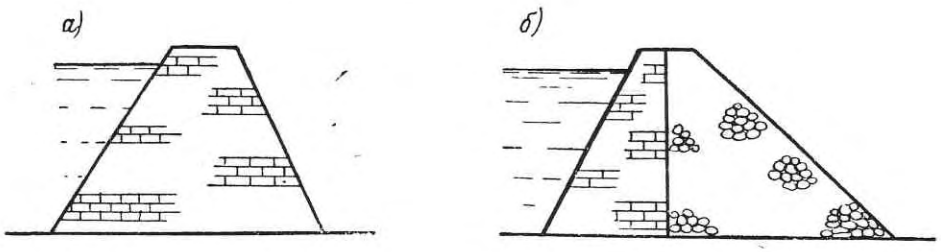
Каменная наброска входит также составной частью в поперечный профиль плотин смешанных (см. гл. 22). К числу последних относятся плотины, состоящие:

а) из каменной наброски в упорной призме и мощного земляного экрана с верховой стороны (фиг. 23—3, *а*);



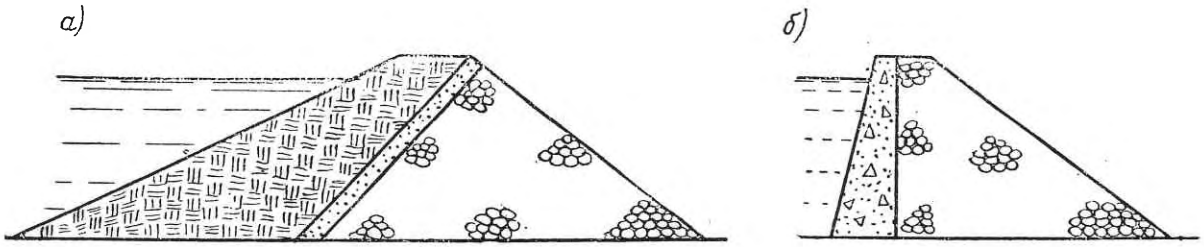
Фиг. 23—1. Типы набросных плотин

а — с жестким экраном; *б* — с пластичным экраном; *в* — с жесткой диафрагмой; *г* — с пластичным ядром; *1* — экран; *2* — сухая каменная кладка; *3* — наброска; *4* — переходный слой; *5* — защитный слой; *6* — диафрагма; *7* — ядро



Фиг. 23—2. Плотины из каменной кладки

а — из кладки насухо; *б* — полунабросная



Фиг. 23—3. Смешанные плотины

а — из каменной наброски и земли; *б* — из каменной наброски и бутобетонной или бетонной кладки

б) из каменной наброски в упорной призме и каменной кладки на растворе или бетонной кладки с верховой стороны (фиг. 23—3,*б*).

Из каменной наброски без противофильтрационных устройств сооружаются так называемые фильтрующие дамбы, а также отбойные и направляющие дамбы полуинженерных водозаборных сооружений на реках.

2. Условия применения и выбор типа набросных плотин

Осуществление плотин из каменной наброски и сухой кладки возможно при наличии в районе строительства плотины камня требуемого качества и в достаточном количестве.

Требования, предъявляемые к основанию плотин из камня, несколько выше, чем к основанию земляных плотин. Непригодны все виды оснований, дающие большую осадку, которая может расстроить водонепроницаемые конструкции плотины: слабые глины и суглинки, грунты илистые и торфяные. По этой же причине, вследствие легкой размываемости, малопригодны в основании также мелкие пески. Особенно важно обеспечить надежное основание для противофильтрационных устройств, что часто вызывает необходимость закладки под экран зуба, заглубленного до надежного в отношении осадок основания.

Выбор типа набросных плотин определяется наличием строительных материалов и их качеством, геологическими условиями основания плотины и производственными возможностями строительства. При наличии хорошего камня и средств механизации целесообразно строить чисто набросные плотины, а при наличии постелистого камня, квалифицированных каменщиков и затруднений с механизацией работ — полунабросные плотины и, в исключительных случаях, плотины из кладки насухо (см. фиг. 23—2, *а* и *б*).

Характер основания определяет крутизну откосов и тип экрана плотины. При сжимаемых основаниях применяют более гибкие экраны, а низовому откосу плотин придают более пологое заложение. Плотины с ядром из глины (см. фиг. 23—1, *г*) могут иметь преимущества при наличии пригодных для их устройства грунтов. В случае скальных и других несжимаемых оснований откосы набросных плотин и плотин из сухой каменной кладки выполняют более крутыми, а экраны — более жесткой конструкции.

При наличии на месте строительства пригодных для сооружения камней и маловодопроницаемого грунта устраивают плотины с пластичным экраном (см. фиг. 23—1, *б*) и смешанного типа (см. фиг. 23—3, *а*).

Выбор типа плотины решается проектом путем экономического сопоставления вариантов, наиболее отвечающих местным условиям.

23—2. ТРЕБОВАНИЯ К КАМНЮ, КАМЕННОЙ НАБРОСКЕ И КЛАДКЕ

1. Требования к камню

а) Согласно ТУ 24-32-43 [8], пределы прочности камня при сжатии после 25-кратного замораживания должны быть не менее величин, приведенных в табл. 23—1.

Таблица 23—1

Пределы прочности камня на сжатие после замораживания

Тип плотин	Предел прочности камня на сжатие в *кг/см²* при высоте плотины в *м*	
	до 15	более 15
Набросные	600	800
Смешанные	500	700

Согласно СНиП (гл. III-В. 1, § 3) проверка качества камня осуществляется также в процессе строительства: для сухой кладки на каждые 30 тыс. $м^3$, а для каменной наброски на каждые 50 тыс. $м^3$ камня.

Проверка камня производится также в случае изменения качества камня в забое карьера.

б) Морозостойкими считаются материалы, у которых объемное водопоглощение составляет не более 80% пористости.

в) Коэффициент размягчения, равный отношению прочности при насыщенном влагой состоянии образца к прочности в сухом состоянии, должен быть не менее 0,85—0,9.

г) Твердость по шкале Мооса должна быть не менее 3.

д) Камень должен обладать достаточной сопротивляемостью воздействию динамической нагрузки—удару. Сопротивляемость камня удару может быть установлена как в лабораторных условиях, так и путем опытного сброса камня на месте строительства.

е) Камень должен обладать достаточной стойкостью по отношению к химическому выветриванию под влиянием воды и атмосферных агентов.

ж) Желательно, чтобы объемный вес камня был возможно бо́льшим; это обеспечит сооружению бо́льшую устойчивость.

з) Предельная крупность камня и состав различных по крупности камней в наброске назначаются с учетом высоты плотины, качества используемого камня, метода производства работ и применяемого оборудования.

В плотинах высотой менее 15—20 *м* с экранами, диафрагмами и ядрами, и в каменных призмах смешанных плотин можно применять камень, менее крупный, чем в набросных плотинах большей высоты.

и) По ТУ 24-32-43 применяемый для каменной наброски и кладки камень должен удовлетворять следующим требованиям:

1) используемый внаброску камень должен быть без резких выступов и острых углов с отношением наибольшего размера к наименьшему, не превышающим трех;

2) в плотинах из каменной наброски содержание мелочи не должно превышать 5%;

к) Для подэкрановой кладки камни должны быть постелистыми и иметь толщину не менее 0,2 *м*, длину не более 3—4-кратной их толщины и ширину — не менее 2-кратной.

л) Согласно СНиП крупность камня и его форма при отсутствии специальных указаний в проекте должны удовлетворять следующим требованиям:

1) для каменных набросных плотин содержание мелких камней весом до 10 *кг* должно составлять не более 5%, а весом 10—30 *кг* — не более 25%;

2) для конструкций из сухой кладки размеры постелистых камней должны быть не менее 5 *см* по высоте и не менее 30 *см* по ширине и длине.

2. Требования к каменной наброске и кладке

Допустимые деформации в каменной наброске, зависящие от качества основания, используемого камня и плотности наброски, связаны с конструкцией экрана: при более жесткой конструкции допустимые деформации меньше, а требования, предъявляемые к плотности каменной наброски, должны быть выше.

По ТУ 24-32-43 каменная наброска и кладка в набросных плотинах должны удовлетворять следующим требованиям:

а) наиболее крупный камень в наброске (в пределах производственных возможностей) следует располагать к откосам плотины, а наиболее мелкий — в центральной ее части;

б) пустотность каменной наброски не должна превышать 40% в плотинах высотой менее 15 *м* и 35% — в плотинах высотой более 15 *м*;

в) в плотинах с гибким земляным экраном допустимый процент мелочи в каменной наброске и пустотность не нормируются.

Согласно СНиП при отсутствии специальных указаний в проекте общий объем пустот в кладке не должен превышать 25—30%.

3. Высота сбрасывания камня при наброске

Наброска камня в плотину обычно осуществляется с эстакады. Для придания наброске большей плотности целесообразно устраивать высокие эстакады. Однако высота сбрасывания камня лимитируется допустимым количеством мелочи, которой образуется тем больше, чем выше высота сбрасывания.

Высота сбрасывания камня колеблется в пределах от 6—8 до 25—45 *м* и в каждом конкретном случае устанавливается опытом.

4. Виды наброски камня по способу уплотнения

По способу уплотнения различают следующие виды каменной наброски:

а) без дополнительного уплотнения, кроме самоуплотнения при сбрасывании с эстакады;

б) с разравниванием и уплотнением камня вручную или при помощи каких-либо орудий и механических приспособлений;

в) с заполнением пустот между камнями более мелким камнем и засыпкой мелочью (в границах допустимого), что существенно снижает пустотность наброски; при этом не допускают скопления мелочи, так как оно ведет к снижению качества наброски на данных участках;

г) с обработкой струей воды; такая наброска позволяет хорошо рассредоточить мелочь и загнать ее в пустоты между камнями. При обработке наброски струей воды под давлением, которое на практике достигает 5—7 *ат*, более уплотненно размещаются и отдельные крупные камни наброски.

23—3. УСТОЙЧИВОСТЬ НАБРОСНЫХ ПЛОТИН, ИХ ОТКОСОВ И ОСНОВАНИЯ

Проектирование тела набросных плотин и конструкций, обеспечивающих их водонепроницаемость, ввиду отсутствия точных методов расчета основывается глав-

ным образом на опыте выстроенных сооружений. При обычно принимаемых откосах плотин поверку устойчивости на сдвиг проводят для плотин с диафрагмами во всех случаях, а для плотин с экранами — лишь в случае глинистых оснований. При нескальном основании плотины необходимо проверять основания на прочность и устойчивость против выпирания.

1. Расчеты устойчивости плотины на сдвиг

Для случая равнобедренного профиля плотины с экраном (уровень верхнего бьефа принят на отметке гребня плотины, фиг. 23—4,*а*) расчет производят по формуле:

$$K_c \frac{\gamma H^2}{2} = f\left[\gamma_1 (H^2 \operatorname{ctg}\alpha + bH) + \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{ctg}\alpha\right] \quad (23-1)$$

или после некоторого преобразования:

$$\operatorname{ctg}\alpha = \frac{K_c}{f\left(2\frac{\gamma_1}{\gamma} + 1\right)} - \frac{\frac{b}{H}}{\left(1 + \frac{\gamma}{2\gamma_1}\right)}. \quad (23-2)$$

Для случая плотины с диафрагмой (фиг. 23—4, *б*), если пренебречь собственным весом диафрагмы и распором на нее от верхового клина, устойчивость на сдвиг проверяют по формуле:

$$K_c \frac{\gamma H^2}{2} = f\gamma_1 \left(\frac{H^2}{2} \operatorname{ctg}\alpha + bH\right) \quad (23-3)$$

или

$$\operatorname{ctg}\alpha = \frac{K_c}{f\frac{\gamma_1}{\gamma}} - \frac{2b}{H}. \quad (23-4)$$

В приведенных формулах приняты следующие обозначения:

H — высота плотины в *м*;
b — ширина по гребню в *м*;
K_c — коэффициент устойчивости на сдвиг;
γ_1 — объемный вес наброски (кладки) в *т/м*³;
γ — объемный вес воды в *т/м*³;
f — коэффициент трения наброски (кладки) по основанию;
α — угол заложения откоса в градусах.

При расположении диафрагмы не у края гребня в формулы (23—3) и (23—4) вводят не полную ширину по гребню b, а только часть, расположенную с низовой стороны диафрагмы.

2. Поверка устойчивости основания плотины на выпирание

В случае нескального основания поверка производится аналогично поверке для земляных плотин (см. гл. 22).

Для обеспечения равномерного давления на основание (с целью устранения неравномерности осадки плотины, что особенно важно для плотин на нескальных грунтах) необходимо, чтобы равнодействующая всех сил проходила возможно ближе к середине основания. В теоретическом треугольном профиле для случая наполненного и пустого водохранилища условию прохождения равнодействующей через середину основания удовлетворяет равнобедренный треугольный профиль с углом $\alpha = 54°50'$. В практическом трапецоидальном профиле для удовлетворения указанного выше условия необходимо уполаживать верховой откос.

3. Заложение откосов и ширина по гребню

В набросных плотинах заложение откосов зависит от конструкции тела плотины, ее высоты и качества материала, от сейсмичности района и пр.

В набросных плотинах угол заложения откосов, не покрытых сухой кладкой или имеющих небольшой слой подэкрановой кладки, должен быть не круче угла естественного откоса материала наброски.

Величина угла естественного откоса материала в каждом конкретном случае должна определяться опытным путем (по данным наблюдений этот угол примерно соответствует заложению 1 : 1,3).

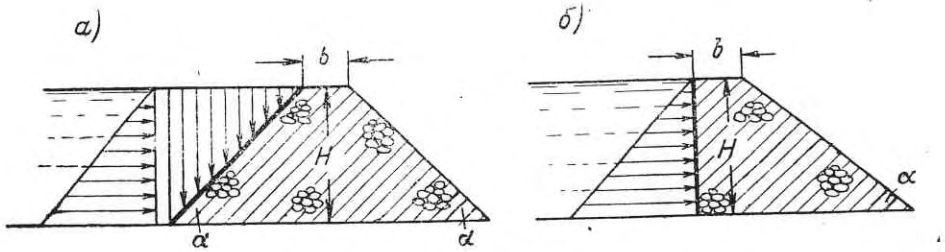
По данным практики, заложение откосов большинства набросных плотин средней высоты (порядка 20—40 *м*) в зависимости от качества основания колеблется: для верхового — от 1 : 1,1 до 1 : 1,35, низового — от 1 : 1,2 до 1 : 1,4.

Для высоких плотин и плотин, строящихся в сейсмических районах, принимают более пологое (на 15—20%) заложение откосов.

Ширину плотины по гребню назначают с учетом ее высоты, условий эксплуатации (проезда) и производства работ. Ширину набросных плотин по гребню принимают около 0,1 H, но не менее 3—3,5 *м*.

23—4. ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫЕ УСТРОЙСТВА ПЛОТИН ИЗ КАМЕННОЙ НАБРОСКИ

Конструкции, обеспечивающие водонепроницаемость набросных плотин (экраны на верховом откосе, диафрагмы и ядра в центральной части плотины), должны удовлетворять следующим требованиям: водонепроницаемость при всех условиях работы плотины и возмож-



Фиг. 23—4. Схемы к расчету устойчивости при сдвиге

ных ее деформациях, прочность для восприятия напряжений от давления воды и льда, достаточная гибкость конструкций в отношении осадочных и температурных деформаций.

1. Экраны

В современной практике строительства набросных плотин в качестве водонепроницаемой конструкции наиболее широкое применение имеют экраны на верховом откосе. Их устраивают на слое тщательно уложенной подэкрановой, как правило, сухой кладки из крупных подобранных камней с перевязкой швов и расщебенкой крупных пустот. Пустотность подэкрановой кладки не допускается более 20—25%.

Со стороны экрана поверхность сухой кладки иногда проливают цементным раствором или выравнивают слоем бетона.

Толщина подэкрановой кладки зависит от условий работы экрана и его конструкции; минимальную толщину сухой кладки вверху принимают не менее 1,5—2 *м*.

Для устранения сдвигов по контакту между наброской и подэкрановой кладкой предусматривают соответствующее сопряжение кладки с наброской.

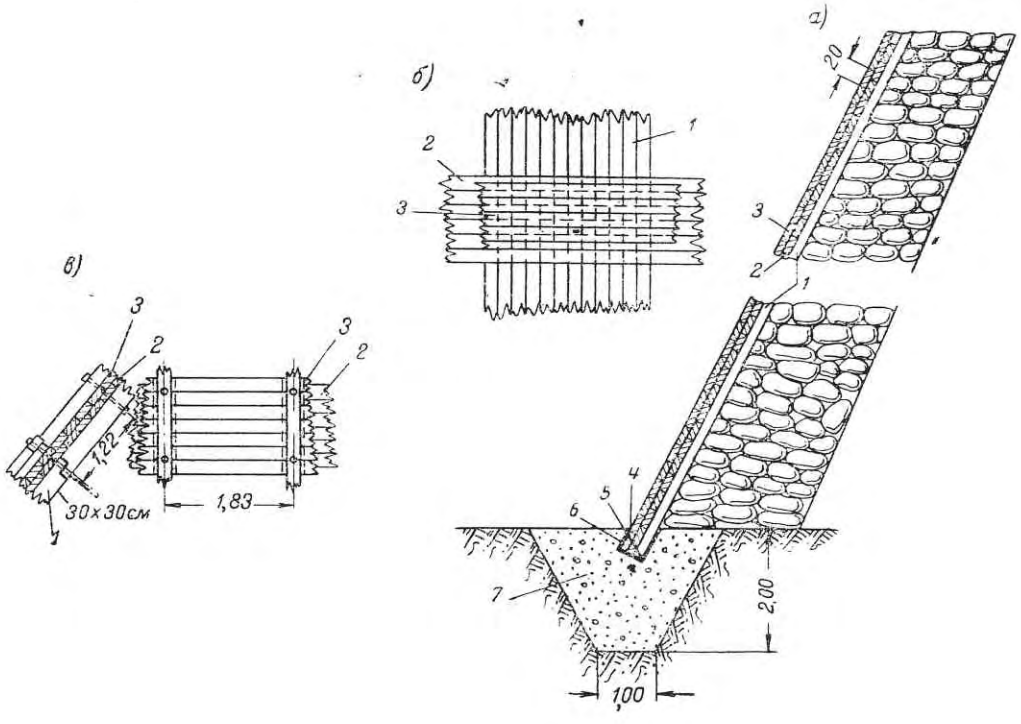
Основными преимуществами набросных плотин с экранами по сравнению с набросными плотинами с центрально расположенными диафрагмами являются: 1) бо́льшая устойчивость плотины благодаря участию в работе на сдвиг всей массы наброски; 2) более равномерное распределение нагрузки на основание; 3) доступность осмотра и ремонта конструкции; 4) меньший объем бетона на устройство экрана, чем на массивные и полые диафрагмы.

В настоящее время экраны выполняют или из жестких материалов (деревянные, бетонные, железобетонные и металлические) или из пластичных (глиняные, торфяные, асфальтовые, из битумных смесей и пр.). Гибкость экранов из жестких материалов в соответствии с необходимостью обеспечивается конструктивными мероприятиями, экраны из пластичных материалов всегда обладают необходимой гибкостью.

а) Деревянные экраны (фиг. 23—5, *а б* и *в*) применяются при наличии на месте или при возможности получения соответствующего качества лесоматериала; при благоприятных климатических условиях, способствующих сохранности дерева; при наличии условий для выполнения ремонта. Конструкция деревянных экранов обычно состоит из 2—3 (в зависимости от высоты плотины) горизонтальных рядов досок толщиной 5—7,5 *см*, уложенных с разбежкой швов на установленные вдоль откоса брусья. Пазы между досками тщательно проконопачивают смоляной паклей, а между слоями досок и брусьев для предотвращения коробления и растрескивания при высыхании укладывают гидроизоляцию из битумных матов. Брусья обычно укладывают заподлицо с подэкрановой кладкой на расстоянии 1,2—1,8 *м* и скрепляют с ней анкерами. В некоторых случаях применяют брусья сплошного ряда (см. фиг. 23—5, *б*).

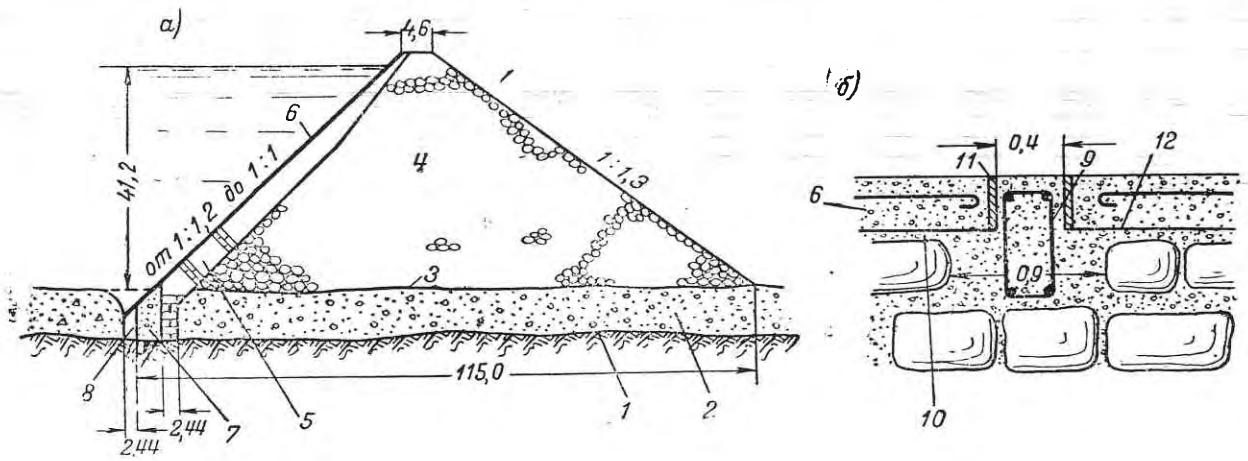
Толщину досок деревянного экрана увеличивают по мере заглубления от гребня (по мере повышения напора воды). Иногда приходится увеличивать и количество рядов досок в экране.

Согласно ТУ 24-32-43 [8], для деревянных экранов применяют пиленый лес марок 0 и 1 из сосны или лиственницы, просушенный до влажности не более 18% и пропитанный антисептиками, не растворяющимися в воде.



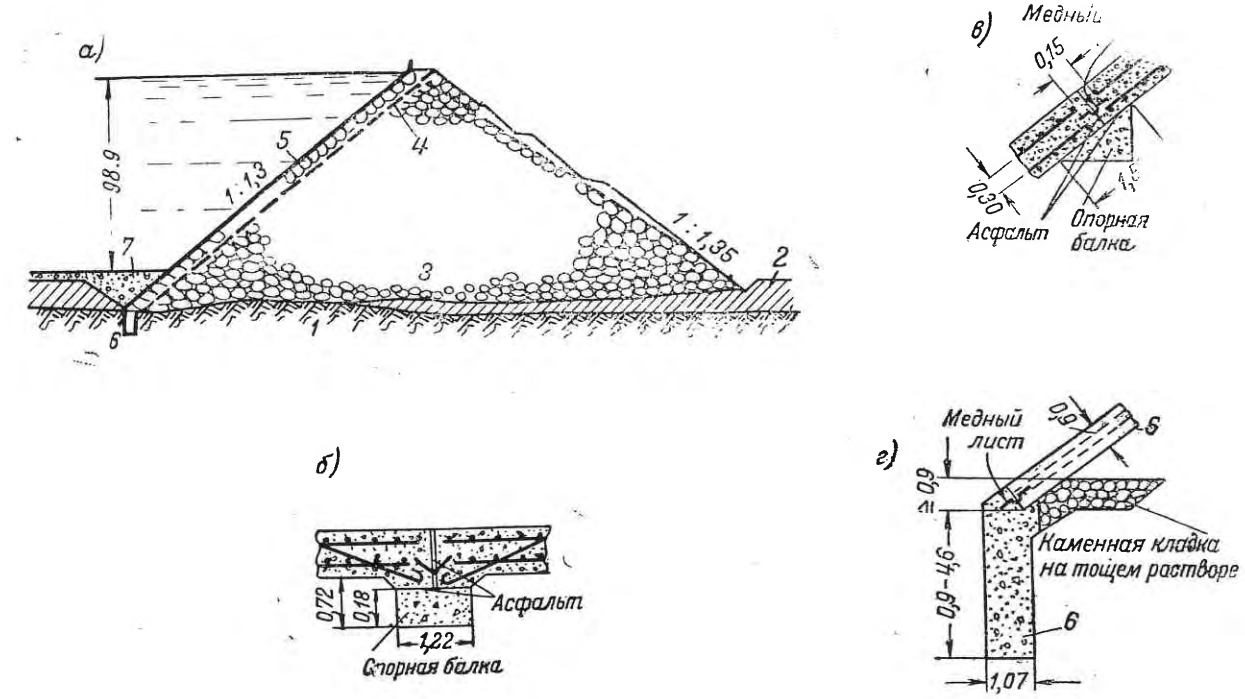
Фиг. 23—5. Деревянные экраны

а — конструкция экрана; *б* — вариант экрана по сплошному ряду брусьев; *в* — устройство стыков; *1* — брусья; *2* — нижние продольные доски; *3* — верхние продольные доски; *4* — пеньковый канат; *5* — просмоленный войлок; *6* — пенька; *7* — бетонный зуб



Фиг. 23—6. Плотина с жестким железобетонным экраном

а — плотина; *б* — деталь температурного шва; *1* — гранит; *2* — слой аллювия; *3*— дно реки; *4* — каменная наброска; *5* — подэкрановая кладка; *6* — железобетонная плита экрана δ=23÷38 *см*; *7* — бетонный зуб; *8* — контрфорс; *9* — железобетонная балка: *10* — слой бетона 8 *см*; *11* — войлок; *12* — слой асфальта



Фиг. 23—7. Плотина с полужестким железобетонным экраном

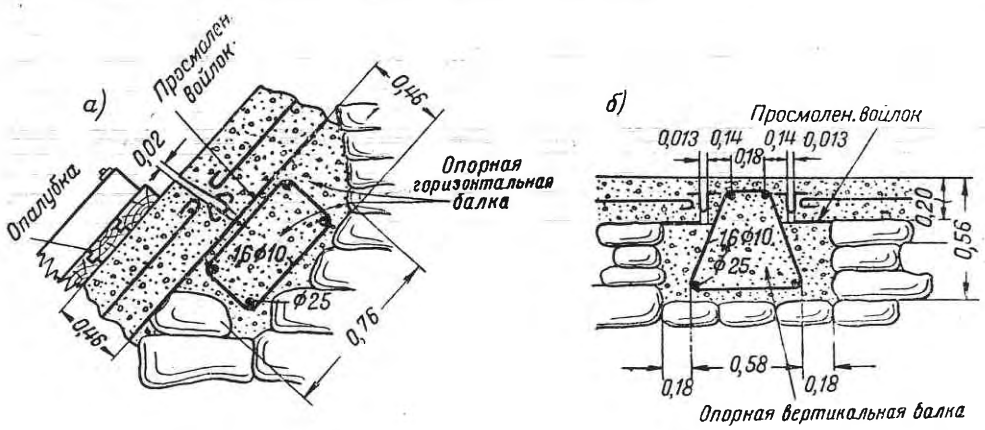
а — плотина; *б* — температурный шов; *в* — горизонтальный осадочный шов; *г* — сопряжение с зубом; *1* — гранит; *2* — плотно слежавшиеся наносы; *3* — каменная наброска; *4* — подэкрановая кладка; *5* — железобетонные плиты экрана; *6* — бетонный зуб; *7* — засыпка

б) Железобетонные и бетонные экраны применяются трех типов: монолитные жесткие, воспринимающие главным образом температурные деформации и иногда осадочные; полужесткие, воспринимающие как те, так и другие деформации; гибкие, могущие воспринимать значительные осадочные деформации.

Жесткие экраны применяют в плотинах высотой до 50 *м* с малыми осадками подэкрановой кладки, в плотинах с крутым верховым откосом, выполненным из сухой кладки или из кладки на растворе.

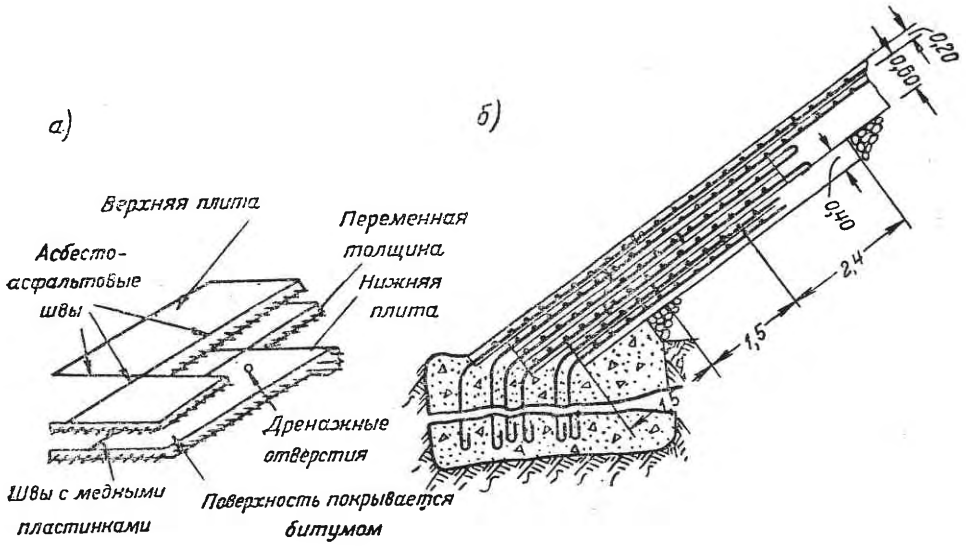
Эти экраны состоят из сплошной бетонной или железобетонной плиты, уложенной на подэкрановую кладку и разделенной вертикальными температурными швами на отдельные секции. Процент армирования плиты колеблется в пределах 0,5—1%.

Для скрепления экрана с телом плотины его арма-



Фиг. 23—8. Пример конструкции швов полужесткого железобетонного экрана

а — осадочный шов; *б* — температурный шов



Фиг. 23—9. Гибкий железобетонный экран

а — плиты экрана; *б* — фрагмент разреза

туру связывают анкерами, заделанными в кладку через 1,2—1,5 *м*, а при подэкрановой кладке, выполненной на растворе, сопряжение осуществляется при помощи специальных балок, заделанных в кладку (фиг. 23—6).

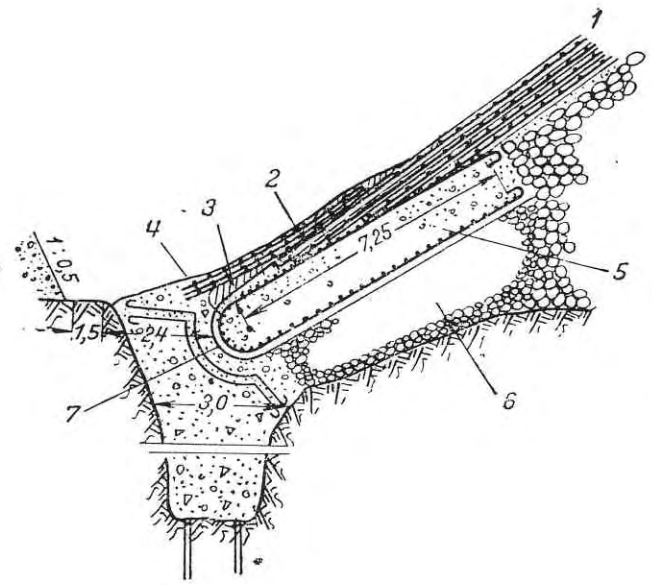
Полужесткие железобетонные экраны состоят из отдельных железобетонных прямоугольных или квадратных плит, связанных между собой гибкими водонепроницаемыми соединениями.

Плиты по контуру опираются на железобетонные балки, заделанные в подэкрановую кладку либо заподлицо с ней, либо с выступом, равным толщине плиты (фиг. 23—7 и 23—8). Толщина плит экрана достигает в основании примерно 0,010—0,005 высоты плотины.

Гибкие железобетонные экраны применяются в набросных плотинах большой высоты или возводимых в сейсмических районах, а также при необходимости обеспечить максимальную гибкость и водонепроницаемость конструкции в случае возможных значительных деформаций тела плотины (фиг. 23—9 и 23—10).

Такой экран состоит из нескольких слоев железобетонных плит с прослойками битума между ними, обеспечивающими большую водонепроницаемость и возможность некоторых подвижек одного слоя плит относительно другого. Каждый слой, кроме верхнего, состоит из отдельных не связанных между собой квадратных плит с размерами сторон 3—9 *м* и толщиной 8—18 *см*. Плиты соседних слоев укладывают с перевязкой швов.

Плиты верхнего слоя соединяются между собой гибкими водонепроницаемыми швами. Связь между отдельными слоями и всего экрана с телом плотины осуществляется анкерами, представляющими собой прутья отогнутой арматуры, заделанные между отдельными слоями плит, а также специальными закрепительными балками нижних плит, заглубляемыми в подэкрановую кладку. Арматура плит — одиночная, располагаемая в центре плит, и симметричная в обоих направлениях. Процент армирования достигает 0,5%. Согласно ТУ 24-32-43, для железобетонных экранов применяется



Фиг. 23—10. Пример сопряжения гибкого железобетонного экрана с зубом

1 — слоистый экран; *2* — три железобетонные плиты толщиной по 10 *см*; *3* — асфальтобетон; *4* — три слоя асфальта с прокладкой брезента; *5* — опорная железобетонная плита; *6* — мелкий окатанный камень; *7* — слой асфальта

бетон марки не ниже 170, водонепроницаемый и морозостойкий.

в) Металлические экраны (фиг. 23—11) обладают большой гибкостью. Экран состоит из сваренных между собой стальных листов толщиной в несколько миллиметров, уложенных на цементной подготовке по подэкрановому слою.

Температурные швы обычно устраиваются только в вертикальной плоскости по откосу и выполняются по типу, приведенному на фиг. 23—11; лишь в некоторых случаях предусматриваются швы также и в горизонтальной плоскости.

Горизонтальные швы между отдельными листами делаются в накладку, сварными. Сопряжение экрана с телом плотины осуществляется анкерами, конструкция которых должна предусматривать возможность деформации экрана.

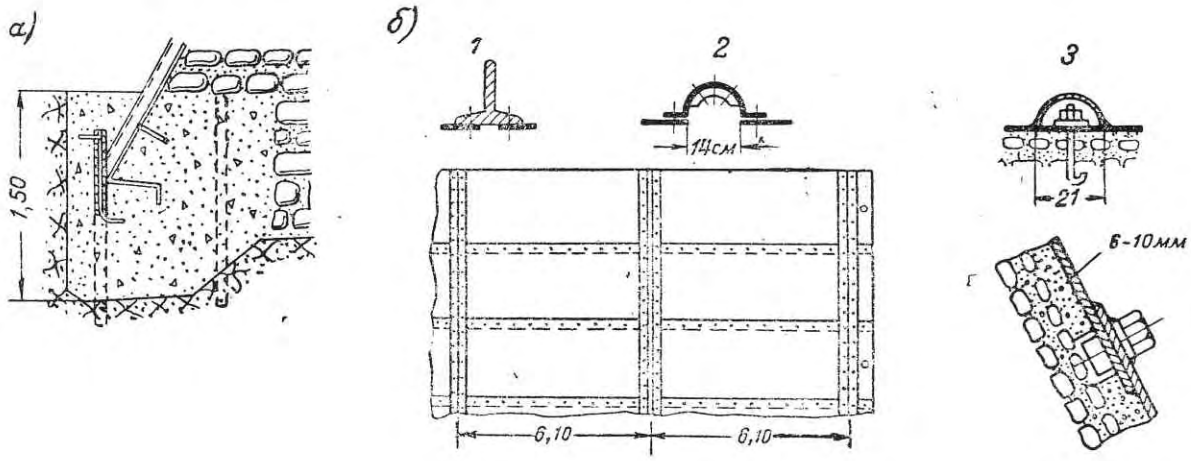
По ТУ 24-32-43 для металлических экранов рекомендуется медистая и хромомедемарганцовая листовая сталь, обеспечивающая хорошую сварку (без нарушения механических свойств металла) и устойчивость от коррозии. В районах, где наблюдается биокоррозия (от железобактерий), необходимо обеспечить надежность и долговечность экрана от этих агентов, так как в ряде случаев опорожнение водохранилища для ремонта бывает затруднено или даже невозможно. По механическим свойствам сталь для экрана должна обладать высоким пределом текучести и большой зоной пластичности.

г) Экраны из пластичных материалов выполняют из глинистых грунтов, глинобетона и из специальных изоляционных материалов — асфальта или битума.

Большое распространение получили экраны, выполняемые из глинистого грунта. Размеры такого экрана зависят от высоты плотины и качества применяемого грунта. Требования, предъявляемые к возведению таких экранов, аналогичны требованиям, предъявляемым к земляным плотинам (см. гл. 22).

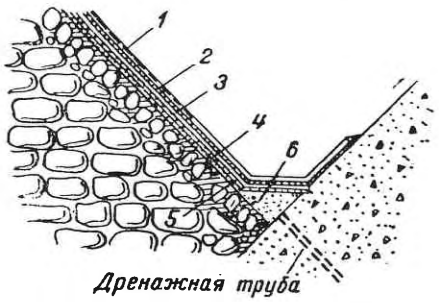
Из условий устойчивости экрана и для защиты его от промерзания поверх экрана укладывают мощный защитный слой из песчано-гравелистых материалов.

Конструкция асфальтобетонного экрана, выполненного на одной из выстроенных плотин, показана на фиг. 23—12. Экран состоит из 12-*см* слоя асфальтобетона — битум-бетона (два слоя по 6 *см*), уложенного на 8-*см* слой пористого бетона, покрытого под давлением тонким слоем смеси битума и бензина. Сверху асфальтобетонный экран защищен плитами из пористого бетона, имеющими размеры в плане 3×2 *м* и толщину 10 *см*; плиты снабжены арматурой в виде гибкой нержавеющей сетки, подвешенной к гребню плотины. Защитный слой свободно скользит по битумной прокладке, состоящей из 7 слоев хлопчатобумажного полотна, пропитанного специальной битумной эмульсией.



Фиг. 23—11. Металлический экран

а — сопряжение экрана с зубом; *б* — стыки и анкеры листов экрана; *1* — стык без расширения; *2* — стык с колпаком (температурный шов); *3* — анкеры



Фиг. 23—12. Битумный экран

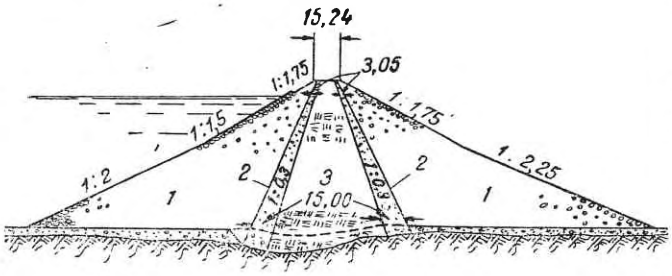
1 — армированные плиты из пористого бетона толщиной 10 *см*; *2* — битумная прокладка; *3* — первый слой битум-бетона толщиной 6 *см*; *4* — второй слой битум-бетона толщиной 6 *см*; *5* — дренирующий слой пористого бетона толщиной 8 *см*; *6* — подготовка из раствора

2. Диафрагмы

Опыт строительства набросных плотин с жесткой диафрагмой в центре показал неудовлетворительные результаты и выявил ряд существенных недостатков их работы по сравнению с плотинами с экранами: исключение из работы на сдвиг верхового клина плотины и, следовательно, уменьшение ее устойчивости, неблагоприятные условия работы самой диафрагмы — наличие прогибов, вызывающих смещение ее в нижний бьеф и срезание, образование трещин и нарушение водонепроницаемости. Поэтому для строительства таких плотин необходимо соответствующее обоснование.

Более совершенной является плотина с пластичным ядром из глинистого грунта (фиг. 23—13). Требования, предъявляемые к конструктивным размерам пластичного ядра, те же, что и в земляных плотинах (см. гл. 22). По данным ВНИИ Водгео, принятые размеры ядра могли бы быть значительно уменьшены (примерно в 2 раза).

Плотина с ядром по сравнению с плотиной с глинистым экраном может оказаться более экономичной по объему глины и быстрее выполнимой, однако условия производства работ из-за трудности разновременной укладки тела плотины и ядра усложняются.



Фиг. 23—13. Плотина с пластичным ядром
1 — наброска; *2* — переходный слой; *3* — пластичное ядро

23—5. СОПРЯЖЕНИЕ ТЕЛА НАБРОСНЫХ ПЛОТИН С ОСНОВАНИЕМ И ДРЕНАЖНЫЕ УСТРОЙСТВА

1. Конструкция сопряжений

Конструкция сопряжений зависит от геологических условий основания, от конструкции и высоты плотины. При скальных породах, залегающих на поверхности основания или прикрытых незначительным слоем наносных отложений, сопряжение водонепроницаемой конструкции — экрана — с основанием осуществляется при помощи бетонного вертикального зуба, опущенного до здоровой скалы (см. фиг. 23—6 и 23—7). В случае затруднений с проходкой через аллювий зуб осуществляется при помощи опускных колодцев, кессонов или забивки металлического шпунта, а также при помощи проходки сплошного ряда буровых скважин, заполняемых бетоном.

В ряде случаев бывает целесообразно создать противофильтрационную завесу при помощи цементации, битумизации и т. п. В последнее время с большим успехом применяется замораживание грунтов, которое позволяет создавать мерзлотные завесы под экраном.

Если скальные породы основания залегают на большой глубине под большим слоем наносных отложений и сопряжение одним из указанных выше способов затруднительно или экономически не целесообразно, то приходится снижать высоту плотины до пределов, возможных по условиям фильтрации для данного грунта основания, либо выбирать другой тип плотины. Исходя из условия создания в основании допустимых неразмывающих скоростей фильтрации, сопряжение тела плотины средней высоты с основанием может быть осуществлено при помощи висячего шпунта или понура.

В плотине набросного типа сопряжение экрана с зубом обычно осуществляется в виде гибкого соединения или разрезной конструкции путем устройства вдоль зуба водонепроницаемого шва, гибкой слоистой конструкции заделки экрана или шарнирного соединения (см. фиг. 23—7,*г*, 23—9, 23—10).

2. Дренаж

При нескальных грунтах дренаж основания устраивают для защиты от размыва фильтрационным потоком, а также для дренирования экрана и организованного отвода профильтровавшейся через него воды в нижний бьеф.

Для дренирования основания устраивают под набросной обратный фильтр (не менее $^1/_3$ ширины подошвы, считая от зуба), покрытый сверху слоем мелкого камня, а иногда сухой кладкой или бетонной плитой, для защиты от разрушения при наброске камня.

В некоторых случаях при основании из глинистых грунтов или морены покрытие основания сплошной бетонной плитой применяется для предотвращения смачивания основания и уменьшения коэффициента трения.

Дренаж экрана осуществляется путем устройства в нем специальных дрен и укладки дренирующего слоя под экраном, например, в виде слоя пористого бетона, а также использованием для этой цели смотровых галерей в подэкрановой кладке и бетонном зубе.

23—6. ПЛОТИНЫ ИЗ СУХОЙ КАМЕННОЙ КЛАДКИ И ПОЛУНАБРОСНЫЕ

1. Плотины из сухой каменной кладки

Такие плотины имеют более обжатый профиль, чем набросные. Заложение откосов плотины: верхового — около 1 : 0,5 — 1 : 0,7, низового — от 1 : 0,7 до 1 : 1.

Возведение плотин из каменной кладки насухо требует применения большого количества квалифицированной рабочей силы, так как работы по укладке кам-

ня не могут быть механизированы в такой степени, как работы по каменной наброске.

Основные требования к качеству и форме камня, используемого для каменной сухой кладки, а также принцип распределения камня по крупности (по поперечному сечению плотины) и допустимая пустотность указаны в п. 23—2.

Иногда подэкрановая кладка, а иногда и нижние слои (у основания) плотин из каменной кладки выполняются на вяжущем растворе.

2. Полунабросные плотины

Выполняемые частично из каменной кладки насухо и частично из каменной наброски (см. фиг. 23—2,*б*) плотины называются полунабросными или набросными со стенкой из сухой кладки.

В этих плотинах напорную половину профиля выполняют по техническим условиям для сухой кладки, а низовую — для каменной наброски.

Откосы этого типа плотин обычно имеют следующее заложение: верховой — 1 : 0,5 — 1 : 0,75, низовой — 1 : 1,1—1 : 1,2.

При наличии мощного слоя подэкрановой кладки или подпорной стенки насухо допускают и более крутое заложение верхового откоса (примерно до 1 : 0,3). Для обеспечения необходимой устойчивости плотины при сдвиге в этих случаях низовой откос делают более пологим — до 1 : 1,5—1 : 2.

23—7. ПЛОТИНЫ СМЕШАННЫЕ

Основным и наиболее распространенным видом смешанных плотин являются плотины из земли и камня (см. фиг. 23—3, *а*). Такие плотины применяют при наличии в районе сооружения камня требуемого качества и грунта, обладающего достаточной водонепроницаемостью и сопротивляемостью сдвигу.

Конструирование и расчет элементов земляной части плотины смешанного типа: экрана плотины, защитного покрытия верхового откоса, переходных слоев обратного фильтра, а также соединений экрана с основанием и берегами — выполняют так же, как и конструирование и расчет соответствующих элементов земляных плотин (см. гл. 22).

Размеры частей профиля плотин смешанного типа, выполняемых из земли и камня, назначаются проектом, исходя из запасов пригодных грунта и камня, характера основания и экономических соображений. Верховому откосу каменных призм названного типа плотин обычно придается заложение 1,0 : 1,0—1,0 : 1,25, низовому — 1,0 : 1,25 — 1,0 : 1,75.

Требования, предъявляемые к камню и каменной наброске для смешанных плотин, несколько ниже, чем для плотин из каменной наброски (см. п. 23—2).

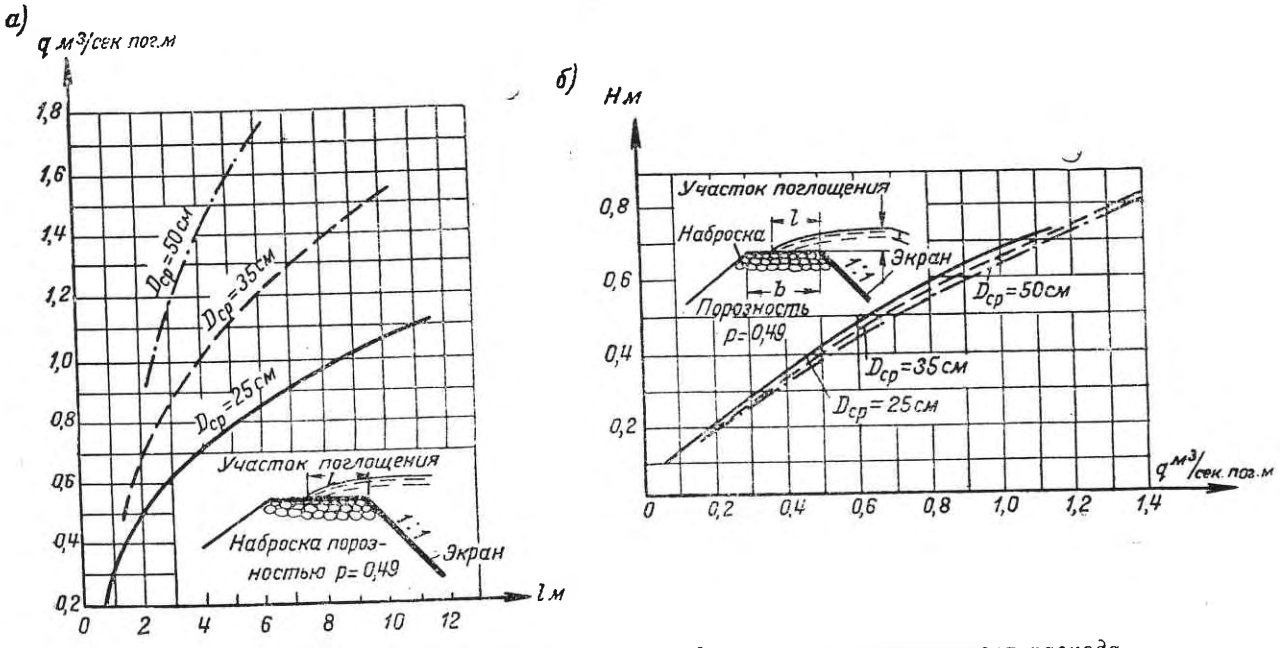
Плотины из бетона и каменной наброски (см. фиг. 23—3, *б*) являются развитием плотин из наброски и сухой кладки и применяются в случае непригодности камня для сухой кладки, которая заменяется бутобетоном или бетоном.

23—8. ПРОПУСК ВОДЫ ЧЕРЕЗ НАБРОСНЫЕ ПЛОТИНЫ

1. Перелив воды через наброску

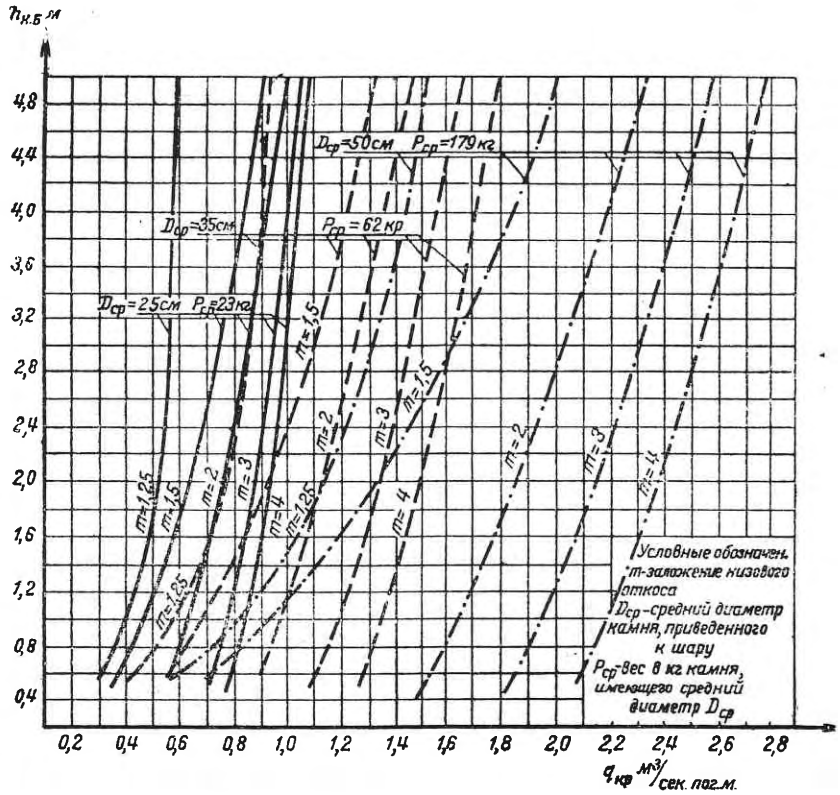
Согласно лабораторным опытам, проведенным П. И. Гордиенко, перелив воды через каменную наброску характеризуется двумя фазами.

В первой фазе вода, поднявшаяся выше гребня наброски, сливается в наброску на длине l (длина поглощения), меньшей ширины гребня b. Перелив воды через наброску не причиняет ей вреда, пока удельный расход не превышает некоторой критической величины $q_{кр}$. По достижении $q_{кр}$ в месте выхода фильтрационной воды начинается обрушение камней низового откоса под воздействием сливающегося потока.



Фиг. 23—14. Кривые зависимостей от удельного переливающегося расхода

а — длины участка поглощения воды; б — напора над гребнем набросной плотины



Фиг. 23—15. График для определения критических расходов через водосливные плотины из каменной наброски (принято, что плотина выполнена одной наброской (не укладкой) камня, низовой ее откос специального крепления не имеет)

Во второй фазе перелив воды по всему низовому откосу происходит в том случае, если длина поглощения l равна ширине гребня b.

При этом расход воды превышает критический — $q_{кр}$, поэтому необходимо крепление низового откоса.

Зависимость удельного расхода q и длины поглощения l от напора H на гребне наброски показана графически на фиг. 23—14, а величины $q_{кр}$ в зависимости от глубины воды в нижнем бьефе, заложения низового откоса m и среднего диаметра камня (приведенного к шару $D_{ср}$) — на фиг. 23—15.

Величина допустимого расхода через наброску может быть принята равной $q_{доп}=0{,}8q_{кр}$, а для случая пропуска воды через строящуюся плотину даже $q_{доп}=q_{кр}$.

Абсолютные значения допустимых расходов практически невелики; согласно графику фиг. 23—15 они не превышают 2—2,5 *м³/сек* на 1 *пог. м* длины плотины.

Результаты лабораторных опытов показали, что крепление низового откоса тщательной укладкой камня повышает критический расход примерно в 2 раза. Крепление низового откоса ряжами или сквозными щитами повышает допустимый удельный расход через набросную плотину до 15 *м³/сек* и более.

Перелив воды через набросные плотины пока не нашел широкого применения на практике, так как теория его разработана недавно и не апробирована систематическим опытом. Однако отдельные случаи благополучного перелива воды через гребень имели место. Например, можно указать на перемычку высотой 5 *м*, выполненную по типу смешанных плотин (из земли и камня) с низовым откосом 1 : 3, покрытым двухрядным габионным креплением. Перемычка работает 12 лет, пропуская паводки с удельным расходом до 4,5 *м³/сек* при высоте переливающегося слоя 2,8 *м*.

2. Наброска камня в текущую воду

При отсыпке камня в текущую воду во время постройки набросных и земляных плотин без перемычек образующаяся в воде каменная призма принимает последовательно четыре конфигурации, схематично показанные на фиг. 23—16.

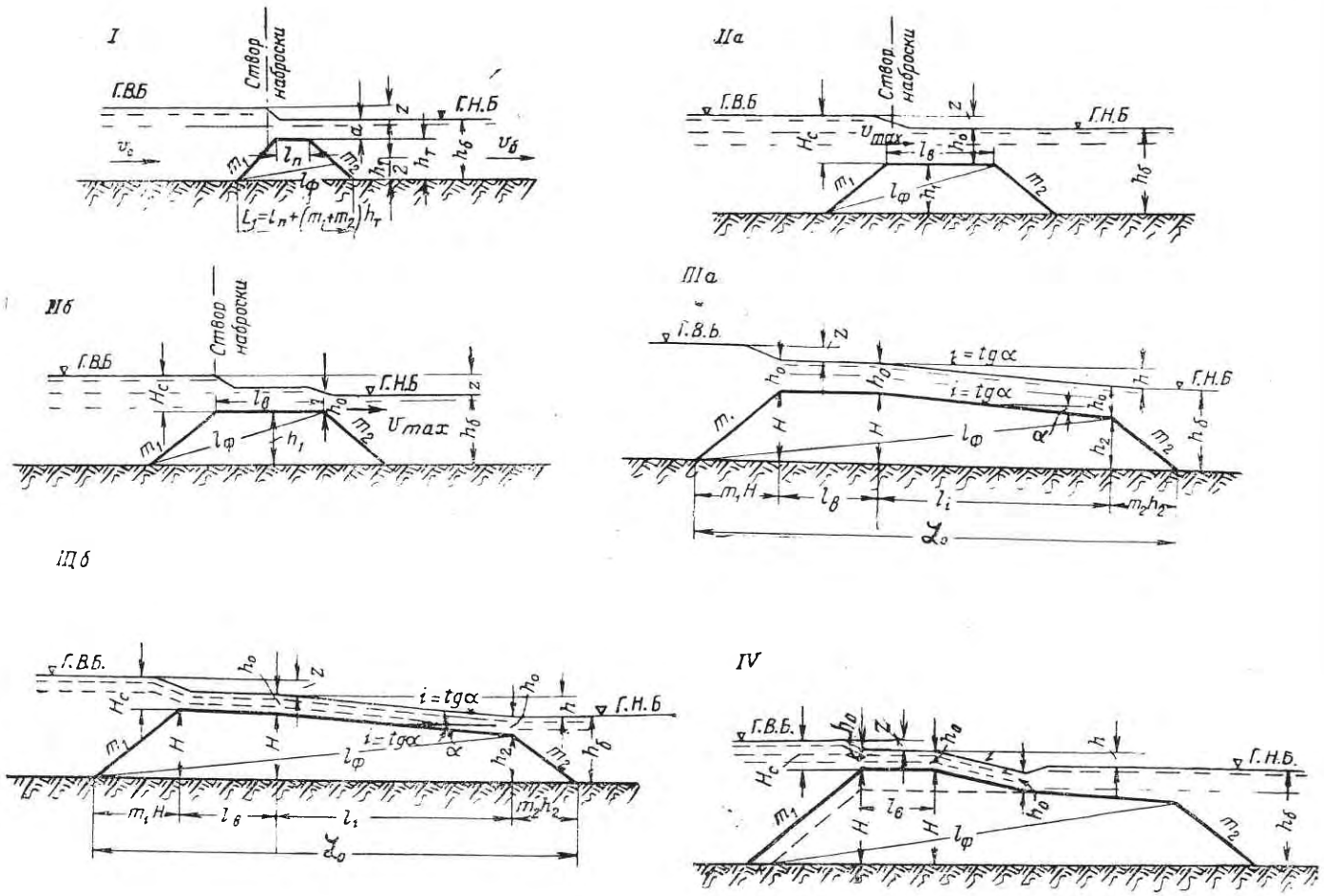
Гидравлический расчет наброски камня в текущую воду, по С. В. Избашу [4], имеет назначение определять режим водотока и конфигурацию наброски на различных стадиях производства работ.

Расчет приводится для условий плоской задачи для расхода q *м³/сек* на 1 *пог. м* ширины русла при бытовой глубине, соответствующей этому расходу $h_б$.

а) Устойчивость камня в наброске под гидродинамическим воздействием потока определяется способностью камня, лежащего на отсыпке, сопротивляться сдвигу по камню и способностью камня, лежащего на откосе, сопротивляться выкатыванию из занимаемого им гнезда.

Минимальная скорость, при которой может быть сдвинут камень, лежащий на отсыпке, определяется формулой:

$$v_{min} = k_c \Pi \sqrt{D}. \qquad (23—5)$$



Фиг. 23—16. Расчетные схемы каменных призм различной конфигурации

I — первая конфигурация; *IIа* и *IIб* — вторая конфигурация; *IIIа* и *IIIб* — третья конфигурация; *IV* — четвертая конфигурация

Максимальная скорость, при которой камень не выкатится из его гнезда, определяется формулой

$$v_{max} = k_в П \sqrt{D} \sqrt{\cos\alpha}. \qquad (23—6)$$

В формулах приняты обозначения:

α — угол наклона откоса, на котором лежит камень, к горизонту;

$D = \sqrt[3]{\frac{6W}{\pi}}$ — диаметр камня, приведенного к шару;

W — объем камня;

$П = \sqrt{2g\frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}}$ — коэффициент, характеризующий свойства жидкости и камня;

γ — вес единицы объема воды;

γ_1 — вес единицы объема камня;

k_c — коэффициент устойчивости камня на сдвиг;

$k_в$ — коэффициент устойчивости камня на выкатывание.

По данным опытных наблюдений $k_c = 0{,}86$, $k_в = 1{,}2$. Помимо приведенных, обозначения в излагаемых ниже гидравлических расчетах и формулах указаны на соответствующих расчетных схемах.

Расчеты проводятся для условий плоской задачи, для расхода q *м³/сек* на 1 *пог. м* ширины русла при бытовой глубине, соответствующей этому расходу $h_б$.

б) Расчетная схема наброски первой конфигурации соответствует моменту, при котором возрастающая по мере увеличения высоты отсыпки скорость потока до значения v_{min} начинает сдвигать камни на вершине отсыпки (фиг. 23—16, *I*). Расчет ведется в указанной ниже последовательности:

$$v_{min} = 0{,}86 \sqrt{2g\frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}} \sqrt{D}; \qquad (23—7)$$

$$a = \frac{q_0}{v_{min}} \qquad (23—8)$$

(где $q_0 = \frac{Q}{B}$, Q *м³/сек* — расход воды и B в *м* — ширина потока);

$$h_т = h_б - a; \qquad (23—9)$$

$$z = \frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v_{min}^2}{2g} - \frac{v_б^2}{2g}; \qquad (23—10)$$

$$L_1 = l_п + (m_1 + m_2)\, h_т = l_п + 2{,}5\, h_т, \quad (23—11)$$

где коэффициент скорости $\varphi = 0{,}92$; $m_1 = m_2 \approx 1{,}25$.

в) Расчетная схема наброски второй конфигурации соответствует моменту, когда отсыпь достигает высоты h_1, при которой скорость над наброской по формуле (23—6) равна v_{max} (фиг. 23—16, *IIа*).

Предварительно следует выяснить, затоплен ли водослив (фиг. 23—16, *IIа*) или не затоплен (фиг. 23—16, *IIб*). С этой целью определяется $q_{пр}$ — наименьшее предельное значение бытового расхода q, при котором $h_0 = h_{кр}$ (критической глубине):

$$q_{пр} = v_{max}\, h_{кр} = \frac{v_{max}^3}{g}. \quad (23—12)$$

Очевидно, при $q > q_{пр}$ водослив затоплен, при $q < q_{пр}$ водослив не затоплен.

Расчет второй конфигурации для случая затопленного водослива $q > q_{пр}$ (по схеме *IIа*) ведется в указанной ниже последовательности:

$$v_{max} = 1{,}20 \sqrt{2g\,\frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}}\,\sqrt{D}\,; \quad (23—13)$$

$$h_0 = \frac{q_0}{v_{max}}; \quad (23—14)$$

$$h_1 = h_б - h_0; \quad (23—15)$$

$$z = \frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v_{max}^2}{2g} - \frac{v_б^2}{2g}; \quad (23—16)$$

$$l_в = 3h_{кр} = 3\sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}, \quad (23—17)$$

где α — коэффициент Кориолиса, равный 1,0—1,1.

Расчет второй конфигурации для случая незатопленного водослива $q < q_{пр}$ (по схеме *IIб*) ведется в указанной ниже последовательности:

$$v_{max} = 1{,}2 \sqrt{2g\,\frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}}\,\sqrt{D}\,; \quad (23—18)$$

$$h_0 = \frac{q_0}{v_{max}}; \quad (23—19)$$

$$h_1 = h_б - h_0; \quad (23—20)$$

$$l_в \approx 3h_{кр} = 3\sqrt[3]{\frac{\alpha\, q^2}{g}}; \quad (23—21)$$

$$H_0 = \left(\frac{q_0}{M}\right)^{2/3}, \quad (23—22)$$

где $M = m\sqrt{2g}$
(для водослива с широким порогом и закругленным входом $m = 0{,}35$);

$$z = H_0 - h_0 - \frac{v_б^2}{2g}. \quad (23—23)$$

г) Расчетная схема наброски третьей конфигурации соответствует стадии образования быстротока, непосредственно следующей за второй конфигурацией после достижения на водосливе скорости v_{max}. Расчет ведется методом подбора с учетом фильтрационной части расхода $q_ф$ через наброску.

Последовательность расчета для случая затопленного водослива $q > q_{пр}$ (см. фиг. 23—16, *IIIа*) следующая.

По кривой связи q_0 с уровнем нижнего бьефа устанавливают уровень, соответствующий данному значению q_0:

$$h = \nabla\,ГВБ - \nabla\,ГНБ - z, \quad (23—24)$$

где

$$z = \frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v_{max}^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g};$$

$$v_0 = \frac{q_0}{\nabla\,ГВБ - \nabla_{дна}}.$$

Величина v_{max} предполагается найденной при расчете второй конфигурации наброски.

Задаваясь величиной $q'_ф$, находим:

$$q' = q_0 - q'_ф; \quad (23—25)$$

$$h'_0 = \frac{q'}{v_{max}}; \quad (23—26)$$

$$i' = \frac{n^2 q'^2}{h_0'^{10/3}} = \frac{n^2 v_{max}'^{10/3}}{q'^{4/3}}, \quad (23—27)$$

где коэффициент шероховатости $n = 0{,}05$;

$$l'_i = \frac{h}{i'}; \quad (23—28)$$

$$h'_2 = h_б - h'_0; \quad (23—29)$$

$$H' = h'_2 + h; \quad (23—30)$$

$$l'_в \approx 3\sqrt[3]{\frac{\alpha q'^2}{g}}; \quad (23—31)$$

$$l'_ф = \sqrt{h_2'^2 + \left(l'_i + l'_в + m_1 H'\right)^2} \approx$$
$$\approx \left(l'_i + l'_в + m_1 H'\right); \quad (23—32)$$

$$I' = \frac{h}{l'_ф}; \quad (23—33)$$

$$v' = c_0\, p\,\sqrt{DI'}, \quad (23—34)$$

где v' — скорость турбулентной фильтрации в *см/сек*;
c_0 — коэффициент Шези.

Для однородной отсыпи из подручного камня и размеров в сантиметрах принимают $c_0 \approx 20$, $p = 0{,}37$;

$$q''_ф = v' H'. \quad (23—35)$$

Если $q''_ф \approx q'_ф$, расчет окончен; в противном случае задаются новым значением $q'_ф$ и расчет повторяют:

$$L_0 = m_1 H + m_2 h_2 + l_в + l_i; \quad (23—36)$$

$$F = m_1\frac{H^2}{2} + m_2\,\frac{h_2^2}{2} + l_в H + l_i\left(h_2 + \frac{h}{2}\right), \quad (23—37)$$

где F — площадь профиля наброски.

Таблица 23—2

Величины для расчета наброски камня в текущую воду

Величины	Значение при диаметре камня D в $м$				Формула, по которой вычислена величина	Принятое значение коэффициентов, входящих в формулу
	0,15	0,20	0,25	0,30		
v_{max} в $м/сек$	2,62	3,02	3,37	3,69	$v_{max}=k_в\,П\sqrt{D}$	$k_в=1{,}20$ $П=\sqrt{2g\frac{\gamma_1-\gamma}{\gamma}}$
v_{min} в $м/сек$	1,88	2,17	2,42	2,65	$v_{min}=k_c П\sqrt{D}$	$k_c=0{,}86$ $\gamma_1=2{,}6\ т/м^3$ $\gamma=1{,}0\ т/м^3$
$q_{пр}$ в $м^2/сек$ (для v_{max})	1,84	2,81	3,91	5,15	$\frac{v^3_{max}}{g}$	$g=9{,}81\ м/сек^2$
$q_{пр}$ в $м^2/сек$ (для v_{min})	0,67	1,04	1,44	1,90	$\frac{v^3_{min}}{g}$	
$\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v^2_{min}}{2g}$ в $м$	0,21	0,23	0,35	0,42	$\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v^2_{min}}{2g}$	$\varphi=0{,}92$
$\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v^2_{max}}{2g}$ в $м$	0,41	0,55	0,68	0,82	$\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v^2_{max}}{2g}$	
$\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v^2_{max}}{2g}$ в $м$	0,35	0,46	0,58	0,69	$\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v^2_{max}}{2g}$	$\varphi=1{,}00$
$n^2 v^{10/3}_{max}$	0,062	0,099	0,144	0,193	$n^2 v^{10/3}_{max}$	$n=0{,}05$

Для случая незатопленного водослива $q<q_{пр}$ (фиг. 23—16, *IIIб*) расчет осуществляется в изложенной ниже последовательности.

Определяется разность уровней ▽ ГВБ — ▽ ГНБ.

Задаваясь величиной $q'_ф$, находят:

$$q'=q_0-q'_ф; \qquad (23—38)$$

$$h'_0=\frac{q'}{v_{max}}; \qquad (23—39)$$

$$H'_0=\left(\frac{q'}{M}\right)^{2/3}; \qquad (23—40)$$

при $\varphi=0{,}92$

$$H'_0=\left(\frac{q'}{1{,}55}\right)^{2/3}; \qquad (23—41)$$

$$z'_0=H'_0-h'_0;$$

$$z'=z'_0-\frac{v_0^2}{2g}; \qquad (23—42)$$

$$h'=\text{▽ ГВБ}-\text{▽ ГНБ}-z'. \qquad (23—43)$$

Дальнейший расчет быстротока и определение фильтрационного расхода и размеров отсыпи выполняется так же, как для затопленного водослива.

д) Расчетная схема четвертой конфигурации соответствует такой стадии, когда в результате уменьшения расхода повышается гребень наброски и низовой откос становится ломаным и более крутым в своей верхней части. Последовательность расчета четвертой конфигурации (фиг. 23—16, *IV*) указана ниже.

Для заданного уровня верхнего бьефа определяется величина q_0 и соответствующий ему уровень нижнего бьефа.

Задаются фильтрационным расходом $q'_ф$, тогда:

$$q'=q_0-q'_ф; \qquad (23—44)$$

$$H'_0=\left(\frac{q'}{M}\right)^{2/3}, \qquad (23—45)$$

где $M=1{,}72$;

$$h'_0=\frac{q'}{v_{max}}; \qquad (23—46)$$

$$z'=H'_0-h'_0-\frac{v_0^2}{2g}; \qquad (23—47)$$

$$H' = \nabla \text{ ГВБ} - \nabla_{\text{дна}} - H'_0 - \frac{v_0^2}{2g}; \quad (23-48)$$

$$h' = \nabla \text{ ГВБ} - \nabla \text{ ГНБ} - z'; \quad (23-49)$$

$$J' = \frac{h'}{l_\Phi}, \quad (23-50)$$

где l_Φ в первом приближении равно той же величине при третьей конфигурации;

$$v' = c_0 p \sqrt{DI'}; \quad (23-51)$$

$$q''_\Phi = v' H'. \quad (23-52)$$

Если $q''_\Phi \approx q'_\Phi$, расчет окончен; при значительном расхождении задаются новым значением q'_Φ и расчет повторяют.

Уклон крутой части откоса

$$i = \frac{n^2 q^2}{h_0^{10/3}}. \quad (23-53)$$

Длина водосливного участка

$$l_в \approx 3\sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}. \quad (23-54)$$

В момент выхода наброски из воды при отсутствии водосброса неизвестные I и ∇ ГВБ определяются из уравнений:

$$q_\Phi = v' H = c_0 p \sqrt{DI} \ (\nabla \text{ ГВБ} - \nabla_{\text{дна}}); \quad (23-55)$$

$$I = \frac{\nabla \text{ ГВБ} - \nabla \text{ ГНБ}}{l_\Phi}. \quad (23-56)$$

Удобно пользоваться вспомогательной табл. 23—2 с расчетными величинами.

23—9. ПРЕИМУЩЕСТВА И НЕДОСТАТКИ ПЛОТИН ИЗ КАМЕННОЙ НАБРОСКИ

Плотины из каменной наброски имеют следующие преимущества:

а) при возведении плотины используются местные строительные материалы;

б) строительство плотины может осуществляться и в зимнее время;

в) строительные работы могут быть широко механизированы;

г) плотины можно возводить иногда без перемычек путем наброски камня в текущую воду;

д) при наличии известных условий допускают пропуск воды как в период строительства, так и в период ее эксплуатации.

Наиболее существенный недостаток этих плотин — значительные осадки и горизонтальные деформации, что может повлечь за собой расстройство водонепроницаемых конструкций (экрана).

Осадка плотин происходит от собственного веса каменной наброски и от давления воды на экран и верховой откос плотины. Величина осадки зависит главным образом от тщательности укладки наброски и ее уплотнения, качества и прочности камня, используемого в наброску, конфигурации ущелья в створе плотины и от интенсивности ее возведения. В зависимости от перечисленных факторов осадка набросных плотин может колебаться от 0,5 до 3 и даже до 5%.

Горизонтальные деформации каменной наброски проявляются в смещении гребня плотины в сторону нижнего бьефа. Величина этих деформаций достигает 50—70% вертикальных деформаций.

Опыт возведения и эксплуатации набросных плотин показывает, что бо́льшая часть осадки происходит в период возведения сооружения. Интенсивна осадка и в первый год эксплуатации сооружения, а затем она протекает медленнее.

Горизонтальные деформации также интенсивны в течение первого года эксплуатации сооружения под напором, а затем они имеют затухающий характер. Ориентировочно можно считать, что в течение первого года эксплуатации проявляется 50% общей деформации сооружения, не считая деформаций в процессе строительства.

Помимо указанных деформаций, могут быть также смещения камня вдоль оси плотины к ее средней, наиболее высокой части, где величина осадки имеет наибольшее значение.

К недостаткам плотин из каменной наброски следует отнести также наличие в некоторых случаях значительных отходов камня в карьере, что удорожает стоимость сооружения.

ЛИТЕРАТУРА

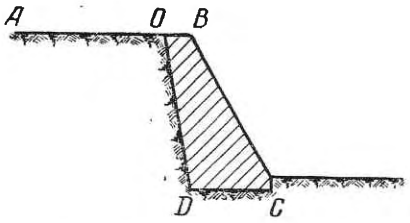
1. Близняк Е. В., Гришин М. М. и др., Гидротехнические сооружения, т. II, Госстройиздат, 1939.
2. Журнал „Гидротехническое строительство" № 9, 1934; № 4, 1938; № 3, 1944; № 4, 5, 6, 1945; № 1, 1948; № 2, 1949; № 5 и 7, 1950 г.
3. Гришин М. М., Гидротехнические сооружения, т. I, Стройиздат, 1947.
4. Избаш С. В., Гидравлика в производстве работ, Госстройиздат, 1949.
5. Инструкция по проектированию, возведению и эксплуатации насыпных земляных плотин, Стройиздат Наркомстроя, 1944.
6. Моисеев С. Н., Плотины набросные и из кладки насухо ОНТИ, 1935.
7. Сафронов И. П., Набросные плотины. Гидроэнергопроект, 1936.
8. Технические условия на производство гидротехнических работ (ТУ 24-32-43). Главгидроэнергострой, вып. IX, Возведение набросных плотин и набросной части плотин смешанного типа, Госэнергоиздат, 1943.
9. Строительные нормы и правила, гл. III-В. 1, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.

ГЛАВА ДВАДЦАТЬ ЧЕТВЕРТАЯ

ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ

24—1. КЛАССИФИКАЦИЯ

Подпорной стенкой (фиг. 24—1) называется сооружение, поддерживающее откос грунтового массива или засыпки.



Фиг. 24—1. Подпорная стенка; AO—свободная поверхность грунтового массива (засыпки); OД—контактная поверхность; DC—подошва (фундамент) стенки OBCD

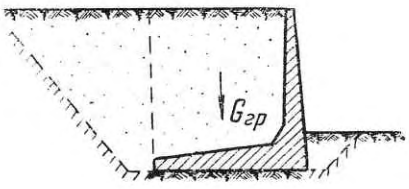
В гидротехнических узлах подпорными стенками являются стены сопрягающих устоев между земляной или набросной плотиной и водосливом, стены береговых устоев, стены шлюзов, быстротоков и т. п.

По материалу, из которого сооружены подпорные стенки, и условиям работы они подразделяются на:

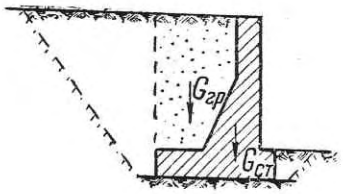
1) жесткие стенки — а) массивные — каменные (бутовые, кирпичные) и бетонные; б) полумассивные — из армированного бетона; в) железобетонные; г) ряжевые;

2) гибкие подпорные стенки — а) шпунтовые — деревянные, стальные и железобетонные, безанкерные и анкерные; б) заборчатые — деревянные и железобетонные.

Напряженное состояние тела массивной подпорной стенки характеризуется отсутствием растягивающих напряжений в кладке; в полумассивных стенках растягивающие напряжения имеют место и воспринимаются стальной арматурой, а сжимающие — бетоном; в железобетонных стенках как растягивающие напряжения, так и значительная часть сжимающих напряжений воспринимаются арматурой.



Фиг. 24—2



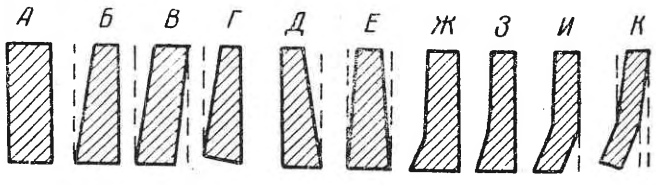
Фиг. 24—3

Устойчивость массивных подпорных стенок обеспечивается в основном собственным весом тела стенки; устойчивость жестких железобетонных стенок весом $G_{гр}$ грунта, расположенного над фундаментной плитой, и отчасти собственным весом (фиг. 24—2); устойчивость полумассивных подпорных стенок — как собственным весом стенки $G_{ст}$, так и весом грунта $G_{гр}$, находящегося над фундаментной плитой (фиг. 24—3).

Устойчивость гибких шпунтовых безанкерных подпорных стенок (см. фиг. 24—9) обеспечивается только работой основания стенки за счет погружения шпунта на надлежащую глубину; в шпунтовых анкерных стенках часть горизонтальных усилий воспринимается анкерным устройством (см. фиг. 24—16).

По высоте подпорные стенки подразделяются на низкие высотой до 10 *м*, средние высотой 10—20 *м*, высокие высотой более 20 *м*.

По профилю (форме поперечного сечения) различают подпорные стенки (фиг. 24—4): прямоугольные — *А*; с наклонной передней гранью — *Б*; с наклонной задней гранью — *Д*; с наклонными передней и задней гранями — *Е*; наклоненные в сторону засыпки — *В*; с выступающим передним нижним ребром — *Ж*; с наклонными



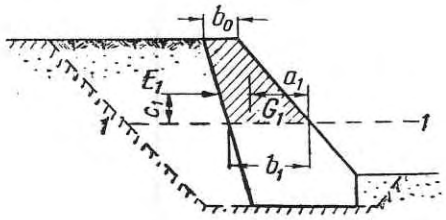
Фиг. 24—4

швами кладки — *Г*, *К*; ломаного профиля — *И*, в частности ступенчатые; с разгрузочными площадками; составного профиля; контрфорсные.

24—2. КОНСТРУКЦИИ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК

1. Конструктивные характеристики

Массивные подпорные стенки выполняются из бетона или из каменной, кирпичной кладки на цементном растворе. Очертания профиля подпорной



Фиг. 24—5

стенки назначаются, исходя из условия отсутствия растягивающих напряжений в любой точке кладки. Это условие соблюдается, если для любого горизонтального сечения *I—I* (фиг. 24—5)

$$E_1 c_1 \leqslant G_1 \left(a_1 - \frac{b_1}{3}\right), \qquad (24—1)$$

где E_1 — равнодействующая горизонтальных сил, действующих на часть стенки, расположенную выше данного сечения;

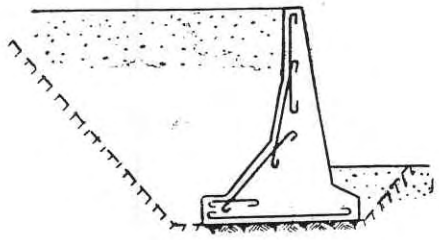
G_1 — равнодействующая вертикальных сил для той же части стенки;

b_1 — ширина горизонтального сечения стенки;

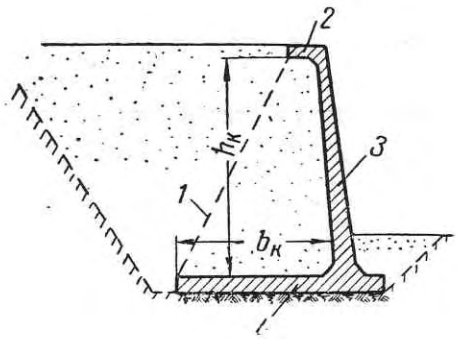
a_1 и c_1 — соответственно плечи равнодействующих сил G_1 и E_1 относительно точки данного сечения, лежащей на лицевой грани стенки.

Экономически целесообразным профилем массивной подпорной стенки является профиль с лицевой и контактной (задней) гранями, наклоненными в одну сторону (фиг. 24—5), но нередко в силу эксплуатационных или производственных требований лицевую грань делают вертикальной, а заднюю наклонной в сторону от засыпки.

Полумассивные подпорные стенки (фиг. 24—6) представляют собой две монолитно связанные плиты из армированного бетона — подпорную и фундаментную; растянутые зоны тела таких стенок снабжены стальной арматурой, сжимающие напряжения полностью воспринимаются бетоном.



Фиг. 24—6



Фиг. 24—7. Железобетонная подпорная стенка

1 — контрфорс; *2* — балка жесткости; *3* — подпорная плита; *4* — фундаментная плита

Толщину плит назначают, руководствуясь в основном конструктивными соображениями с последующей проверкой прочности расчетом.

Железобетонные подпорные стенки представляют собой монолитно связанные железобетонные плиты — фундаментную и подпорную; для повышения жесткости этих плит и для обеспечения более жесткой связи между ними применяются железобетонные контрфорсы; для этих же целей можно устраивать балки жесткости на гребне подпорной стенки (фиг. 24—7).

Толщина и армирование элементов железобетонных подпорных стенок назначаются по расчету, причем расчетными нагрузками являются: для подпорной плиты и контрфорсов — активное давление грунта по контактной поверхности; для фундаментной плиты—давление грунта засыпки, находящегося над плитой, реакция основания и момент в месте заделки; для балки жесткости — реакция и момент в месте заделки подпорной плиты.

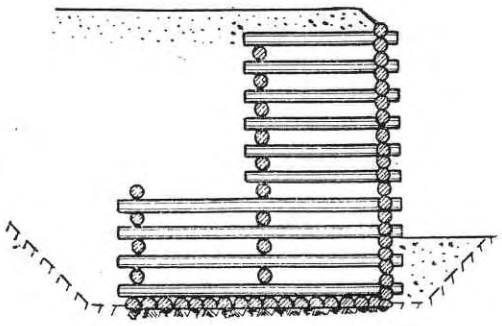
Расстояния между контрфорсами l назначаются равными (фиг. 24—7):

$$l = (1 \div 1{,}5)\, h_к, \qquad (24—2)$$

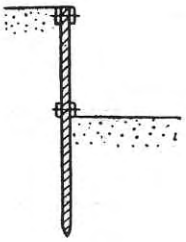
но не должны превышать величины

$$l = 2b_к. \qquad (24—3)$$

Ряжевые подпорные стенки выполняются из деревянных ряжей, полости которых загружены грунтом или камнем. Лицевая грань ряжевой стенки представляет собой сплошной брусчатый или бревен-



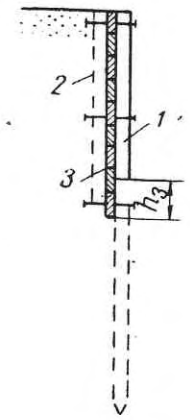
Фиг. 24—8



Фиг. 24—9

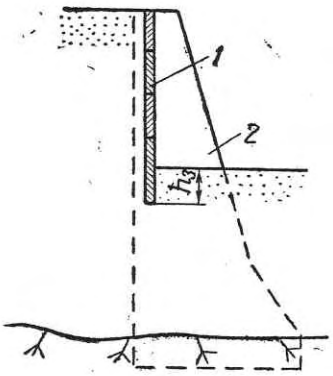
чатый сруб, внутренние переборки ряжевых клеток выполняются либо также в виде сплошного сруба, либо сквозными (фиг. 24—8). Размеры клеток назначают по расчету, исходя из прочности бревен или брусьев на изгиб и прочности врубок.

Шпунтовые подпорные стенки выполняются из забитых вплотную друг к другу шпунтин — деревянных (фиг. 24—9), металлических или железобетонных. Шпунтовые анкерные подпорные стенки снабжены анкерным устройством, состоящим из двух основных частей — анкерной плиты и анкерной тяги (см. фиг. 24—16).



Фиг. 24—10. Заборчатая подпорная стенка на сваях

1 — сваи; *2* — сжимные брусья; *3* — доски или пластины



Фиг. 24—11. Заборчатая подпорная стенка на быках

1 — плиты стенки; *2* — быки

Заборчатые подпорные стенки выполняются из железобетонных плит, деревянных брусьев, досок или пластин, опирающихся на сваи (фиг. 24—10) или на быки (фиг. 24—11).

Размеры быков, глубина забивки свай, толщина ограждающей конструкции (плиты и т. п.), а также величина ее заглубления h_3 определяются расчетами.

2. Конструктивные элементы

Ширина подпорной стенки поверху при отсутствии специальных требований должна быть не менее [6]:

для железобетонных стенок . . .	0,3—0,4 *м*
„ бетонных стенок	0,5 „
„ бутобетонных стенок (с включениями из отдельных камней диаметром не более 0,5 *м*) . .	0,7 „
для стенок из бутовой кладки . .	0,7 „
„ кирпичных стенок	0,64 „
„ ряжевых стенок	в зависимости от конструкций ряжей

Наклон передней грани подпорной стенки рекомендуется делать от 3 : 1 до вертикального.

Разрезка подпорной стенки швами соответственно материалу, из которого она возводится, выполняется по указаниям ГОСТ 4286-48 «Конструкции бетонные и железобетонные гидротехнических сооружений»; ТУ 24-07-41 «Каменные гидротехнические сооружения» и ТУ 24-106-46 «Кирпичные гидротехнические сооружения».

Осадочные швы надлежит устраивать в сечениях, разделяющих участки подпорной стенки, для которых предполагаются неодинаковые деформации вследствие неравной высоты стенки, различного материала засыпки или неодинаковой сжимаемости основания.

В средних и высоких подпорных стенках при наличии грунтовой воды в засыпке или водоема со стороны передней грани температурные и осадочные швы должны иметь уплотнения.

Для предохранения средних и высоких подпорных стенок от усиленной фильтрации через тело стенки рекомендуется применение гидроизоляции со стороны напора воды: цементной затирки, железнения; торкретной (по металлической сетке) или бетонной облицовки из специальных водонепроницаемых бетонов; асфальтовой гидроизоляции.

Примечание. Проектирование асфальтовой изоляции следует производить в соответствии с ТУ 7-114-50 „Асфальтовые гидроизоляции гидротехнических сооружений".

3. Сопряжения подпорных стенок с основанием

Сопряжение подпорных стенок с основанием в зависимости от конструкции осуществляется или при помощи фундамента или непосредственно (ряжи, шпунт).

Фундамент, закладываемый ниже глубины промерзания, может составлять нераздельное целое с подпорной стенкой или выполняться в виде самостоятельной конструкции.

В последнем случае фундамент должен выступать за грани стенки, образуя обрезы шириной не менее 0,15—0,2 *м* и не более высоты фундамента. При значительной величине обреза выступы фундамента делают ступенчатыми или армируют. Устройство обреза со стороны передней грани рекомендуется также для фундаментов, составляющих нераздельное целое с подпорной стенкой.

Фундамент кирпичных стенок должен выполняться из бута или бетона.

В бетонных и железобетонных стенках фундамент должен, как правило, составлять одно нераздельное целое с подпорной стенкой.

При проектировании подпорных стенок необходимо предусматривать подготовку основания, а именно:

удаление поверхностного слоя грунта (растительной земли, рыхлых прослоек грунта, выветрившейся скалы и т. п.);

устройство при глинистых грунтах насыпного или втрамбованного гравийного слоя;

устройство при слабых грунтах искусственного основания (например, свайного).

Примечание. Рекомендуется пользоваться ТУ 24-18-40 „Подготовка основания под бетонные гидротехнические сооружения. Технические условия на производство гидротехнических работ."

При возведении подпорной стенки на косогоре, сложенном из скальных или связных грунтов, рекомендуется придавать поверхности основания ступенчатую форму.

При возведении высоких и средних подпорных стенок на скальном основании рекомендуется придавать поверхности основания зубчатую форму.

При проектировании подпорных стенок, рассчитанных на давление воды со стороны засыпки или лицевой грани, вопрос о мероприятиях против фильтрации в основании подпорных стенок и в обход их должен разрешаться проектом противофильтрационного контура сооружений, частью которых является подпорная стенка.

Подпорные стенки, подвергающиеся воздействию потоков воды, текущих вдоль стенок, или волны, должны быть защищены от подмыва фундамента.

4. Дренажные мероприятия

Вопрос об устройстве дренажа за подпорной стенкой (со стороны засыпки) должен разрешаться в общей увязке с дренажными мероприятиями по гидроузлу в целом.

Берегоукрепительные и другие подпорные стенки, расположенные в пределах верхнего бьефа гидроузлов, не следует, как правило, оборудовать дренажем.

Подпорные стенки, расположенные в пределах нижнего бьефа гидроузлов, рекомендуется снабжать дренажем в виде отверстий в теле стенки, распределенных равномерно по длине и прикрытых дреной из крупнозернистого материала с обратным фильтром. Дрену устраивают по всей длине стенки на уровне обреза фундамента или несколько выше у излома ее внутренней грани. Дрена не должна заходить в пределы водонепроницаемого подземного контура сооружения.

Дренаж боковых подпорных стенок каналов, отстойников, судоходных шлюзов выполняется при помощи дренажных труб диаметром не менее 0,2 *м*, уложенных в засыпке и снабженных обратным фильтром. Дренажной линии придается достаточный уклон, чтобы обеспечить скорости течения воды в трубах не менее 0,2 *м/сек*.

При проектировании обратных фильтров дренажей можно руководствоваться гл. 18 справочника или указаниями пп. 1, 3 и 4 § 172 ТУ 24-104-40 Главгидроэнергостроя «Насыпные земляные плотины».

5. Основные указания по выбору материала и конструкции подпорных стенок

При выборе материала и конструкции подпорной стенки следует учитывать следующие основные факторы и требования:

класс сооружения (согласно ГОСТ 3315-46) и в частности требования к долговечности;

инженерно-геологические условия: качество основания, характеристики грунта, поддерживаемого стенкой, и т. п.;

требования к водонепроницаемости стенки;

степень агрессивности воды, омывающей стенку и фундамент (по Н 114-54 «Признаки и нормы агрессивности воды — среды»);

связь стенки с другими гидротехническими сооружениями;

возможность использования местных материалов (бута, булыжного камня, гидротехнического кирпича, заполнителей для бетона, леса для ряжей и т. п.);

условия производства работ с учетом механизации работ по возведению основных сооружений;

сейсмические условия местности;

выбор конструкции высоких подпорных стенок и средних стенок значительной протяженности следует производить путем технико-экономического сравнения вариантов.

Для стенок, составляющих нераздельную часть гидротехнических сооружений, выбор конструкции определяется проектом основного сооружения.

При выборе материала для подпорной стенки рекомендуется руководствоваться следующими указаниями.

Применение бутового камня и кирпича при наличии их на месте целесообразно для низких стенок; для высоких и средних стенок предпочтительны бетонные и железобетонные конструкции.

Примечание. Кирпич должен удовлетворять требованиям ТУ 24-106-46 „Кирпичные гидротехнические сооружения. Технические условия на кирпич глиняный гидротехнический".

В случае необходимости предохранения поверхности стенок от повреждения водой, текущей с большими скоростями, или от выветривания рекомендуется применение камня твердых пород, бетона соответствующих марок или прочных облицовок из камня, торкрета по металлической сетке, бетона со стальной стружкой и т. п.

Для достижения водонепроницаемости стенок следует применять гидротехнический бетон (ГОСТ 4795-53), а также кладку на цементном растворе или защиту гидроизоляцией.

При наличии требования архитектурной обработки передней грани стенок можно применять кладки или облицовки из камня, а также торкретную облицовку.

При отсутствии на месте бута, гидротехнического кирпича, камня и заполнителей для бетона рекомендуется рассмотреть варианты применения для низких стенок деревянных конструкций.

Стенки, представляющие собой часть гидротехнического сооружения, надо, как правило, выполнять из материала, применяемого для основного сооружения; при этом для низких и средних стенок может быть допущен материал более низкого качества.

В сейсмических районах высокие и средние подпорные стенки рекомендуется выполнять из железобетона.

6. Выбор материала засыпок

Для обратных засыпок за подпорные стенки следует использовать по возможности подручные грунты из котлованов или из карьеров, отрытых в непосредственной близости от места работ.

При отсутствии подручных грунтов с удовлетворительными значениями угла трения и других характеристик рекомендуется рассмотреть варианты стенок с засыпкой из специально доставляемых грунтов, гравелистых, галечных, песчаных — однородных или смешанных. Суглинки можно применять для засыпки лишь в исключительных случаях, при условии специального обоснования.

24—3. РАСЧЕТ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК

1. Общие положения

Если высота подпорной стенки, характеристики грунтов и нагрузка на грунт сохраняются постоянными на значительном протяжении стенки, расчет ее производится в предположении плоской задачи, т. е. расчету подлежит 1 *пог. м* стенки. Если одно из указанных выше условий не соблюдается, то стенку следует разбить на участки, в пределах которых все указанные выше условия сохраняются примерно одинаковыми, и расчет производить для каждого такого участка в отдельности (по средним значениям входящих в расчет величин).

Для подпорных стенок решающими при действии бокового давления грунта являются следующие условия.

1. В случае нескального основания:

а) условие устойчивости на сдвиг вместе с частью основания и поддерживаемого стенкой грунтового массива;

б) условие устойчивости на сдвиг поверхности основания;

в) условие, чтобы равнодействующая всех сил, передающихся на основание подпорной стенки, не выходила из пределов средней трети ширины подошвы фундамента.

2. В случае скального основания:

1) условие устойчивости на сдвиг по поверхности основания;

2) прочность основания.

В обоих случаях должно быть соблюдено условие прочности материала подпорной стенки.

2. Силы, действующие на подпорную стенку

При расчете подпорной стенки (включая ее фундамент) должны учитываться в соответствии с ГОСТ 3154-46 следующие силы:

а) основные силы и нагрузки — собственный вес стенки; нагрузка на стенку от находящихся на ней постоянных грузов, стационарных устройств и т. п.; давление грунта на стенку и ее фундамент; давление воды на стенку и ее фундамент; давление льда на стенку (при расчете стенки на смещение в сторону засыпки); силы трения и сцепления в основании стенки;

б) дополнительные силы и нагрузки, действующие случайно и кратковременно,— давление воды при повышении нормального уровня воды; подвижная нагрузка; силы, действующие в процессе постройки и ремонта сооружения; давление грунтовых вод, возникающее в результате нарушения нормальной работы дренажных устройств;

в) особые силы и нагрузки, действующие в исключительных случаях,— сейсмические силы; давление воды при катастрофическом подъеме ее уровня; давление льда при исключительно тяжелых зимних условиях (например, при сильных зажорах).

3. Расчет жестких подпорных стенок

При расчетах устойчивости подпорных стенок можно исходить из величин коэффициентов запаса, приводимых в табл. 24—1.

Таблица 24—1

Коэффициенты запаса устойчивости подпорных стенок

Группы сил и нагрузок по ГОСТ 3154-46	Классы подпорных стенок				
	I	II	III	IV	V
Основные (группа А)	1,5	1,4	1,4	1,3	1,2
Основные и дополнительные совместно (группы А+Б)	1,4	1,3	1,2	1,2	1,1
Основные, дополнительные и особые совместно (группы А+Б+В)	1,2	1,1	1,1	1,1	Проверка устойчивости не делается

Для жестких стенок (и быков заборчатых подпорных стенок) на скальном основании производится расчет устойчивости на сдвиг по поверхности основания и проверяется выполнение условий (24—1) в плоскости подошвы стенки (см. п. 24—2, 1). Если стенка монолитно связана со скальным основанием, допускаются небольшие растягивающие напряжения в подошве.

При нескальном основании производится, кроме того, расчет на скольжение по цилиндрическим поверхностям, проходящим в массиве грунта, прилегающем к подпорной стенке, и в толще основания (см. [4], [5]).

Устойчивость подпорной стенки на свайном основании может считаться обеспеченной, если несущая способность свайного основания соответствует действующим на него силам, а сопряжения между сваями и фундаментом стенки, как и сами сваи, достаточно прочны. В ответственных случаях следует проверять устойчивость таких стенок на скольжение по цилиндрическим поверхностям, при этом расчетные поверхности не должны пересекать сваи, входящие в состав основания стенки.

4. Определение распора (активного давления) грунта

Распором грунта называется давление, отвечающее состоянию предельного равновесия грунта в том случае, если возможным перемещением стенки является ее смещение в сторону от засыпки.

При определении величины распора принимается, что нарушение равновесия грунта — сползание его — происходит по поверхностям обрушения, проходящим через нижнее заднее ребро подпорной стенки и ее фундамента (а в случае заделки фундамента стенки в скалу — через линию пересечения задней грани стенки с поверхностью скалы).

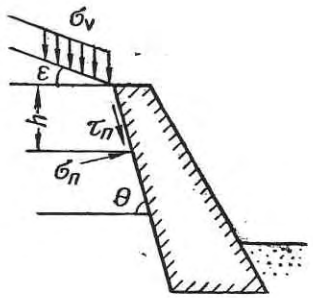
Нормальная и касательная составляющие напряжения распора несвязного грунта на подпорную стенку могут быть определены по формулам:

$$\sigma_n = (\sigma_v + \gamma_p h) M_p; \qquad (24—4)$$

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \psi, \qquad (24—5)$$

где σ_v — нагрузка на свободной поверхности грунта;

γ_p — расчетный объемный вес грунта;



Фиг. 24—12

h — глубина точки контактной поверхности от поверхности засыпки;

ψ — угол трения по контакту между грунтом и поверхностью стенки.

Коэффициент распора по Ч. П. Прокофьеву [1]:

$$M_p = \frac{\sin^2(\theta-\varphi)\cos\psi}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\psi)\sin(\varphi-\varepsilon)}{\sin(\theta-\varepsilon)\sin(\theta+\psi)}}\right]^2 \sin^2\theta\sin(\theta+\psi)}, \quad (24—6)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта засыпки;

θ — угол наклона контактной поверхности (фиг. 24—12);

ε — угол наклона свободной поверхности засыпки.

Пользуясь формулой (24—6), следует иметь в виду, что она получена, исходя из допущения Кулона о плоских поверхностях скольжения внутри засыпки, и дает, как правило, преуменьшенную величину давления. Уточнение может быть достигнуто путем введения поправочного коэффициента λ, величина которого принимается в зависимости от угла наклона контактной поверхности θ и угла трения по контакту ψ по табл. 24—2. Нормальная составляющая давления при этом определяется по формуле:

$$\sigma_n = (\sigma_v + \gamma_p h)\,\lambda\, M_p. \quad (24—4')$$

Лишь для гладкой подпорной стенки ($\psi=0$) с вертикальной задней гранью ($\theta=90°$) и горизонтальной поверхностью засыпки ($\varepsilon=0$) формула (24—6) дает точный результат; в этом случае справедлива известная формула Кулона:

$$M_p = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right), \quad (24—6')$$

и поэтому поправочный коэффициент λ в этом случае будет равен единице (см. табл. 24—2).

Таблица 24—2

Приближенные значения поправочного коэффициента λ

ψ град.	$\theta°$		
	90°	80°	70°
0	1,00	1,02	1,05
5	1,00	1,03	1,10
10	1,01	1,05	1,15
15	1,01	1,08	1,20
20	1,02	1,10	1,25
25	1,04	1,12	1,30
30	1,06	1,15	1,35
35	1,08	1,18	1,43

Для подпорных стенок с горизонтальной поверхностью засыпки, т. е. в случае $\varepsilon=0$, достаточно точные результаты дает формула, выведенная с учетом криволинейности поверхностей скольжения по В. В. Соколовскому [2]:

$$M_p = \frac{1-\sin\varphi\cos\eta}{1+\sin\varphi}\exp^*[(2\theta-\pi+\eta)\operatorname{tg}\varphi], \quad (24—7)$$

где $\eta = \psi - \arcsin\frac{\sin\psi}{\sin\varphi}$.

Значения коэффициента M_p, вычисленные по формуле (24—7), приводятся в табл. 24—3.

Таблица 24—3

Численные значения коэффициента распора M_p

$\theta=60°$

φ в град.	Угол трения по контакту ψ в град.							
	0	5	10	15	20	25	30	35
15	0,445	0,423	0,403	0,392	—	—	—	—
20	0,333	0,317	0,302	0,293	0,288	—	—	—
25	0,249	0,235	0,225	0,218	0,212	0,209	—	—
30	0,182	1,174	0,166	0,161	0,155	0,151	0,150	—
35	0,130	0,124	0,119	0,116	0,112	0,109	0,107	0, 105

$\theta=70°$

φ в град.	Угол трения по контакту ψ в град.							
	0	5	10	15	20	25	30	35
15	0,488	0,461	0,443	0,433	—	—	—	—
20	0,380	0,360	0,344	0,334	0,329	—	—	—
25	0,293	0,278	0,266	0,255	0,250	0,246	—	—
30	0,223	0,212	0,205	0,197	0,191	0,185	0,182	—
35	0,166	0,159	0,152	0,148	0,143	0,138	0,136	0,133

$\theta=80°$

φ в град.	Угол трения по контакту ψ в град.							
	0	5	10	15	20	25	30	35
15	0,533	0,505	0,487	0,475	—	—	—	—
20	0,430	0,410	0,391	0,379	0,371	—	—	—
25	0,344	0,329	0,312	0,304	0,296	0,288	—	—
30	0,272	0,260	0,249	0,241	0,232	0,227	0,223	—
35	0,212	0,205	0,195	0,190	0,183	0,178	0,173	0,170

* Символом exp обозначается показательная функция при основании e = 2,7182. Выражение, следующее за этим символом, — показатель степени.

$\theta=90°$

φ в град.	Угол трения по контакту ψ в град.							
	0	5	10	15	20	25	30	35
15	0,590	0,556	0,532	0,521	—	—	—	—
20	0,490	0,465	0,442	0,427	0,422	—	—	—
25	0,404	0,384	0,368	0,355	0,345	0,339	—	—
30	0,333	0,312	0,305	0,295	0,283	0,278	0,273	—
35	0,271	0,259	0,249	0,241	0,233	0,227	0,222	0,218

В случаях, когда засыпка состоит из двух или нескольких слоев грунта с различными строительными свойствами, расчет по определению давления на подпорную стенку ведется для каждого слоя в отдельности. Если, например, верхний слой характеризуется величинами угла внутреннего трения, объемного веса φ_1, γ_1, а последующие нижние слои — величинами φ_2, γ_2, φ_3, γ_3, . . . , φ_i, γ_i, то при толщине соответствующих слоев $\Delta_1 h$, $\Delta_2 h$, ..., $\Delta_i h$ нормальная составляющая давления на границах между слоями будет равна:

в конце слоя i

$$\sigma_{\text{п}}^{i}=\left(\sigma_v+\sum_{1}^{i}\gamma\Delta h\right)M_i;$$

в начале слоя $i+1$

$$\sigma_{\text{п}}^{i+1}=\left(\sigma_v+\sum_{1}^{i}\gamma\,\Delta\,h\right)M_{i+1}.$$

Изменение величины давления в пределах каждого слоя принимается по прямой, и эпюра давления на стенку получается ступенчатой.

Касательная составляющая определяется аналогично предыдущему:

в конце слоя i

$$\tau_n^{i}=\sigma_n^{i}\operatorname{tg}\psi_i;$$

в начале слоя $i+1$

$$\tau_n^{i+1}=\sigma_n^{i+1}\operatorname{tg}\psi_{i+1}.$$

Когда задняя грань стенки имеет изломы, давление вычисляется для начала и конца каждого прямолинейного участка в отдельности.

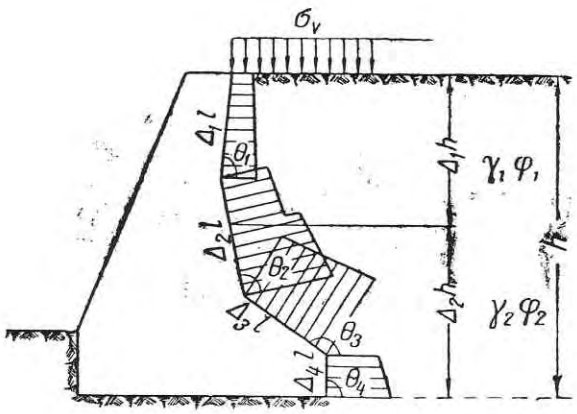
Если, например, верхний прямолинейный участок характеризуется величиной угла наклона задней грани к горизонту θ_1 и длиной $\Delta_1 l$, а последующие нижерасположенные участки — величинами θ_2, $\Delta_2 l$; θ_3, $\Delta_3 l$; . . . θ_k $\Delta_k l$, то нормальная составляющая давления в точках перелома грани будет равна:

в конце прямолинейного участка k

$$\sigma_n^{k}=\left(\sigma_v+\sum_{1}^{k}\gamma\,\Delta\,l\sin\theta\right)M_k;$$

в начале участка $k+1$

$$\sigma_n^{k+1}=\left(\sigma_v+\sum_{1}^{k}\gamma\Delta\,l\sin\theta\right)M_{k+1}.$$



Фиг. 24—13

Изменение величины давления в пределах каждого прямолинейного участка принимается по прямой, и эпюра давления на стенку имеет вид, указанный на фиг. 24—13.

Касательная составляющая давления на стенку определяется, как и в других случаях, а именно:

в конце участка k

$$\tau_n^{k}=\sigma_n^{k}\operatorname{tg}\psi_k;$$

в начале участка $k+1$

$$\tau_n^{k+1}=\sigma_n^{k+1}\operatorname{tg}\psi_{k+1}.$$

Нормальная и касательная составляющие напряжения распора связного грунта для случая $\varepsilon=0$ определяются по формулам:

$$\sigma_n=\sigma_0+\gamma_{\text{р}}\,hM_{\text{р}}; \qquad (24-8)$$

$$\tau_n=\sigma_n\operatorname{tg}\psi. \qquad (24-9)$$

Величина нормальной составляющей давления у поверхности засыпки σ_0, входящая в формулу (24—8), определяется из соотношений:

$$\sigma_0=s_0\left[1+\sin\varphi\sin\left(2\alpha_0-2\theta+\varphi\right)\right]-k\operatorname{ctg}\varphi; \qquad (24-10)$$

$$\alpha_0=\theta-\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}+\frac{\psi}{2}-$$

$$-\frac{1}{2}\arcsin\left[\frac{\sin\psi}{\sin\varphi}\left(1-\frac{k\operatorname{ctg}\varphi}{s_0}\right)\right]=0; \qquad (24-11)$$

причем s_0 вычисляется подбором из уравнения:

$$\operatorname{ctg}\varphi\ln\frac{s_0\left(1+\sin\varphi\right)}{\sigma_v+k\operatorname{ctg}\varphi}-2\theta+\pi-\psi+$$

$$+\arcsin\left[\frac{\sin\psi}{\sin\varphi}\left(1-\frac{k\operatorname{ctg}\varphi}{s_0}\right)\right]=0. \qquad (24-12)$$

В формулах (24—10) — (24—12) через k обозначена величина сцепления. Коэффициент $M_{\text{р}}$ определяется по формуле (24—7) или берется из табл. 24—3.

В более сложных случаях давление грунта на подпорную стенку может быть определено путем развернутого решения задачи по В. В. Соколовскому [2].

5. Определение отпора (пассивного давления) грунта

Отпором грунта называется реактивное давление, отвечающее состоянию предельного равновесия грунта в случае, если возможным перемещением стенки является ее перемещение в сторону грунтового массива (засыпки).

При определении величины отпора грунта принимается, что нарушение равновесия грунта — выпирание его — происходит по поверхности выпора, проходящей через нижнее заднее ребро подпорной стенки.

Нормальная и касательная составляющие напряжения отпора (пассивного давления) несвязного грунта могут быть определены по формулам:

$$\sigma_n = (\sigma_v + \gamma_p h)\, M_0; \qquad (24-13)$$

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \psi. \qquad (24-14)$$

Коэффициент отпора в предположении плоских поверхностей скольжения определяется по формуле

$$M_0 = \frac{\sin^2(\theta+\varphi)\cos\psi}{\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\psi)\sin(\varphi+\varepsilon)}{\sin(\theta-\varepsilon)\sin(\theta-\psi)}}\right]^2 \sin^2\theta\,\sin(\theta-\psi)}. \qquad (24-15)$$

Формула (24—15) дает обычно сильно преувеличенное значение отпора, причем неточность формулы возрастает с увеличением угла внутреннего трения грунта φ и угла трения по контакту ψ.

Лишь для гладкой стенки ($\psi=0$) с вертикальной задней гранью ($\theta=90°$) и горизонтальной поверхностью грунта ($\varepsilon=0$) формула (24—15) является точной и принимает вид формулы Кулона:

$$M_0 = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right). \qquad (24-15')$$

Достаточно точные результаты для случая наклонной шероховатой стенки при $\varepsilon=0$ получаются по приближенной формуле, в которой учтена, по В. В. Соколовскому [2], криволинейность поверхностей скольжения:

$$M_0 = \frac{1+\sin\varphi\cos\zeta}{1-\sin\varphi}\exp\left[(\pi-2\theta+\zeta)\operatorname{tg}\varphi\right], \qquad (24-16)$$

где

$$\zeta = \psi + \arcsin\frac{\sin\psi}{\sin\varphi}.$$

Таблица 24—4

Численные значения коэффициента отпора M_0

$\theta=90°$

φ в град.	Угол трения по контакту ψ в град.							
	0	5	10	15	20	25	30	35
15	1,70	1,87	2,00	2,06	—	—	—	—
20	2,04	2,28	2,48	2,62	2,70	—	—	—
25	2,46	2,79	3,09	3,34	3,53	3,63	—	—
30	3,00	3,45	3,89	4,29	4,63	4,89	5,03	—
35	3,69	4,33	4,96	5,58	6,16	6,67	7,05	7,25

Для вертикальной стенки формула (24—16) принимает вид:

$$M_0 = \frac{1+\sin\varphi\cos\zeta}{1-\sin\varphi}\, e^{\zeta\operatorname{tg}\psi}. \qquad (24-16')$$

Значения коэффициента отпора M_0, вычисленные по формуле (24—16′), приводятся в табл. 24—4.

6. Расчет шпунтовых стенок [1]

Расчет шпунтовых подпорных стенок (и свайных опор заборчатых подпорных стенок) приближенно может производиться по схеме, представленной на фиг. 24—14.

Глубина забивки шпунтин определяется подбором из следующего уравнения:

$$\frac{(mh^2-2E)^2}{mh^3-6E_1\left(\frac{1}{3}H+h\right)-3E_2h} - 2mh-n=0, \qquad (24-17)$$

где

$$m = 4\gamma\frac{\operatorname{tg}\varphi}{\cos\varphi}; \qquad (24-18)$$

$$n = \gamma H \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right); \qquad (24-19)$$

$$E_1 = \frac{\gamma H^2}{2}\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right); \qquad (24-20)$$

$$E_2 = \gamma H y_0 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right); \qquad (24-21)$$

$$E = E_1 + E_2; \qquad (24-22)$$

$$y_0 \approx 0{,}8\,h. \qquad (24-23)$$

Поверка прочности шпунта производится по максимальному изгибающему моменту, определяемому по формуле (на 1 *м* ширины стенки):

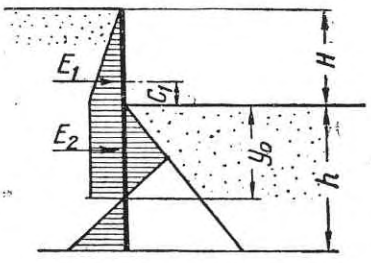
$$M = E_1\left(c_1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2E_1}{m}}\right). \qquad (24-24)$$

Расчет свайных опор заборчатых стенок производится также применительно к схеме, приведенной на фиг. 24—14, но без учета величины E_2.

Глубина забивки свай определяется подбором из уравнения:

$$h^4 - 8\frac{E_1h^2}{md} - 12\,h\frac{E_1c_1}{md} - 4\frac{E_1^2}{m^2d^2} = 0, \qquad (24-25)$$

где d — диаметр сваи.



Фиг. 24—14

Максимальный изгибающий момент для проверки прочности сваи определяется по формуле

$$M = E_1\left(c_1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{E_1}{md}}\right). \qquad (24—26)$$

В формулах (24—17)—(24—26) все величины — в тоннах и метрах.

Допускаемые напряжения для материала шпунта и свай при расчете по формулам (24—24) и (24—26) можно повышать против обычных: для подпорных стенок I, II, III классов — на 20—25%, IV—V классов — на 50%.

7. Расчет анкерных подпорных стенок [5]

Расчеты по определению глубины забивки шпунта, изгибающих моментов в шпунтах и усилия, передаваемого анкерному устройству, выполняются графически путем построения силового и веревочного многоугольников и упругой линии оси стенки.

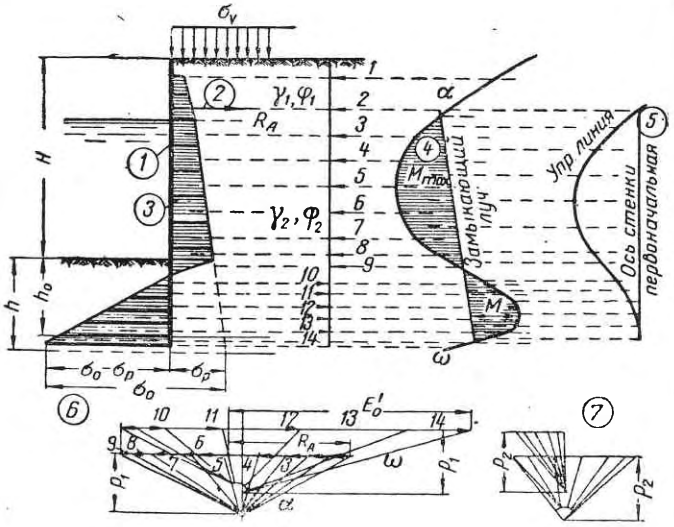
При выполнении расчета нужно соблюдать следующий порядок (фиг. 24—15).

а) Вычертить в определенном масштабе схему подпорной стенки и построить суммарную эпюру давления грунта на стенку, полагая, что со стороны засыпки действует распор (активное давление), а со стороны основания — отпор грунта (пассивное давление).

б) Разбить эпюру давлений на полоски и, заменив распределенные давления сосредоточенными силами, эквивалентными соответствующим полоскам эпюры, построить веревочный многоугольник этих сил.

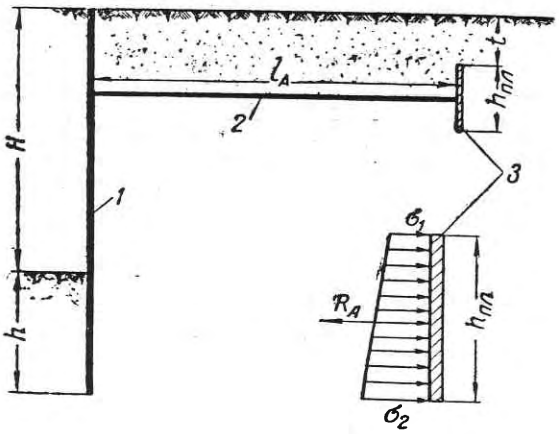
в) Провести через точку пересечения луча α веревочного многоугольника с направлением анкерной тяги замыкающий луч так, чтобы максимальный момент в пролете стенки M_{max} превышал на 10—15% максимальный момент в заделке M.

г) Полученную эпюру моментов также разбить на полоски и, заменив каждую полоску эквивалентным вектором, построить графически упругую линию оси стенки.



Фиг. 24—15. Схема графического расчета анкерной подпорной стенки

1 — подпорная стенка; *2* — анкерная тяга; *3* — суммарная эпюра давления грунта; *4* — эпюра изгибающих моментов; *5* — упругая линия стенки; *6* и *7* — силовые многоугольники



Фиг. 24—16. Анкерная подпорная стенка

1 — стенка; *2* — анкерная тяга; *3* — анкерная плита

д) Изменяя угол наклона замыкающего луча, повторять операцию до тех пор, пока упругая линия будет подходить к первоначальной оси стенки как к касательной примерно на уровне точки пересечения замыкающего луча с лучом ω. Обычно повторных построений упругой линии не требуется, так как достаточная точность достигается с первого раза, если замыкающий луч проведен так, что $M_{max}=(1{,}10\div 1{,}15)M$.

Расчетный изгибающий момент в шпунте получается путем перемножения максимальной ординаты M_{max} эпюры моментов на полюсное расстояние p_1, т. е. $M_{расч}=M_{max}\,p_1$.

Глубина забивки шпунта h определяется по формуле

$$h = h_0 + \frac{E_0'}{2(\sigma_0 + \sigma_p)}, \qquad (24—27)$$

причем величины h_0 и σ_0 получаются в результате графического расчета (фиг. 24—15).

Величина усилия R_A, на которое должно быть рассчитано анкерное устройство, получается также непосредственно в результате графического расчета.

Удаление анкерной плиты от подпорной стенки (длина анкерной тяги l_A, фиг. 24—16) определяется по формуле

$$l_A = (H+h)\,\mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + (h_{пл} + t)\,\mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (24—28)$$

Напряжения у обрезов плиты вычисляются по формулам:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_1 &= \gamma\, t\,(M_0 - M_p);\\ \sigma_2 &= \gamma\,(t + h_{пл})\,(M_0 - M_p).\end{aligned}\right\} \qquad (24—29)$$

Допускаемое усилие на анкерную плиту

$$R_{доп} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{3n} h_{пл}\, b, \qquad (24—30)$$

где b — ширина анкерной плиты;

n — коэффициент запаса, принимаемый в зависимости от класса стенки, по табл. 24—1.

Допускаемые напряжения изгиба для материала шпунта анкерной подпорной стенки при использовании изложенного метода расчета можно повышать против обычных, как и в случае безанкерных подпорных стенок, для сооружений I, II, III классов — на 20—25%, IV и V классов — на 50%.

ЛИТЕРАТУРА

1. Прокофьев И. П., Давление сыпучего тела и расчет подпорных стенок, Стройиздат, 1947.
2. Соколовский В. В., Статика сыпучей среды, Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1954.
3. Указания по расчету подпорных стенок методом В. В. Соколовского, Изд. ВНИИ Водгео, 1950.
4. Цытович Н. А., Механика грунтов, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1951.
5. Урецкий Б. А., Курс морских гидротехнических сооружений, ч. II, Воениздат, 1947.
6. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Подпорные стенки. ТУ 16-51. Госэнергоиздат, 1952

ГЛАВА ДВАДЦАТЬ ПЯТАЯ

ВОДОСБРОСЫ И ВОДОСПУСКИ ГИДРОУЗЛОВ

При строительстве гидроузлов на водотоках предусматриваются водопропускные сооружения. Только в исключительно редких случаях полного (многолетнего) зарегулирования стока удается избежать возведения водопропускных сооружений, при этом сохранность сооружений гидроузла обеспечивается за счет соответствующего запаса высоты гребня сооружений над нормальным подпорным горизонтом воды.

Водопропускные сооружения при гидроузлах предусматриваются для следующих целей:

1) для пропуска наибольших паводков (половодных и дождевых) и других неиспользуемых расходов воды в период наполненного водохранилища при расчетных уровнях воды; полезных попусков из водохранилища; пропуска льда и шуги из верхнего бьефа в нижний (если это необходимо), а также плавающих тел — тогда эти сооружения называются водосбросами;

2) для полного или частичного опорожнения водохранилища в заданный срок для осмотра и ремонта сооружений, находящихся в верхнем бьефе; частичного промыва наносов из водохранилища; полезных попусков из водохранилища — тогда эти сооружения называются водоспусками.

Водопропускные сооружения отдельных типов часто выполняют несколько функций; например, водосбросы с глубокими отверстиями могут являться одновременно и водоспусками для опорожнения водохранилища, а водоспуски в ряде случаев используются в качестве полезных водовыпусков (водоприемников). Водоспуски нередко выполняют и функции глубинных водосбросов.

25—А. ВОДОСБРОСЫ

25—1. ТИПЫ ВОДОСБРОСОВ

1. Классификация

Типы и конструкции водосбросов определяются местными топографическими, геологическими, гидрологическими, эксплуатационными и производственными условиями.

а) По расположению в узле сооружений водосбросы в основном подразделяются на две группы:

1) водосбросы в теле плотины,

2) водосбросы вне тела плотины (в берегах).

Водосбросы в теле бетонных, железобетонных и каменных плотин обычно представляют собой водосливы, рассматриваемые в гл. 2, 19 и 20, или глубинные отверстия, перекрытые затворами, конструктивно аналогичные водоспускам, рассмотренным в гл. 2 и 20.

Водосбросы в теле земляных и набросных плотин располагаются либо в русле (фиг. 25—1, *а*), либо на пойме реки (фиг. 25—1, *б*) и как бы прорезают плотину. Они имеют много общего с обычными водосливными плотинами (см. гл. 19 и 20), отличаясь от последних лишь незначительной длиной их водосливного фронта и некоторыми конструктивными деталями. Эти особенности обусловливают некоторое отличие и в методике их расчетов. Так, например, конструкция флютбета небольшого бетонного водосброса в теле земляной плотины может быть неразрезной; при расчете на устойчивость в этом случае учитывается боковое давление грунта на стенки водосброса; при расчете гашения энергии в нижнем бьефе играет существенную роль растекание потока и пр.

В настоящей главе водосбросы в теле земляных и набросных плотин рассматриваются лишь в части их специфических особенностей по сравнению с водосливными плотинами.

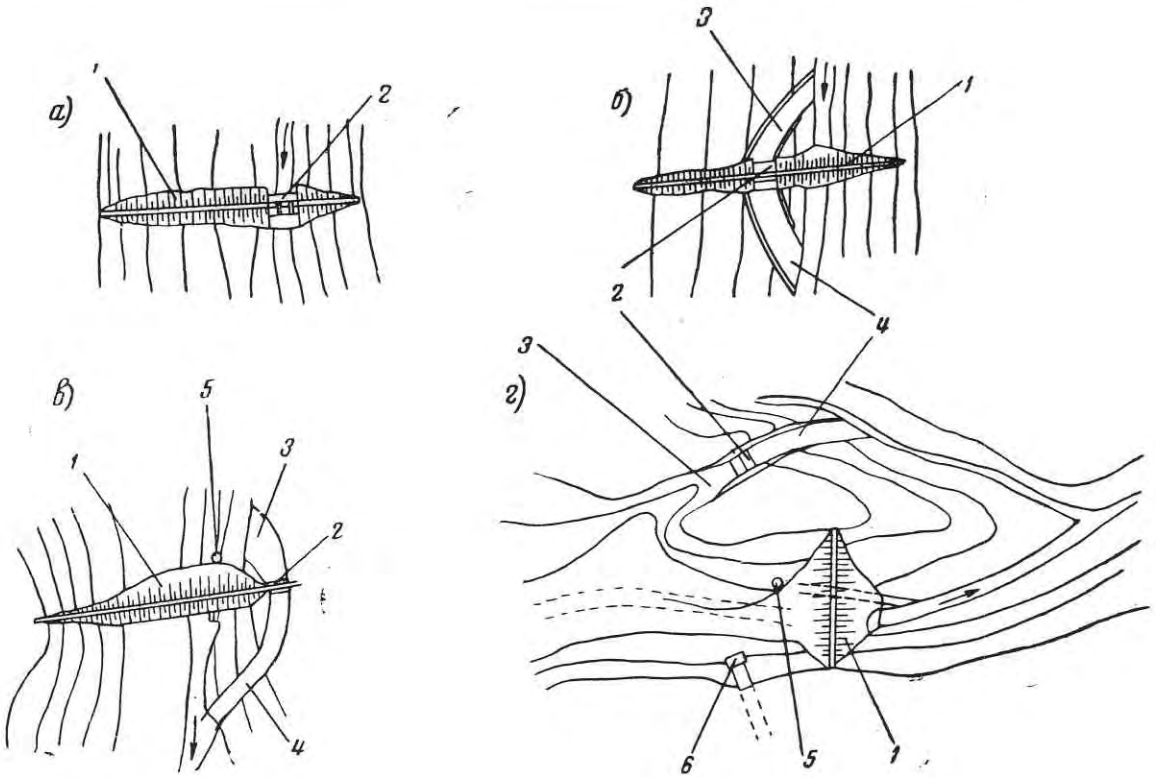
Водосбросы вне тела плотины, или, иначе, береговые водосбросы, располагаются либо непосредственно у плотины гидроузла (фиг. 25—1, *в*) со сбросом воды в тот же водоток, либо в стороне от гидроузла (фиг. 25—1, *г*) со сбросом воды в соседний водоток или в пониженные участки местности.

Береговые водосбросы существенно отличаются от водосбросов в теле плотины, а именно: водосливный фронт их располагается на берегу на сравнительно высоких отметках, сопрягающие устройства у них значительно проще, водосбросный тракт их обычно имеет значительно большую длину по движению сбрасываемого потока.

б) По очертанию в плане водосбросы могут быть прямолинейными и криволинейными, с постоянной шириной по длине или с переменной шириной.

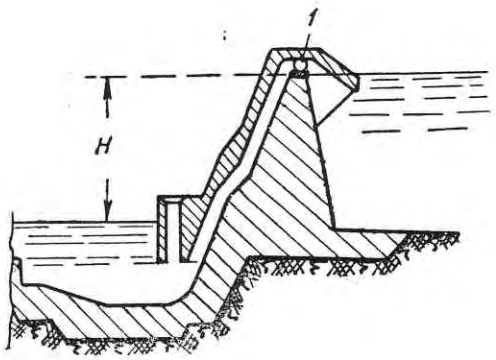
в) По материалу водосбросы могут быть бетонные, бутобетонные, железобетонные, каменные и деревянные.

г) По типу оборудования водосливной части водосбросы подразделяются на управляемые (с затворами и механизмами для их подъема и опускания) и на неуправляемые, действующие автоматически; последние бывают без затворов (открытый водослив, сифон) и с автоматически действующими затворами, отрегулиро-



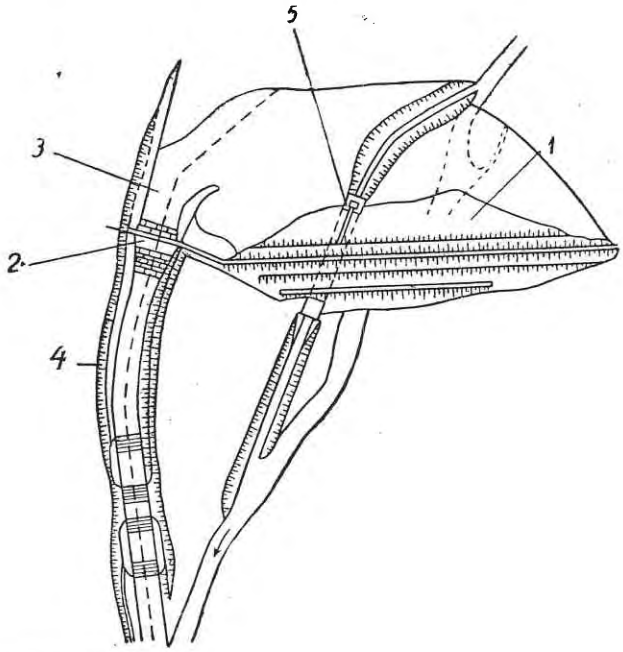
Фиг. 25—1. Типы водосбросов при глухих плотинах

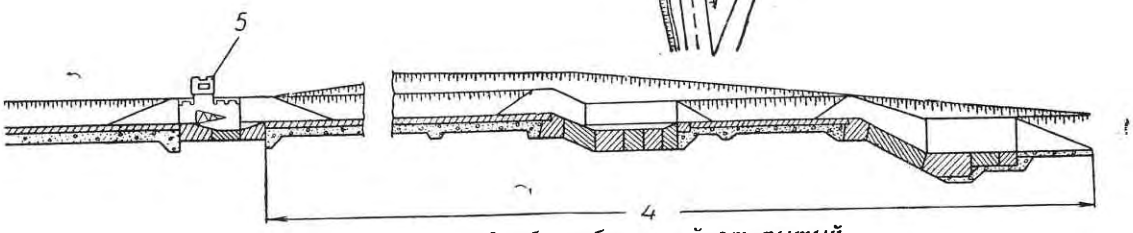
а — русловой в теле плотины; *б* — пойменный в теле плотины; *в* — береговой у плотины; *г* — береговой в стороне от гидроузла; *1* — плотина; *2* — водосброс; *3* — подводящая часть; *4* — сбросная часть; *5* — водоспуск; *6* — водозабор



Фиг. 25—3. Сифонный водосброс

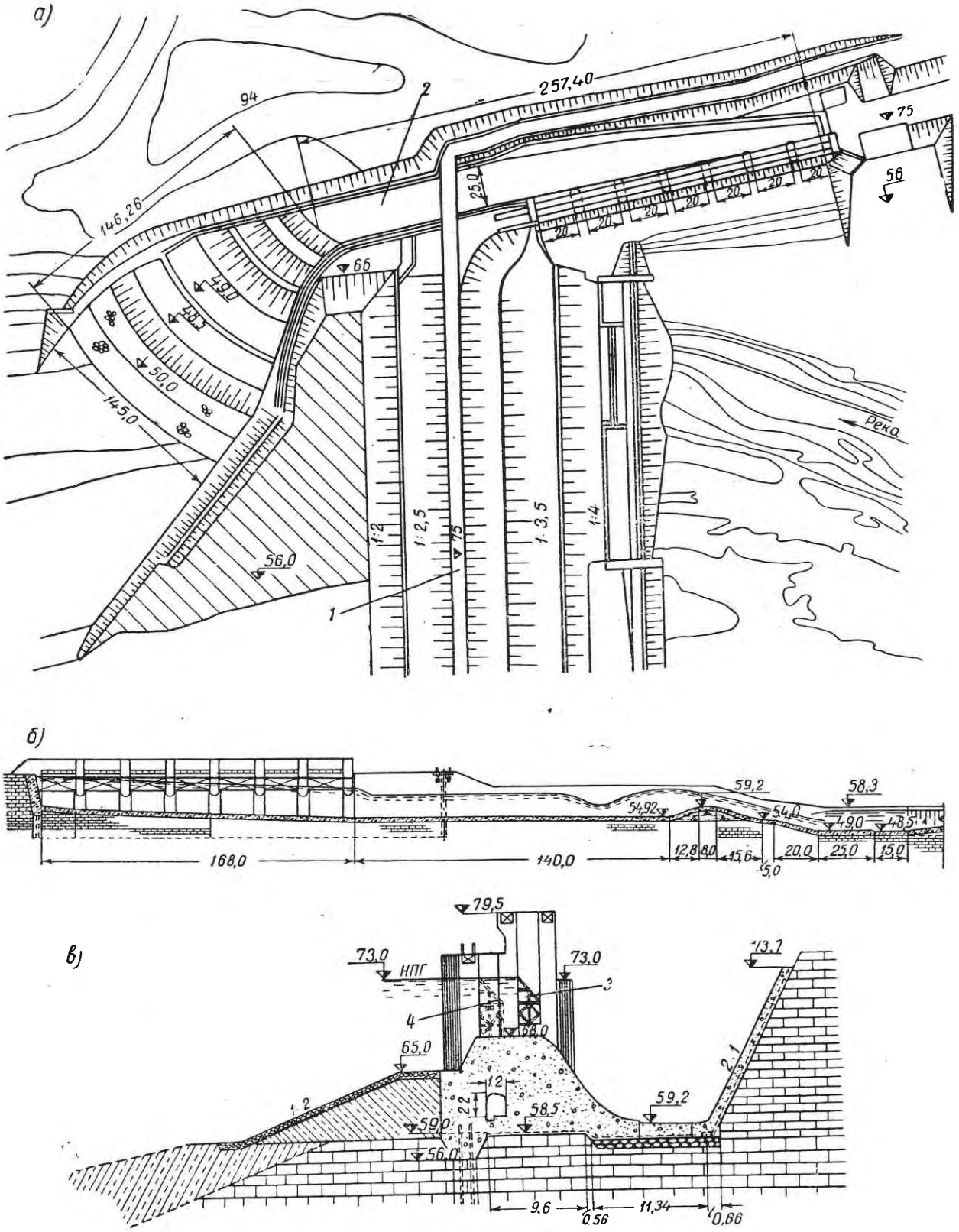
1—воздухоподводящая труба





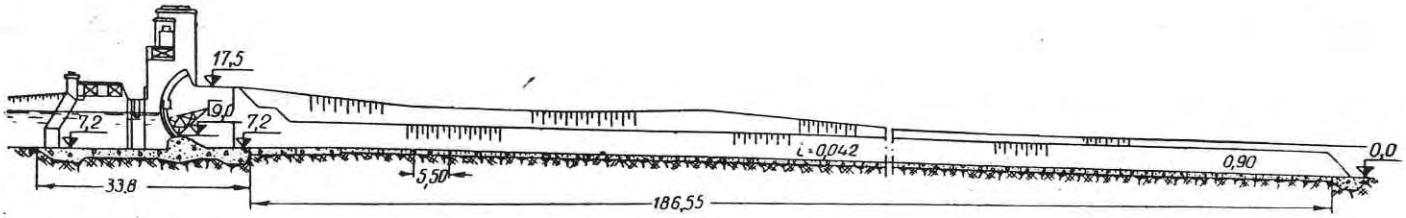
Фиг. 25—2. Водосброс береговой открытый

1 — земляная плотина; *2* — водосливная часть; *3* — подводящий канал; *4* — сбросная часть; *5* — башня водоспуска

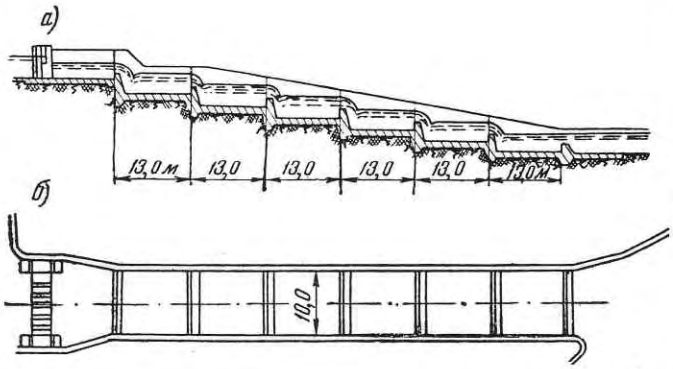


Фиг. 25—4. Траншейный водосброс

а — план водосброса; *б* — продольный разрез сбросной части; *в* — поперечный разрез водосброса; *1* — ось плотины; *2* — сбросная часть; *3* — основной затвор; *4* — аварийный затвор



Фиг. 25—5. Продольный разрез по оси быстротока



Фиг. 25—6. Многоступенчатый перепад

а — разрез; *б* — план

ванными на поднятие горизонтов воды (козырьковыми, поплавковыми и др.).

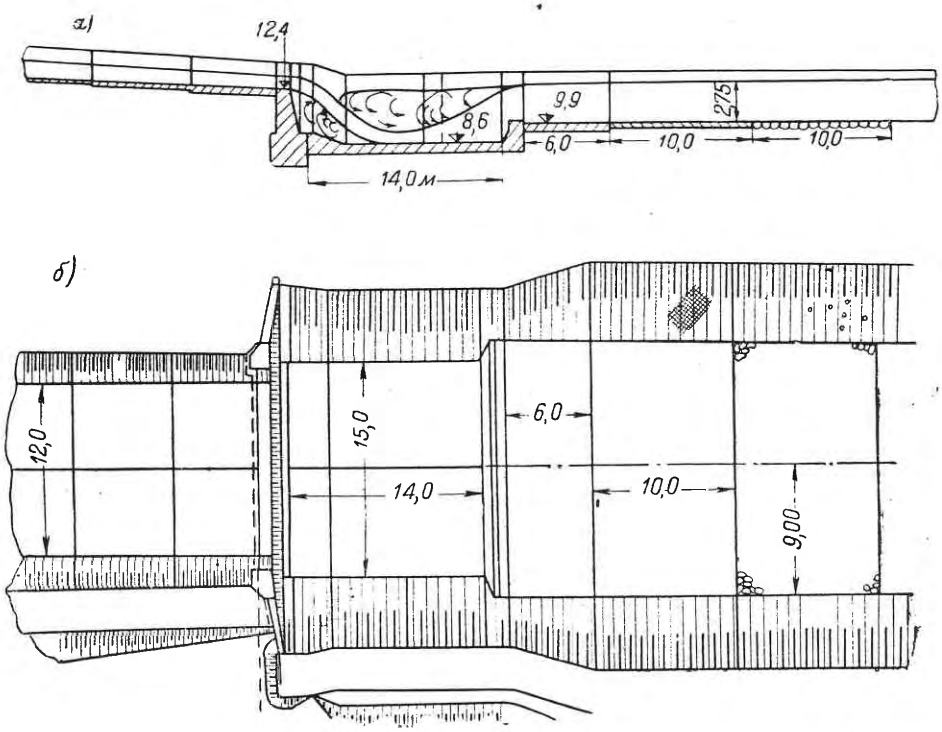
д) По конструктивному оформлению водосбросы могут иметь весьма много разновидностей. В качестве основных можно выделить водосбросы открытые и водосбросы закрытые.

2. Водосбросы береговые открытые (Фиг. 25—2)

Такие водосбросы, как правило, состоят:

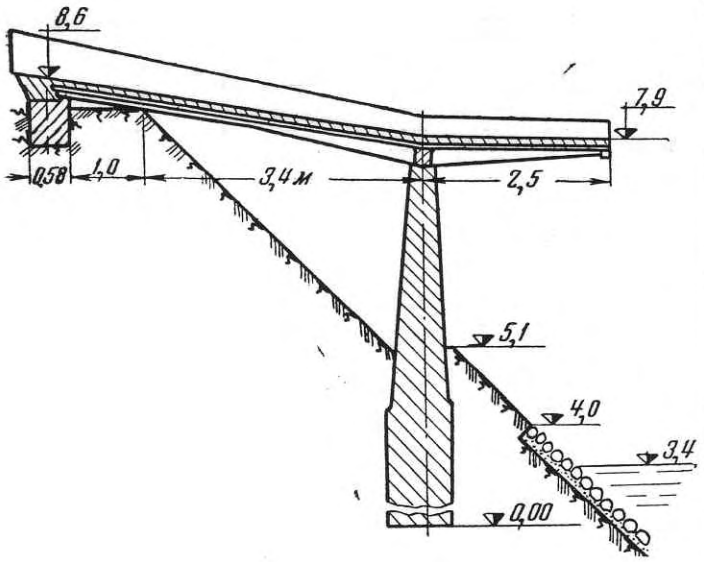
1) из подводящего канала; криволинейного или прямолинейного очертания в плане с горизонтальным дном или дном, имеющим незначительный уклон;

2) из водосливной части в виде водослива с широким порогом или практического профиля (иногда си-



Фиг. 25—7. Водобойный колодец

а — разрез; *б* — план



Фиг. 25—8. Консольный перепад

фона, см. фиг. 25—3)*, с расположением порога водослива нормально или параллельно оси сбросной части. В последнем случае водосброс называется обычно траншейным (фиг. 25—4);

3) из сбросной части в виде быстротока (фиг. 25—5) или многоступенчатого перепада (фиг. 25—6), которые имеют в конце устройства для предохранения сооружения от подмыва: расширяющиеся участки, гасители энергии, водобойные колодцы (фиг. 25—7), расщепители, трамплины, консоли (фиг. 25—8) и т. д.

3. Водосбросы береговые закрытые

Водосбросы такого типа обычно состоят:

а) из подходной части в виде канала;

б) из водосливной части в виде шахты с водосливом практического профиля или башни;

в) из отводной части в виде вертикальной или наклонной шахты и тоннеля.

Могут быть также водосбросы комбинированные, когда по длине часть его является закрытой, часть открытой, а также совмещенные в головной части с водоприемниками (фиг. 25—9).

25—2. РАСЧЕТЫ ВОДОСБРОСОВ

1. Гидравлические расчеты

Определение максимального расчетного расхода для водосброса производится в соответствии с указаниями гл. 13 и 17.

Определение длины водосливного фронта, числа пролетов и напора для водосливов различных типов производится путем сопоставления ряда вариантов и выбора оптимального из них.

Практика проектирования показывает, что при отсутствии затворов на водосливе высоту переливающегося слоя обычно назначают не более 2—2,5 *м*. При наличии затворов высоту переливающегося слоя назначают в большинстве случаев до 4—4,5 *м* при пролетах от 8 до 20 *м*.

Для сифона — благодаря тому, что расчетным напором является разность между отметкой воды верхнего бьефа и отметкой нижнего бьефа (или отметкой центра тяжести выходного отверстия сифона — при незатопленном выходном отверстии), — удельный расход может достичь значительных размеров и на практике назначается порядка 20—25 *м³/сек*.

Подходные каналы к водосбросам обычно проектируют так, чтобы на их протяжении потери напора были наименьшими. С этой целью подходным каналам придают плавное, сужающееся по течению очертание в плане, обратный уклон дна и пр.

Гидравлический расчет подходных каналов ведут для определения подходных скоростей и напора на водосливе. При постоянном сечении и большой длине каналов используют уравнения неравномерного движения (см. гл. 2). Для облегчения крепления дна и откосов подходных каналов скорости в них принимают не более 1—2 *м/сек*.

Гидравлический расчет водосливов всех видов: с тонкой стенкой, практического профиля (безвакуумных и вакуумных), с широким порогом, с боковым сжатием и без бокового сжатия, незатопленных и затопленных, траншейных, шахтных, сифонных — производят методами, указанными в гл. 2. Наиболее распространенным типом в водосбросах являются водосливы с широким порогом и практического профиля.

Учитывая приближенность методов расчета водосбросов траншейных, шахтных и сифонных для сооружений I и II классов, их работу проверяют в лаборатории на моделях достаточно крупных масштабов.

При наличии за водосливом канала или быстротока вопрос об устройствах для гашения энергии решается в зависимости от типа водослива, условий сопряжения бьефов и грунтов основания. При определении глубины воды за водосливом исходят из установившейся глубины в отводящем канале.

Гидравлический расчет сбросных участков в виде каналов, перепадов и быстротоков при их постоянной и переменной ширине производят методами, изложенными в гл. 2.

Гидравлический расчет нижнего бьефа водосбросов производят в зависимости от принятого типа сопрягающих с нижним бьефом устройств по методам, указанным в гл. 2, для возможных случаев работы сооружения, устанавливая самый невыгодный, который и принимается за расчетный.

При наличии водосброса с несколькими водосливными отверстиями способ гашения энергии и крепления русла нижнего бьефа выбирают с учетом пространственной задачи и намеченной схемы маневрирования затворами.

Для сооружений I класса водосбросы в целом должны подвергаться гидравлическим исследованиям в лаборатории на пространственной модели.

2. Фильтрационные расчеты

Фильтрационные расчеты водосбросов имеют целью обосновать длину подземного контура, размеры отдельных элементов сооружения и противофильтрационных устройств (шпунтов, понуров, завес), установить величину фильтрационного давления на отдельные элементы водосброса и определить величину фильтрационного расхода в основании и в обход сооружения.

* Такой водосброс правильнее называть сифонным.

При назначении длины подземного контура водосбросов за основной критерий, как правило, принимают градиенты фильтрационного потока при выходе в нижний бьеф (в дренаж); то же относится и к боковой фильтрации в обход устоев и открылков.

Выходные градиенты фильтрационного потока не должны превышать допустимые ($I_{доп}$). Величины допустимых градиентов для различных грунтов назначаются согласно указаниям гл. 18 настоящего справочника. Величины выходных градиентов определяются или теоретически (см. гл. 18) или экспериментально методом ЭГДА.

Назначение расчетных схем и проведение расчетов по фильтрации в основании и в обход береговых водосбросов производится с учетом наличия и стояния грунтовых вод в береговых склонах, изменения их горизонтов после создания подпора, расположения дренажей, наличия водоупора, конструкции отдельных элементов и т. д.

При напорной фильтрации фильтрационные расчеты под сооружениями производятся в соответствии с указаниями гл. 18. Расчеты фильтрации на быстротоках и перепадах можно производить методами, изложенными в технических условиях и нормах проектирования гидротехнических сооружений («Расчеты фильтрации», ВНИИГ, 1941).

При полунапорной фильтрации в основании сооружений фильтрационные расчеты производятся в соответствии с гл. 18.

Для сооружений I и II классов при сложных гидрогеологических условиях все параметры фильтрационного потока в основании и в обход сооружения обычно получают экспериментальным путем.

3. Статические расчеты

Статические расчеты отдельных элементов водосбросных сооружений производятся обычными методами, излагаемыми в различных главах настоящего справочника: устойчивость на сдвиг — по гл. 19, подпорные стенки — по гл. 24, осадки — по гл. 5 и т. д.

В водосливах с широким порогом на слабых основаниях и неразрезном флютбете флютбетную плиту рассчитывают, как балку на упругом основании (см. гл. 4).

При расчете на устойчивость плотинного водосброса неразрезной конструкции, расположенного в теле земляной плотины, обычно учитывают давление земли на боковые грани устоев.

25—3. КОНСТРУКЦИИ ВОДОСБРОСОВ

Дно и откосы подходных каналов к водосбросам в нескальных грунтах обычно крепятся лишь на тех участках, где скорости при расчетном расходе могут превышать допустимые (см. гл. 7).

Крепление откосов осуществляют или каменной мостовой и наброской, или уже при подходе к водосливу, в наиболее суженной части, бетонными плитами.

Конструктивное оформление водосливной части открытых водосбросов показано на фиг. 25—10.

Трубы сифона соединяют в группы (батареи), гребни которых располагают на разных отметках во избежание сильных вибраций сооружения при включении всех батарей сразу и утяжеления работы нижнего бьефа сооружения.

Чтобы верхний бьеф не срабатывался чрезмерно, на уровне НПГ в трубе сифона устраиваются отверстия в верхний бьеф. При сработке горизонта верхнего бьефа ниже этих отверстий через них в сифон поступает воздух и сифон выключается.

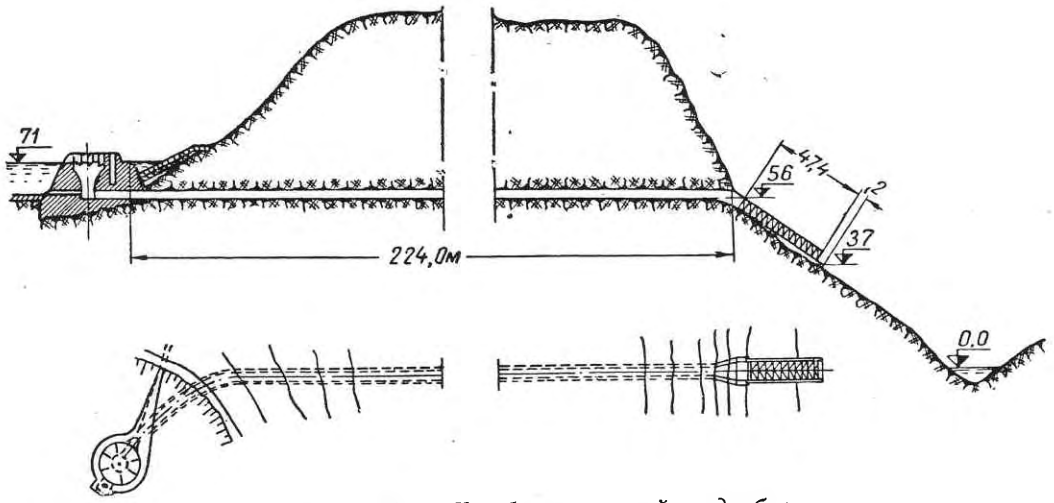
Все детали устройств флютбета водосливов, противофильтрационных и иных устройств ничем не отличаются от обычно применяемых для водосливных плотин.

При наличии в основании нескальных грунтов с целью уменьшения фильтрационного противодавления под водосливной и водобойной частями флютбета устраивают дренажи с отводом воды или через отверстия в плите водобоя или за устои.

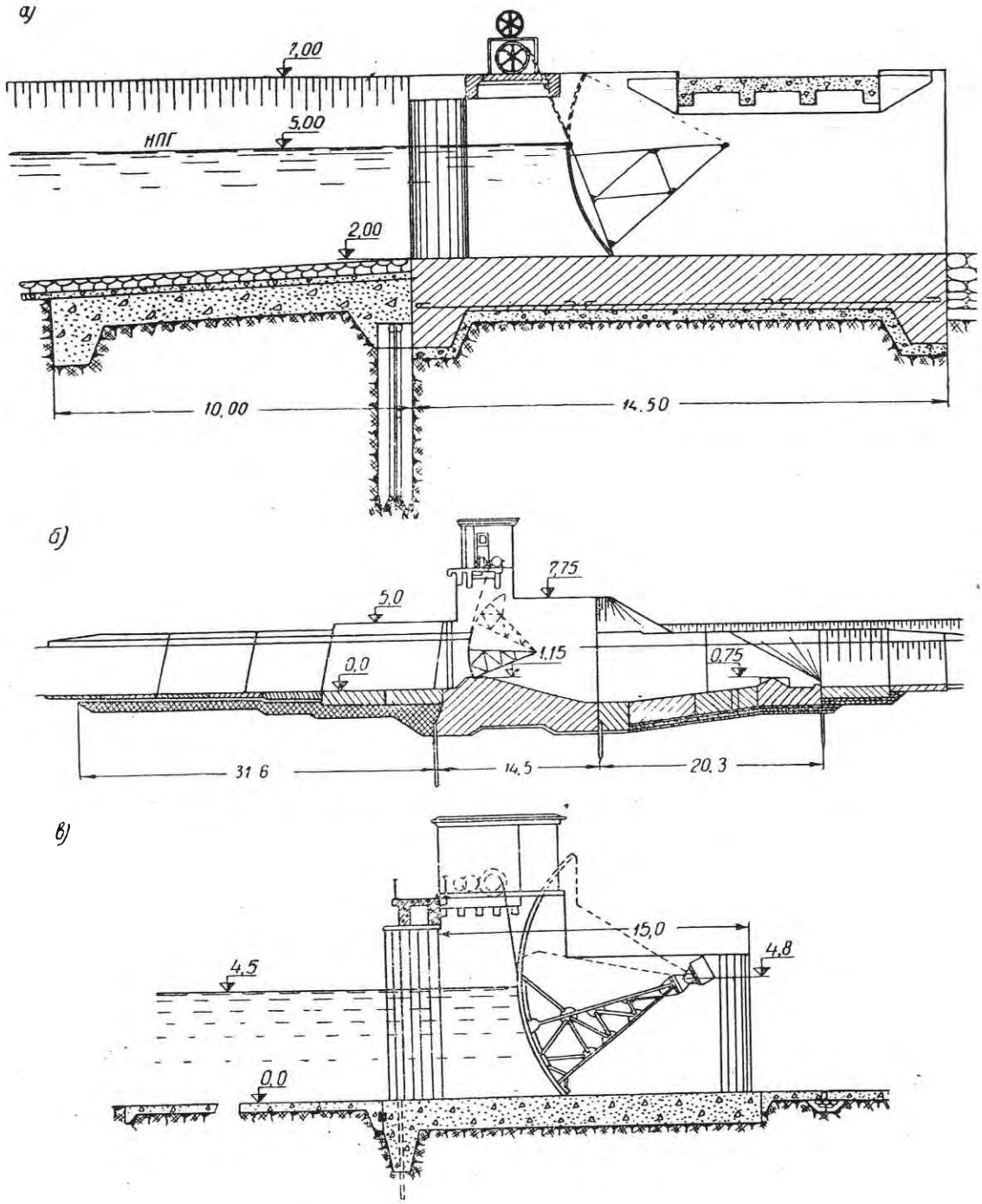
Дренажи различных систем применяются широко для снятия противодавления также и под облицовкой сбросных частей (под облицовкой дна и откосов каналов, быстротоков, перепадов), особенно в пределах возможного возникновения напорного потока под отдельными элементами при неработающем водосбросе и НПГ.

Весьма важным элементом открытых водосбросов является крепление дна и стенок отводных каналов, быстротоков и перепадов.

Отводные каналы и быстротоки чаще делают трапецоидального сечения с заложением откосов 1 : 1—1 : 1,5,



Фиг. 25—9. Комбинированный водосброс



Фиг. 25—10. Конструкции водосливной части водосбросов

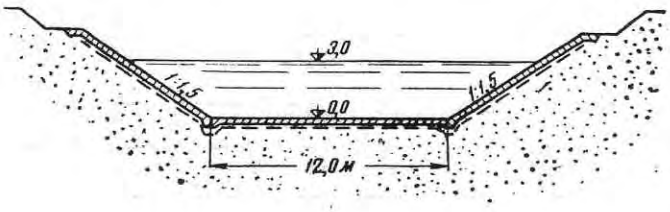
а — водосброс на песчаных грунтах; *б* — водосброс на глинистых грунтах; *в* — водосброс на скальных грунтах

с бетонным или железобетонным покрытием дна и откосов толщиной от 10 до 30—40 *см* (фиг. 25—11 и 25—12). Толщина и конструкция облицовки в значительной мере зависят от грунтов в основании и скоростей течения.

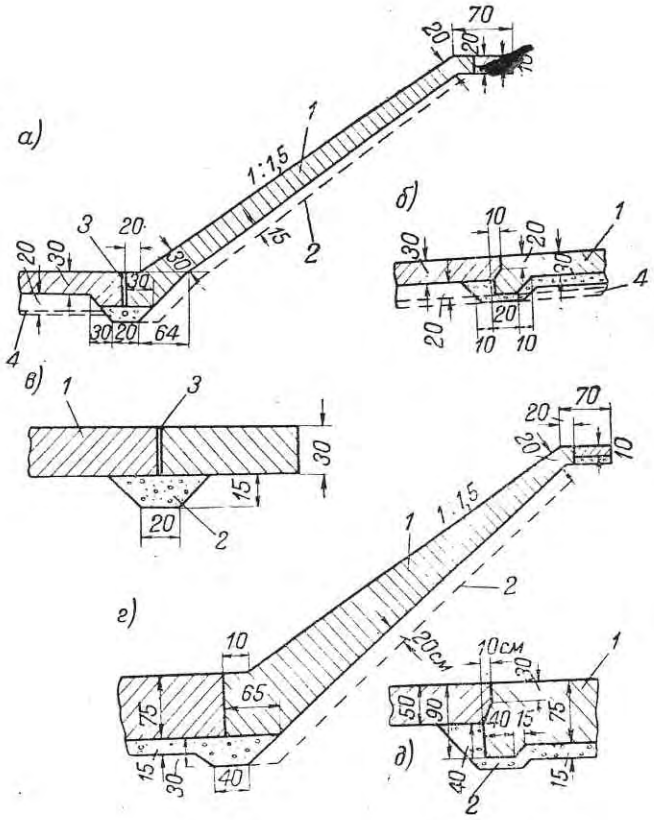
Толщину крепления дна и откосов быстротоков обычно делают большей, чем толщину крепления участков сбросных (отводных) каналов с $i < i_{кр}$ (фиг. 25—12).

По мере нарастания скорости крепление утяжеляется, а в пределах водобойного колодца толщина его достигает 1 *м* и более (фиг. 25—13).

Разрезка облицовки температурными швами производится через 5—10 *м* на дне как в продольном, так и поперечном направлении. Дренажи устраивают в случае водоупорных грунтов под всей облицовкой, а в случае хорошо проницаемых грунтов — лишь под тем-

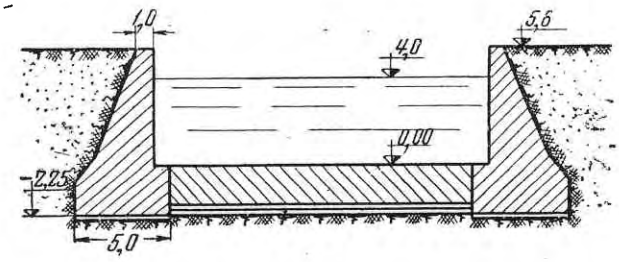


Фиг. 25—11. Поперечный разрез быстротока в несвязных грунтах

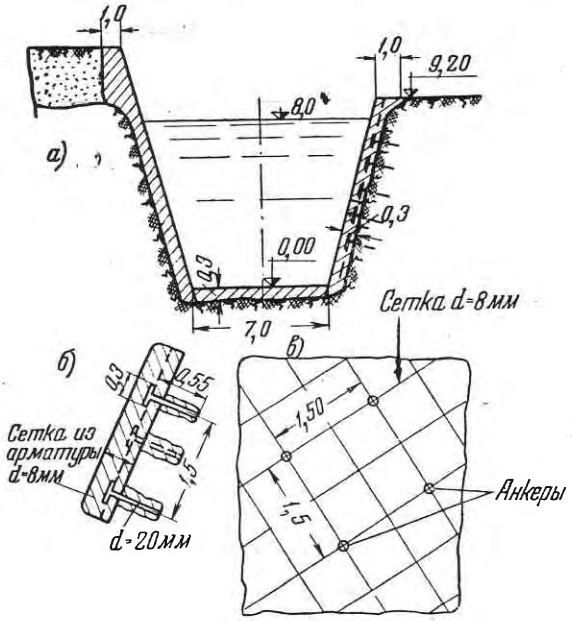


Фиг. 25—12. Детали конструкции бетонной одежды быстротока в несвязных грунтах

а — поперечное сечение быстротока; *б* — стык плит дна; *в* — стык плит откоса; *г* — поперечное сечение вблизи водобойного колодца; *д* — стык плит дна вблизи водобойного колодца; *1* — бетонные плиты; *2* — дренирующий слой; *3* — толевая прокладка шва; *4* — дренажные трубы $d=10$ *см*



Фиг. 25—13. Поперечный разрез водобойного колодца в несвязных грунтах



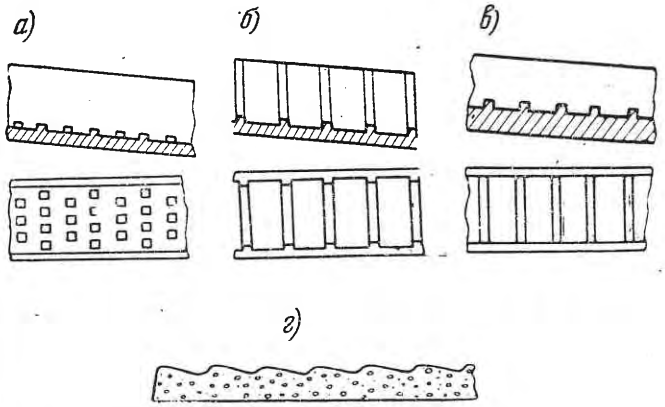
Фиг. 25—14. Быстроток в скальных породах

а — поперечный разрез; *б* — деталь анкеровки; *в* — расположение анкеров на откосе

пературными швами. Во избежание вымыва грунта в швы их часто делают ступенчатыми (см. фиг. 25—12).

Иногда (особенно при большой ширине) каналы, быстротоки и особенно перепады делают прямоугольного сечения с вертикальными боковыми подпорными стенками, за которыми также устраивают дренажи.

В случае скальных пород, не подвергающихся выветриванию, облицовка не обязательна, при слабых скальных породах откосы быстротоков или отводных каналов делают с заложением от 1 : 0,5 до 1 : 0,2. Дно и стенки покрывают бетонной облицовкой толщиной 0,2—0,3 *м*, прикрепленной к скале анкерами (фиг. 25—14); под облицовкой в случае возможного высокого стояния фильтрационных вод обычно устраивают дренаж.



Фиг. 25—15. Типы искусственной шероховатости

а — шашки; *б* — комбинированная шероховатость; *в* — нормальные бруски; *г* — ступени по течению

Превышение облицовки над расчетным горизонтом с учетом аэрации потока принимают от 0,3 до 1 *м* в зависимости от глубины воды.

Облицовка тоннелей закрытых водосбросов производится по типу обычных гидротехнических тоннелей.

При необходимости искусственного увеличения шероховатости быстротока применяются способы, показанные на фиг. 25—15.

При значительных сбросных расходах и возможных больших выемках грунта широко применяют быстротоки переменной ширины; кроме того, за последнее время находят применение и быстротоки с криволинейным очертанием в плане и наклонным дном (виражи).

25—4. ВЫБОР ТИПА ВОДОСБРОСОВ

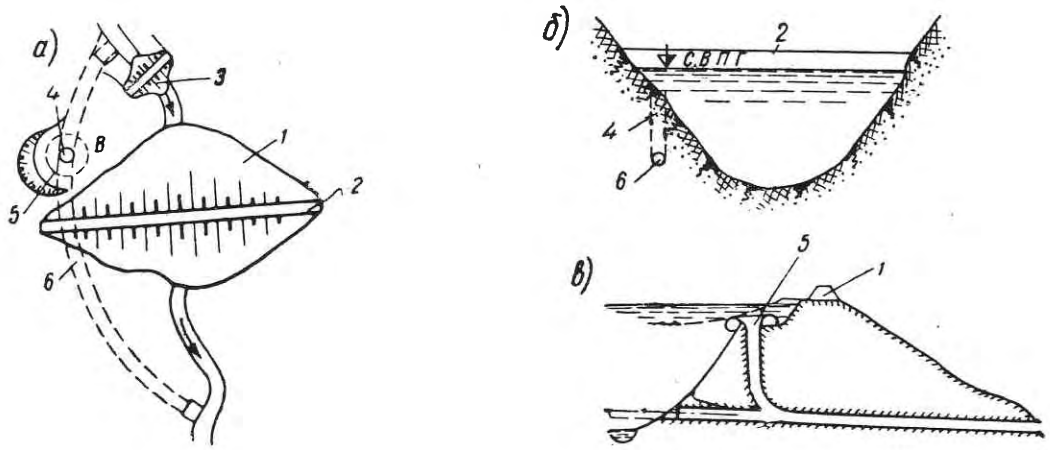
Выбор того или иного типа водосбросного сооружения производится с учетом целого ряда обстоятельств, а именно: а) типа основной плотины и напора на ней; б) величин паводковых и строительных расходов; в) общей схемы организации работ и пропуска строительных расходов; г) топографических условий в створе; д) геологических и гидрогеологических условий в районе узла; е) эксплуатационных особенностей; ж) технико-экономических сопоставлений.

При прочих равных условиях, при наличии в узле сооружений земляной или набросной плотины, береговой водосброс предпочтительнее руслового, если это не связано с пропуском строительных расходов. Береговой водосброс обычно выгоден при максимальных сбросных расходах, не превышающих 2 000—2 500 *м*³/*сек*.

Для береговых водосбросов чаще применяется бетон, бутобетон и реже дерево из-за его недолговечности.

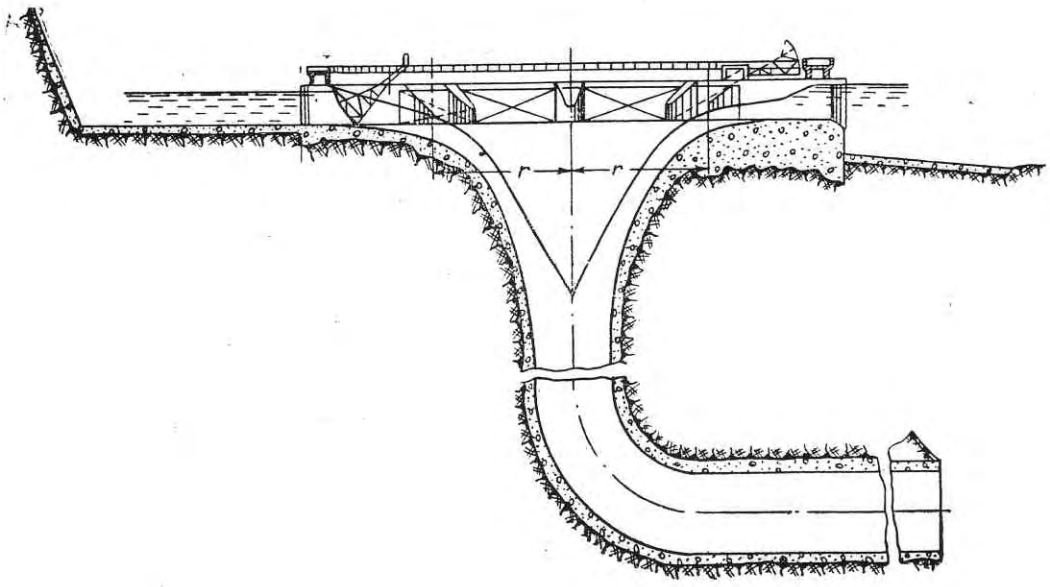
Траншейные и шахтные водосбросы целесообразно применять при скальных грунтах и крутых береговых склонах. Сифонные водосбросы можно рекомендовать лишь при быстро наступающих паводках и сравнительно небольшой аккумулирующей способности водохранилища.

Значительным достоинством сифонных водосбросов является их автоматическое включение в работу при



Фиг. 25—16. Гидроузел с шахтным водосбросом

а — генплан гидроузла; *б* — поперечный профиль ущелья; *в* — продольный разрез по оси шахтного водосброса; *1* — плотина; *2* — гребень плотины; *3* — перемычка; *4* — шахта; *5* — воронка; *6* — тоннель]



Фиг. 25—17. Шахтный водосброс с затворами на гребне

сравнительно небольшом повышении уровня верхнего бьефа против НПГ.

Недостатками сифонных водосбросов являются:

1) возможность забивки их льдом (на реках с суровым зимним режимом) или карчами, плавниками, торфяными массивами и пр.;

2) повреждения внутренних бетонных поверхностей при наличии значительных вакуумов;

3) необходимость усиленного армирования стенок труб сифона.

Обычно наряду с сифоном необходимо иметь еще водосливные отверстия, перекрываемые затворами, так как сифоны допускают небольшую сработку водохранилищ, а кроме того, они не позволяют производить сброс плавающих тел.

Водосбросы шахтные, траншейные и сифонные со сбросной частью в виде тоннелей и шахт целесообразно применять при не очень больших сбросных расходах.

Закрытые водосбросы тоннельные применяются в тех случаях, когда тоннель используется также и для пропуска строительных расходов с последующим отключением входной части бетонной пробкой (фиг. 25—16).

На фиг. 25—16 показан гидроузел с шахтным водосбросом, и схема использования тоннеля водосброса для пропуска строительных расходов при возведении гидроузла.

На фиг. 25—17 дан разрез по входной воронке шахтного водосброса, с сегментными затворами на гребне.

25—Б. ВОДОСПУСКИ

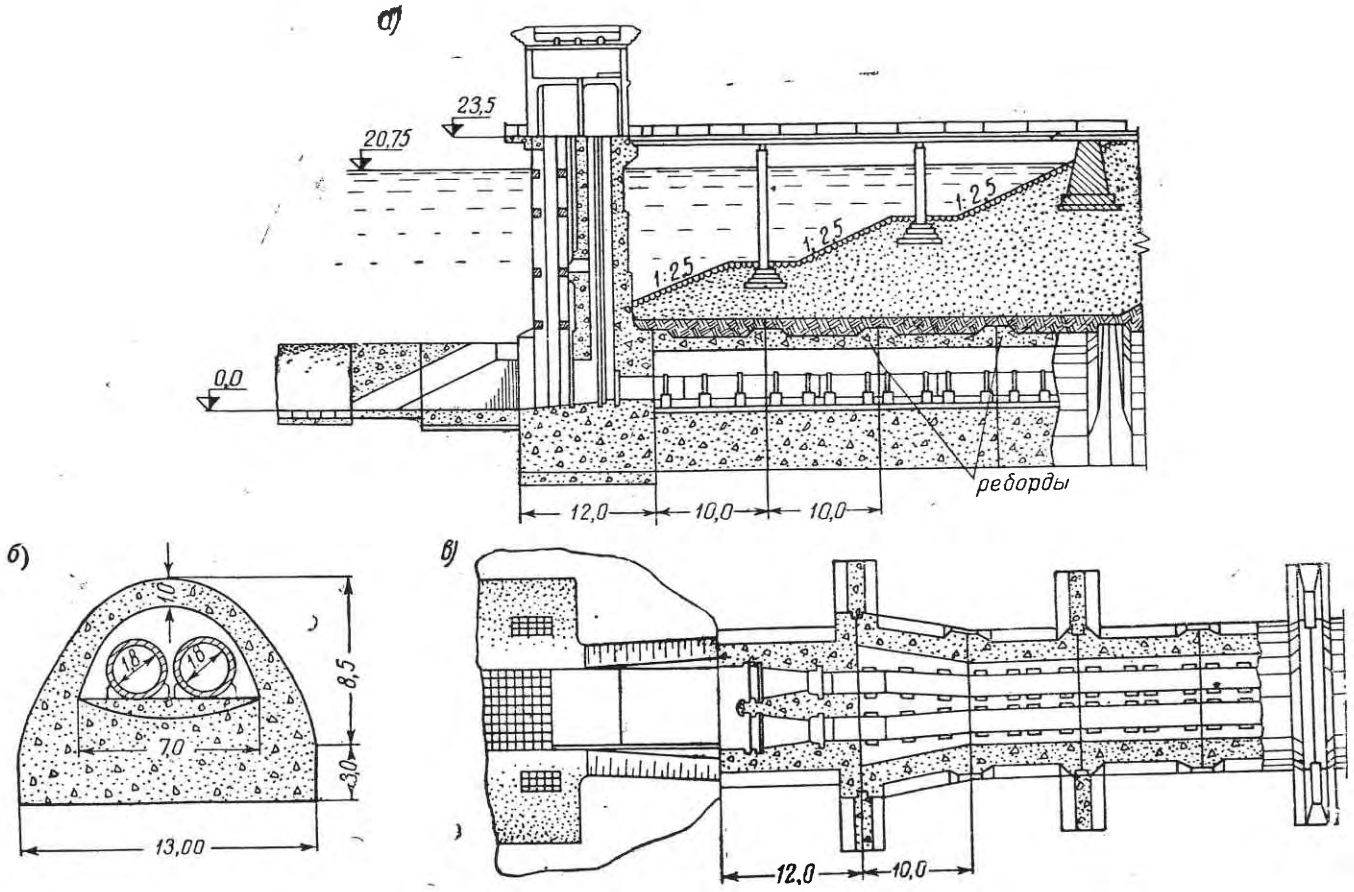
Водоспуски, служащие для опорожнения водохранилища, используются часто для полезных попусков воды из водохранилища для целей водоснабжения и орошения, а также для пропуска воды в период строительства подпорных сооружений, в качестве дополнительного (а в отдельных случаях полного зарегулирования водотока — и основного) водосбросного сооружения в период эксплуатации и пр.

Характерной особенностью водоспусков является их работа в напорном режиме вследствие заглубления водоспускных отверстий для сработки водохранилища на значительную глубину. В ряде конструкций водоспусков по длине отводящего тракта имеет место иногда переход от напорного режима к безнапорному.

25—5. ТИПЫ ВОДОСПУСКОВ

1. Классификация

Типы и конструкции водоспусков определяются как местными (топографическими, геологическими и др.),



Фиг. 25—18. Водоспуск с трубами в галерее

а — продольный разрез; *б* — поперечный разрез галереи; *в* — разрез по оси трубопровода

так и строительными условиями, а также методами пропуска строительных расходов.

а) По расположению в узле сооружений водоспуски, как и водосбросы, подразделяются в основном на две группы: 1) водоспуски в теле земляной, набросной, бетонной и железобетонной плотин или здания гидроэлектростанции, 2) водоспуски вне тела плотины (в берегах).

Водоспуски обычно строят из бетона, железобетона и стали, редко из дерева.

б) По конструктивному оформлению водоспуски бывают самых разнообразных типов. Подобно водосбросам, водоспуски в основном можно подразделить на два типа: 1) водоспуски закрытые и 2) водоспуски открытые.

Закрытые водоспуски по типу применяемых для них водоводов подразделяют на трубчатые и тоннельные.

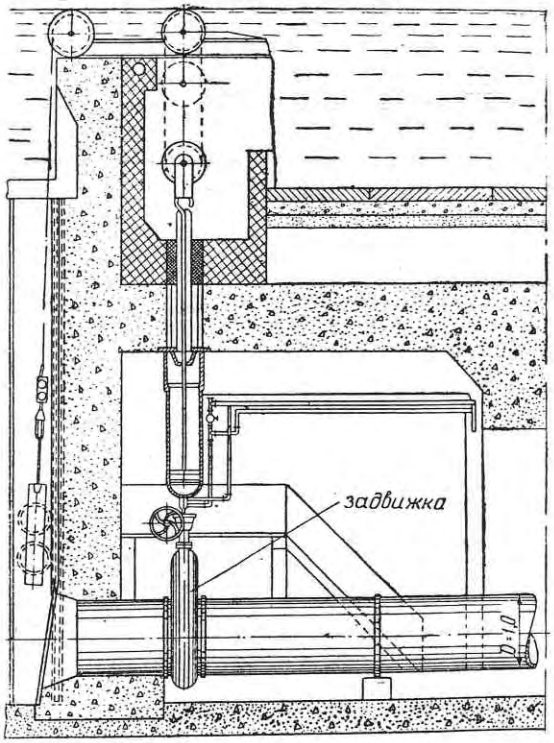
Открытые водоспуски сходны с открытыми плотинными водосбросами и отличаются лишь глубоким заложением под уровнем верхнего бьефа водоспускного отверстия (применяются лишь при небольших напорах).

2. Трубчатые водоспуски

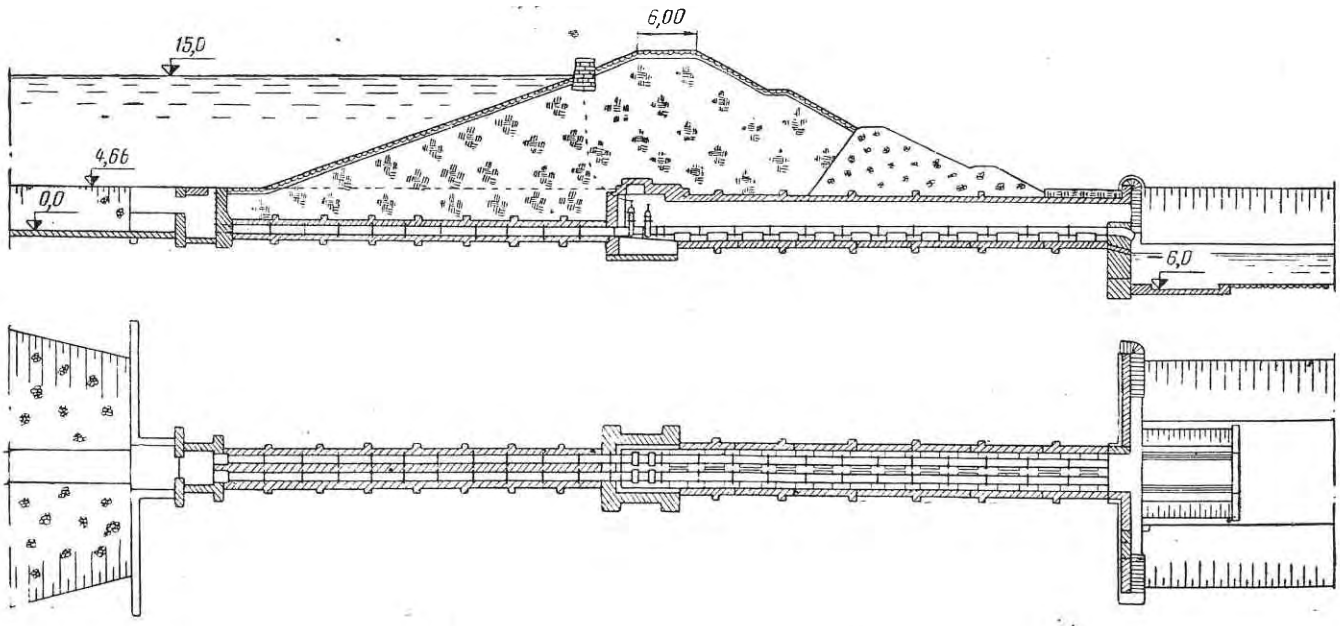
Такие водоспуски выполняются в виде труб, закладываемых в основании или в теле плотины.

Трубчатый водоспуск состоит из трубы (одной или нескольких), снабженной затворами, и устройства для управления затворами в виде башен, камер и т. п. Башни трубчатых водоспусков могут быть закрытые (без допуска внутрь их воды) и открытые (сквозные) в виде рамных конструкций.

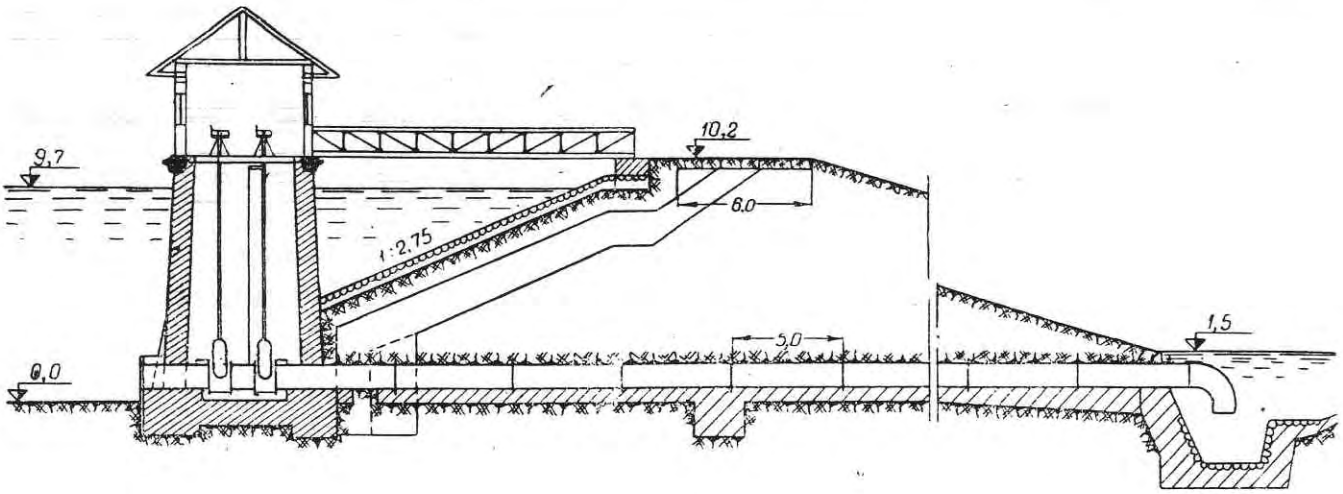
Часто стальные трубы для лучшей их эксплуатации и большей надежности прокладывают в специальных железобетонных галереях (фиг. 25—18); в этих случа-



Фиг. 25—19. Трубчатый водоспуск без башни (управление затворами происходит из галереи)



Фиг. 25—20

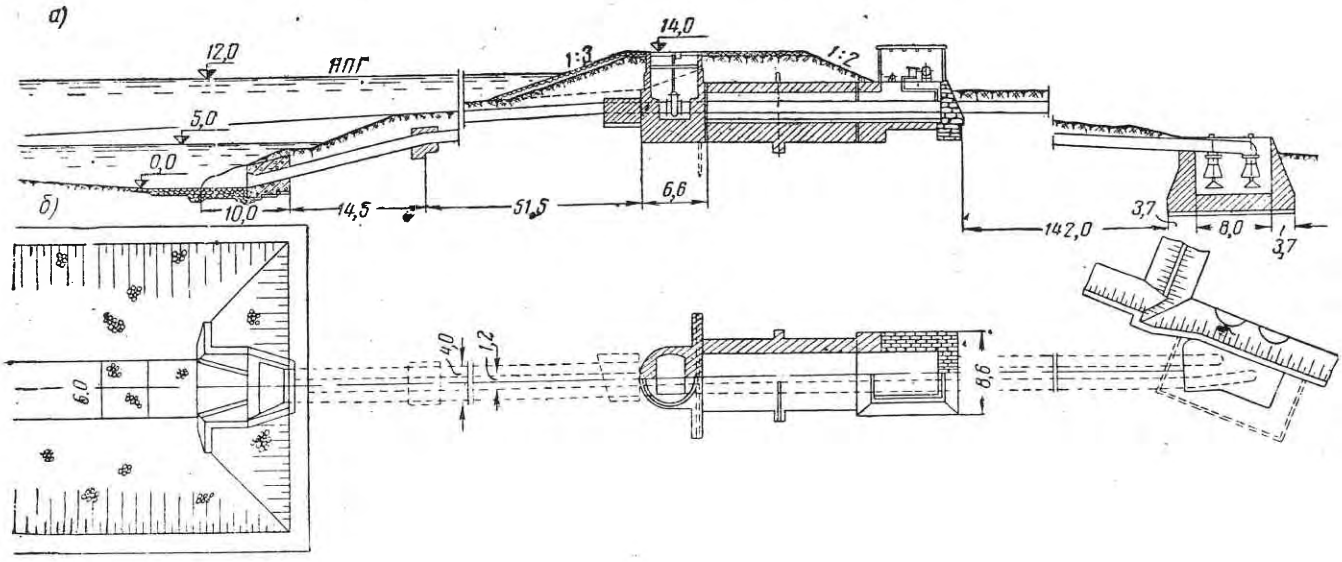


Фиг. 25—21

ях устройство башни не обязательно. Имеются примеры такого типа трубчатого водоспуска без башни, где управление затворами производится из самой галереи (фиг. 25—19 и 25—20).

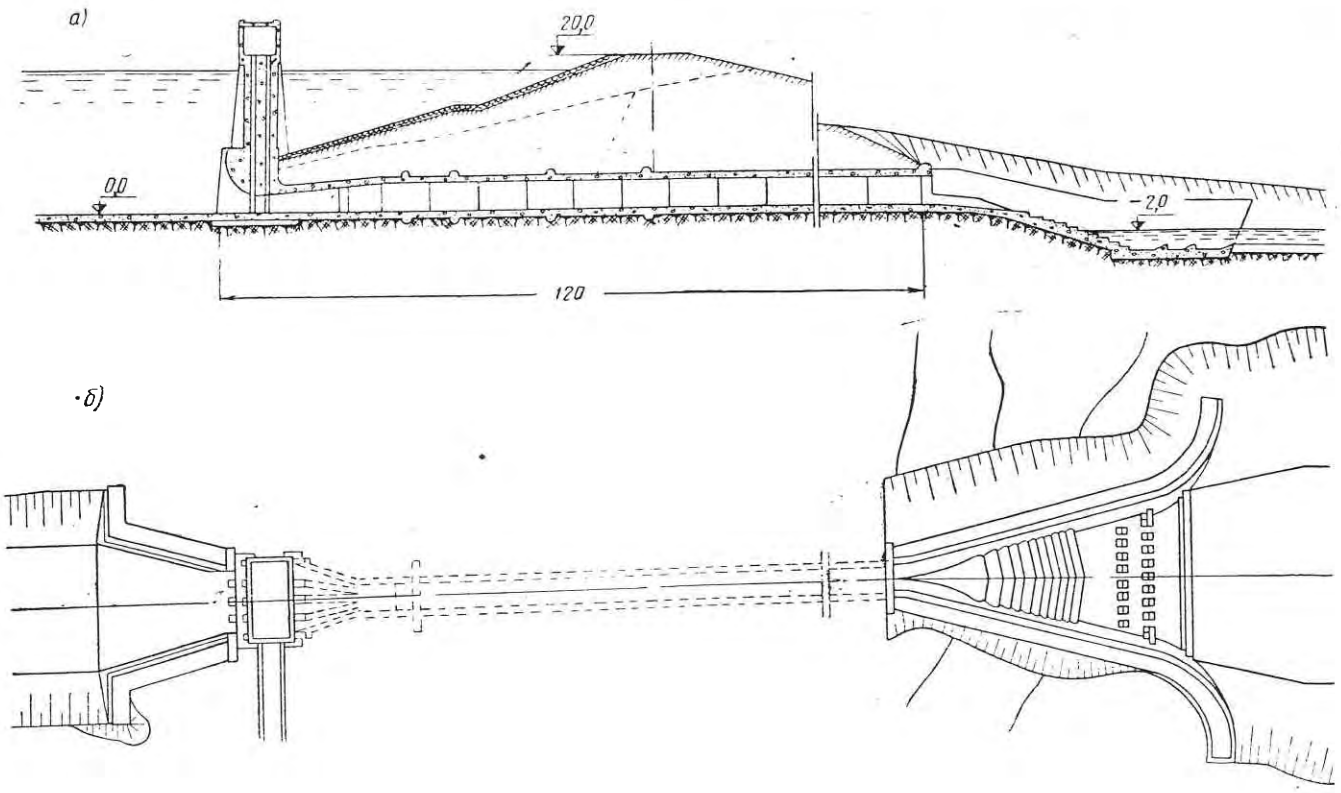
В мало ответственных земляных плотинах металлические трубы прокладывают в грунте основания или в теле плотины (фиг. 25—21). Иногда для небольших расходов (до 10 *м*³/*сек*) трубчатый водоспуск делают в виде сифона (фиг. 25—22). Реже вместо металлических труб применяют железобетонные (фиг. 25—23).

В конце трубчатого водоспуска предусматривают устройства для гашения энергии, рассчитанные на выполнение своего назначения при работе водоспуска и в период строительства и в период эксплуатации.



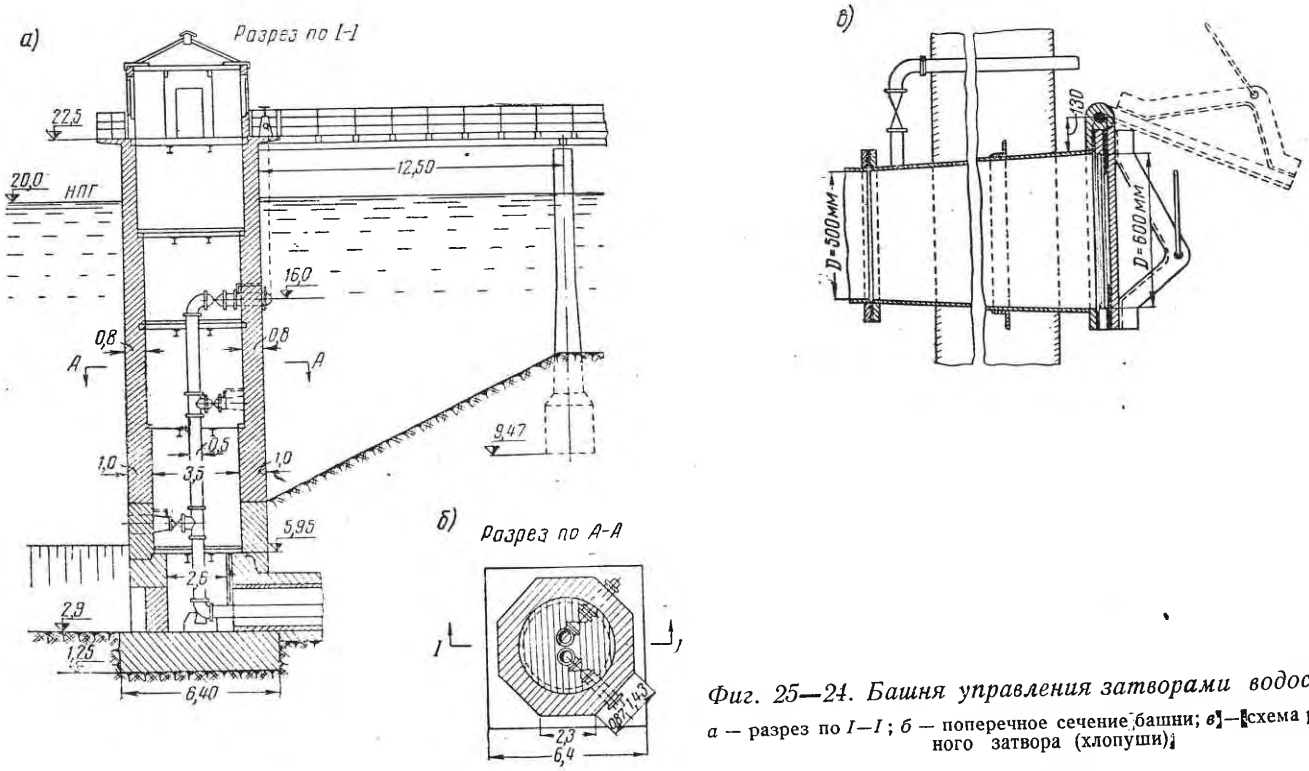
Фиг. 25—22. Сифонный водоспуск

а) — продольный разрез; *б)* — план



Фиг. 25—23. Железобетонный водоспуск

а — разрез по оси водоспуска; *б* — план



Фиг. 25—24. Башня управления затворами водоспуска

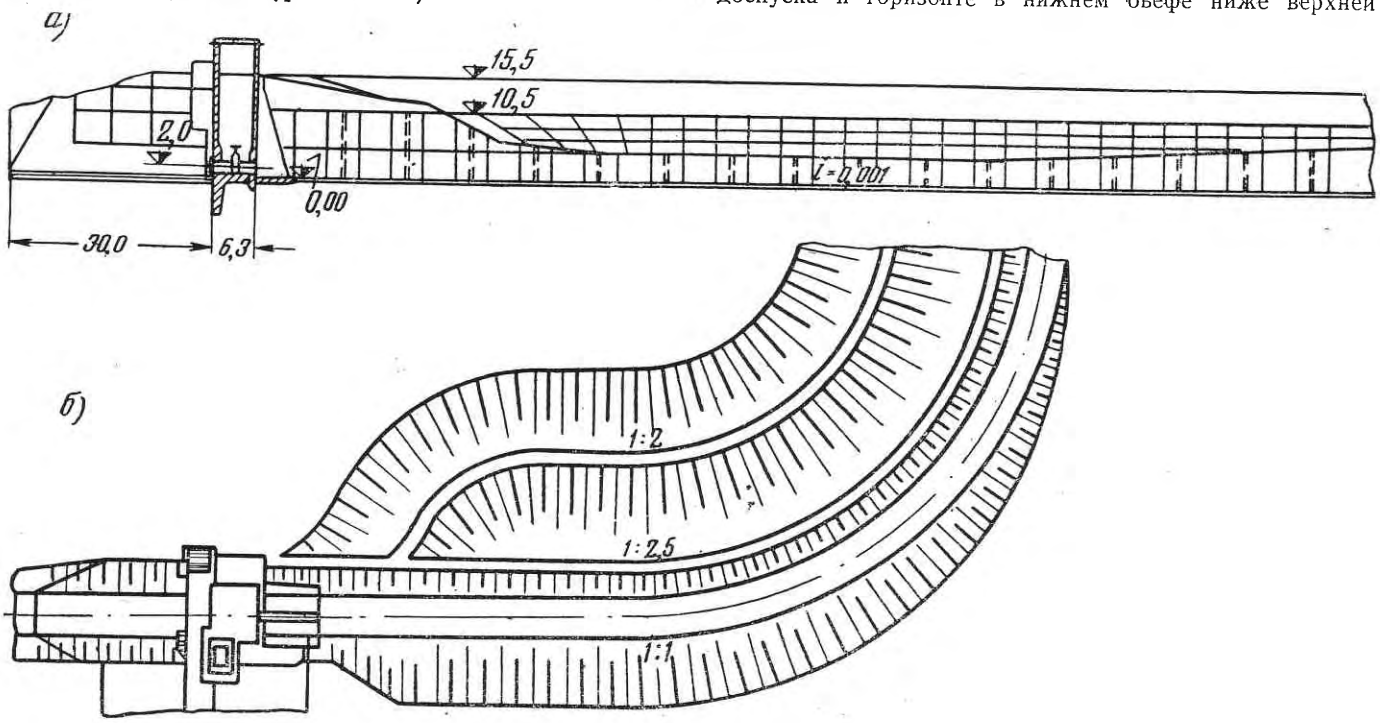
а — разрез по *I—I*; *б* — поперечное сечение башни; *в* — схема ремонтного затвора (хлопуши)

3. Тоннельные водоспуски

Водоспуски такого типа бывают береговыми и обычно совмещают функции строительных водосбросов. Они состоят из тоннеля, служащего водоводом, и башни или камеры управления затвором, подобных описанным выше. При заборе воды для целей водоснабжения устраивается водоспуск с несколькими входными отверстиями, перекрываемыми затворами (фиг. 25—24).

4. Открытые водоспуски

Такие водоспуски обычно объединяются с водосбросами и представляют собой глубокую траншею или канал, в головной части которого располагается башня с донными отверстиями, выполняющая роль водоподпорного сооружения (фиг. 25—25).



Фиг. 25—25. Открытый водоспуск

а — продольный разрез по оси водоспуска; *б* — план

25—6. РАСЧЕТЫ ВОДОСПУСКОВ

1. Гидравлические расчеты

Максимальный расчетный расход водоспусков обычно определяется для двух случаев: строительного и эксплуатационного.

Для водоспусков трубчатых пропуск строительного расхода предусматривается через галерею без металлических труб, которые прокладываются уже после окончания пропуска строительных расходов через водоспуск.

Эксплуатационный расход определяется в зависимости:

а) от требуемых попусков воды в нижний бьеф в период эксплуатации;

б) от срока опорожнения водохранилища (обычно этот срок для относительно небольших водохранилищ назначают не более 30—40 дней).

Гидравлический расчет водоспусков на пропуск строительного или эксплуатационного расхода, а также на случай опорожнения водохранилища производится в соответствии с режимом их работы — безнапорным или напорным. При безнапорной работе расчет водоспусков производится по методу расчета дорожных безнапорных труб (см. гл. 2).

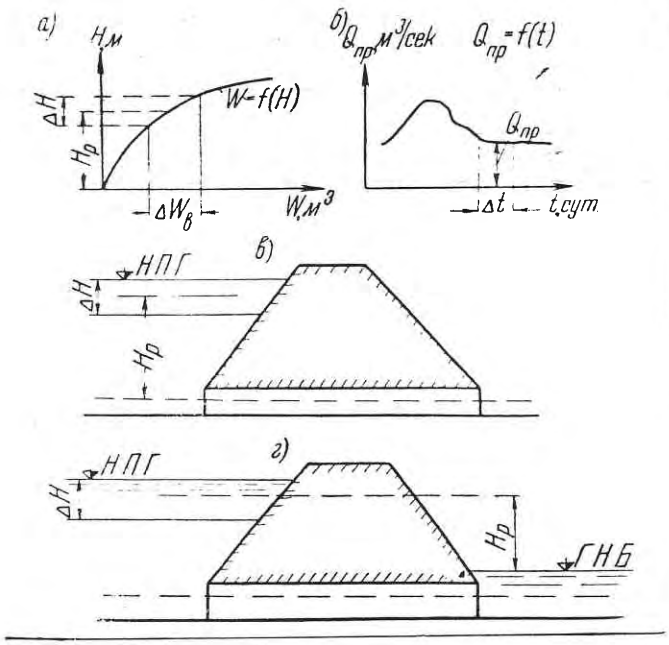
При напорном движении воды расчет донных водоспусков производится по формулам расчета напорных труб с учетом как общих потерь на трение по длине труб, так и местных потерь (на вход, закругление и др.).

При расчете водоспусков следует иметь в виду, что при неплавно очерченной входной верхней кромке водоспуска и горизонте в нижнем бьефе ниже верхней кромки трубы (на 0,45—0,3 *м*) напорное движение в трубе может не установиться.

Время опорожнения водохранилища через водоспуск определяют (фиг. 25—26) по методу суммирования с учетом кривой объемов (или зеркал) водохранилища $W=f(H)$, пропускной способности водоспуска при переменном напоре, а также притока воды $Q_{пр}$ в водохранилище по формуле

$$T=\sum \Delta t=\sum \frac{\Delta W_в}{(\mu\omega\sqrt{2gH_р}-Q_{пр})86\,400}, \qquad (25—1)$$

где T — полное время опорожнения водохранилища в сутках;



Фиг. 25—26. К расчету водоспусков

а — кривая объема водохранилища $W=f(H)$; *б* — кривая притока воды в водохранилище $Q_{пр}=f(t)$; *в* — схема опорожнения водохранилища при отсутствии воды в нижнем бьефе; *г* — схема опорожнения водохранилища при наличии воды в нижнем бьефе

$\Delta W_в$ — объем отдельной призмы высотой ΔH по кривой $W=f(H)$ в $м^3$;
Δt — время опорожнения объема призмы в сутках:
$Q_{пр}$ — приток воды в водохранилище за время Δt по гидрографу (кривая $Q=f(t)$) в $м^3/сек$;
$H_р$ — средний напор при сработке призмы ΔH;
ω — площадь сечения водоспуска в $м^2$;
μ — коэффициент расхода водоспуска (см. гл. 2).

Величина ΔH при расчетах назначается в зависимости от высоты плотины и характера кривых $W=f(H)$.

2. Фильтрационные расчеты

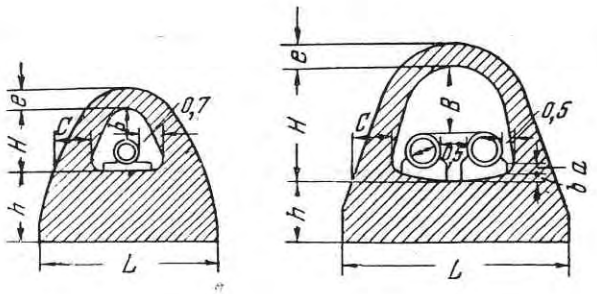
Специальных фильтрационных расчетов водоспусков обычно не производят, а используют результаты фильтрационных расчетов сооружений (или фильтрации в обход их) в зависимости от того, где водоспуски закладываются.

Результаты фильтрационных расчетов используются главным образом для выявления внешнего давления воды на трубы, галереи и облицовку тоннелей, а также для рационального расположения дренажных устройств.

Для предотвращения образования вдоль труб сплошных фильтрационных ходов по длине их обычно применяют обмазку битумом, придают им соответствующее плавное очертание (без углов) и устраивают на них реборды (ребра), удлиняющие путь фильтрации примерно на 10—15%.

3. Статические расчеты

Для определения температурных нормальных напряжений в металлических трубах, прокладываемых в галереях, при отсутствии компенсаторов пользуются формулой



Фиг. 25—27. Поперечные сечения галерей водоспусков

$$\sigma = \alpha (t_2 - t_1) E, \qquad (25—2)$$

где t_2 — температура стенок в момент эксплуатации;
t_1 — температура стенок в момент монтажа;
α — коэффициент температурного удлинения (см. гл. 6);
E — модуль упругости материала.

Температурные напряжения должны прибавляться к напряжениям от других видов нагрузок с соответствующим знаком.

При присоединении труб к массивным бетонным частям компенсаторы следует предусматривать обязательно.

Напорные металлические, бетонные и железобетонные трубы, а также безнапорные галереи рассчитываются на случай самого неблагоприятного сочетания действующих на них сил путем суммирования моментов в одном и том же сечении от различных одновременно действующих нагрузок.

Нагрузки, действующие на безнапорные галереи, следует определять по табл. 29—17 гл. 29.

При сечениях галерей согласно схеме фиг. 25—27 и значительной толщине нижней плиты h можно пренебречь упругим изгибом плиты. Расчет верхней части галереи в этом случае ведется как для свода с жестким закреплением в пятах, одним из известных способов[1].

Если толщина плиты принимается одного порядка с толщиной свода в пяте, то галерея рассматривается как замкнутый контур, который для удобства расчленяется на две части: подъемистый свод и плита. При этом свод считается упруго заделанным, а плита рассматривается как балка на упругом основании [6].

Толщину стенок напорных металлических труб следует делать с запасом против расчетной на 1—2 *мм*, предусматривая в процессе эксплуатации их возможную коррозию.

Расчет облицовки тоннельных водоспусков производится так же, как и расчет облицовок обычных напорных или безнапорных тоннелей [1].

При наличии сжимаемых грунтов в основании производят расчет на осадку основания галерей и башни и в зависимости от полученных результатов намечают разрезку галереи осадочными швами и конструкцию последних.

Сечение закрытых башен рассчитывают на равномерное наружное давление воды. Закрытые башни проверяют на всплывание и опрокидывание от возмож-

[1] Проф. И. П. Прокофьев, Теория сооружений, ч. II, 1940, проф. Б. Н. Жемочкин и Д. П. Пашевский, Курс строительной механики, ч. II., Статика сооружений, Стройиздат, 1950.

ного действия льда (при наполненном водохранилище) и ветра (при опорожненном водохранилище).

Башни сквозные или открытые рассчитывают, как обычные рамные или разрезные конструкции, а расчет их на устойчивость и осадку производят так же, как расчет закрытых башен.

25—7. КОНСТРУКЦИИ ВОДОСПУСКОВ

Водоспуски любого типа снабжаются обычно двумя затворами, из них один — аварийно-ремонтный, а другой — основной. Располагают их по возможности в начале водоспуска.

В случае водоспусков со стальными трубами затворы делают лишь на трубах (см. фиг. 25—19).

Башни и камеры управления затворами располагают главным образом в начале водоспуска (см. фиг. 25—18 и 25—21), но иногда и на некотором расстоянии от него. В этом случае башни делают уже в теле плотины, а в берегах устраивают шахты; участок до башни или камеры в этом случае находится всегда под напором, зато стоимость башни несколько уменьшается.

Затворы донных водоспусков устраивают по самым разнообразным схемам (см. гл. 26).

Пропуск строительных расходов обычно осуществляется через полное сечение галереи или тоннеля с временными затворами в головной части водоспуска.

В дальнейшем головная часть водоспуска заделывается бетонной пробкой с металлическими трубами, через которые и осуществляется пропуск эксплуатационных расходов.

При заборе воды для целей водоснабжения и наличии башни водозаборные отверстия располагают на разных отметках в стенках башни. Для опорожнения водохранилища служат нижние (донные) водоспускные отверстия. Указания о типах и конструкции затворов водоспусков — см. в гл. 26.

Подходные участки к донным водоспускам в виде каналов рассчитывают для случая пропуска через них строительного расхода. Крепление предусматривают соответственно образующимся при этом скоростям — в виде каменной мостовой или бетонных плит.

Закрытые башни водоспусков делают чаще всего круглого сечения, их внутренний диаметр назначают в зависимости от диаметра трубопроводов, прокладываемых в них, и от внутренних устройств, но не менее 2,5—3 *м* (см. фиг. 25—24).

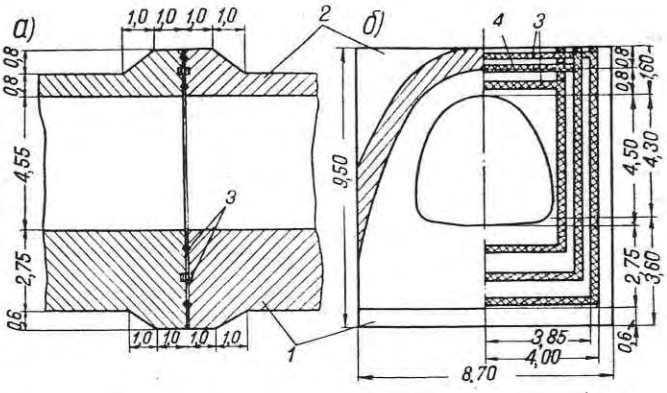
По высоте толщину стенки часто постепенно уменьшают снизу вверх, но не делают меньше 20 *см*.

Башням сквозным — открытым — придают обычно в плане прямоугольное очертание (см. фиг. 25—18).

При прокладке труб непосредственно в теле плотин без штольни, что вообще делать не рекомендуется, применяют стальные трубы и лишь для мало ответственных сооружений при напорах не более 5—6 *м* и диаметрах менее 0,8 *м* — звеньевые чугунные.

Металлические трубы в теле плотины укладывают на специально подготовленный бетонный фундамент или бетонные опоры и лишь при малой ответственности сооружения — непосредственно на грунт, с подготовкой и последующим весьма тщательным уплотнением грунта вокруг труб. Снаружи трубы покрывают антикоррозийными покрытиями.

При прокладке труб в галерее в зависимости от возможности изменений температуры и возникновения в связи с этим температурных напряжений по их длине, а также в месте соединения труб с бетонными массивными частями предусматривают компенсаторы сальникового и тарельчатого типа (см. гл. 29). Если трубопровод или галерея проектируются из железобетона, то внутреннее их сечение делают круглым, а внешнее очертание вверху круглым, подошву же для более равномерной передачи нагрузки на основание и лучшей связи с насыпью — плоской. Боковые поверхности труб или галерей делают вертикальными и наклонными, последнее более правильно, так как при этом достигается лучшее сопряжение грунта с насыпью.



Фиг. 25—28. Противофильтрационные устройства в стыках звеньев галереи

а — продольный разрез; *б* — поперечный разрез; *1* — основное сечение галереи; *2* — сечение в стыках; *3* — гудронные шпонки; *4* — компенсатор (см. фиг. 25—29)

При безнапорных галереях внутренние их размеры назначаются, во-первых, по условиям пропуска строительного расхода, во-вторых, из условий размещения в них напорных трубопроводов (фиг. 25—27) с оставлением достаточных промежутков между ними и стенками и дном галереи для возможности осмотра и ремонта трубопроводов.

С внешней стороны галерее обычно придают расширяющееся книзу очертание в виде подъемистого свода, опирающегося на нижнюю плиту с плоской подошвой. Свод очерчивается по параболе или эллипсу.

Высоту B (фиг. 25—27) обычно принимают не менее 1,5 *м*. Величина $a+b$ должна быть не менее максимальных ожидаемых осадок отдельных звеньев.

Величины e, c и h определяют по расчету. В редких случаях сечение железобетонных галерей делают прямоугольным.

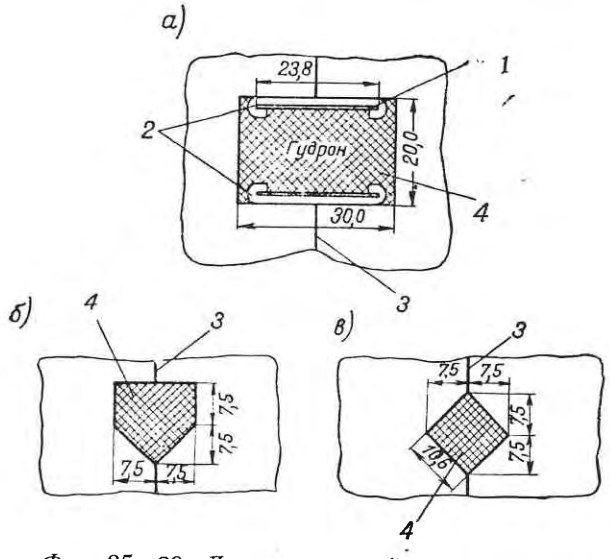
Внешнюю поверхность железобетонных галерей обычно защищают гидроизоляционными покрытиями и слоем наиболее водонепроницаемого грунта.

При наличии в основании сжимаемых грунтов галереи по длине разрезают на отдельные звенья не более 10—15 *м* длиной.

В швах между отдельными звеньями предусматривают осадочные и противофильтрационные устройства в виде компенсаторов и шпонок (фиг. 25—28 и 25—29). Компенсатор представляет собой металлический лист, закладываемый в углубления стыкуемых плоскостей, которые заполняют битумом или гудроном. Шпонка служит дополнительным устройством для защиты от фильтрации через шов.

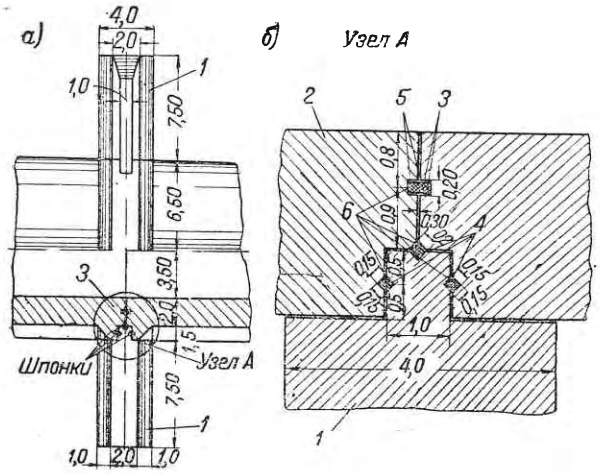
Для расположения в месте стыка шпонок и компенсаторов звенья приходится утолщать до 0,8—1 *м*.

При расположении по длине галереи противофильтрационных ребер их обычно делают лишь по бокам. Присоединение ребер осуществляется в месте стыка



Фиг. 25—29. Детали устройства стыков:

а — компенсатор; *б* — горизонтальная шпонка; *в* — вертикальная шпонка; *1* — оцинкованная сталь толщиной 3 *мм*; *2* — просмоленный войлок; *3* — прокладка из двух слоев толя; *4* — гудрон (битум)



Фиг. 25—30. Противофильтрационные ребра

а — фрагмент галереи в плане с показанием ребра; *б* — деталь примыкания ребра; *1* — ребро; *2* — стенка галереи; *3* — компенсатор из оцинкованной стали толщиной 3 *мм*; *4* — шпонки; *5* — прокладки из просмоленного войлока; *6* — заполнение гудроном (битумом)

двух звеньев при помощи осадочного и противофильтрационного шва (фиг. 25—30). Ребра обычно располагают в первой, начальной, трети длины галереи, считая от верхнего бьефа.

Если в основании галереи залегают мало сжимаемые скальные грунты, то галерею на отдельные звенья не разрезают, ограничиваясь лишь расположенными через 10—15 *м* усадочными швами, которые заделывают после прекращения усадочных явлений (это не относится к случаям разнородных грунтов основания); при отсутствии осадочных и противофильтрационных швов галерею выполняют без утолщений в швах.

При прокладке трубопроводов в галереях, разделенных на звенья, их укладывают на опоры, высоту которых можно изменять при просадках отдельных звеньев. Обычно трубы на опорах не закрепляют. Закрепление иногда предусматривается в местах ожидаемых наименьших осадок звеньев.

Выходную часть донных водоспусков на нескальных грунтах обычно устраивают в виде водобойного колодца и переходного участка от галереи к трапецоидальному каналу. Если металлические трубопроводы продолжаются на значительное расстояние за пределы плотины, то водобойные устройства постоянного типа не обязательны.

25—8. ВЫБОР ТИПА ВОДОСПУСКОВ

Выбор того или иного типа водоспуска производится с учетом целого ряда обстоятельств, а именно: 1) величины расчетного расхода; 2) типа плотины; 3) общей схемы организации работ; 4) геолого-топографических условий в районе узла; 5) эксплуатационных требований; 6) технико-экономических показателей.

Для донных водоспусков чаще применяют бетон и металл. Дерево для водоспусков применяют редко и то лишь для мало ответственных сооружений (III и IV классов).

При выборе типа водоспускного сооружения, особенно при сжимаемых основаниях и ответственных сооружениях (I и II классов), устройство трубчатых водоспусков с металлическими трубами без галереи не рекомендуется. Это не относится к случаю укладки труб в виде сифонов.

При слабых и сильно сжимаемых грунтах основания достаточно надежным следует считать трубчатый водоспуск с трубами, прокладываемыми в галерее. Так как этот тип по сравнению с другими является более дорогим, галерею следует использовать для пропуска строительных расходов на период строительства.

Водоспуски тоннельные обычно применяются при скальных берегах. Открытые водоспуски обычно применяются при напорах не более 15—20 *м* при возможности и целесообразности устройства отводного канала на пониженных отметках.

ЛИТЕРАТУРА

1. Волков В. П., Воронецкий Л. В., Зурабов Г. Г. и др., Туннели, т. I, Проектирование, Гострансжелдориздат, 1945.
2. Гидротехнические сооружения, под редакцией проф. Е. В. Близняка и М. М. Гришина, т. I и II, ГОНТИ, 1938 и 1939.
3. Гришин М. М., Гидротехнические сооружения, т. I и II, Стройиздат, 1947 и 1949.
4. Замарин Е. А., Попов К. В., Ладыгин Н. А., Олешкевич Л. В. и др., Курс гидротехнических сооружений, т. II, Сельхозгиз, 1946.
5. Замарин Е. А., Фандеев В. В., Гидротехнические сооружения, Сельхозгиз, 1954.
6. Зурабов Г. Г. и Бугаева О. Е., Безнапорные гидротехнические туннели, Стройиздат, 1940.
7. Туманян В. Н., Гидравлика сифонных водосбросов, Госэнергоиздат, 1949.
8. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Гидротехнические туннели гидроэлектростанции, Госэнергоиздат, 1952.

ГЛАВА ДВАДЦАТЬ ШЕСТАЯ

ЗАТВОРЫ

26—1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1. Понятие о затворе

Затвор служит для открывания и закрывания поверхностных и глубинных отверстий гидротехнических сооружений. Он состоит из: 1) подвижной части, в состав которой входят обшивка, вспомогательная балочная сеть, главные балки, опорно-ходовые конструкции, связи, противофильтрационные уплотнения и подвесные устройства, перемещающиеся вместе с затвором; 2) неподвижной (закладной) части, в состав которой входят элементы опорных конструкций, противофильтрационных уплотнений и подвесных устройств, заделываемые в кладку сооружения. Маневрирование затвором производится при помощи подъемного механизма, а в случае затвора гидравлического действия — при помощи аппарата управления.

2. Классификация затворов

Затворы можно классифицировать по их местоположению (поверхностные и глубинные), конструктивным признакам (плоские, сегментные, вальцовые, крышевидные, секторные, стоечно-плоские, поворотные фермы и др.), способу передачи затвором давления воды (на быки или устои, на быки или устои и флютбет, на флютбет), способу пропуска воды затвором (из-под низа, поверху, из-под низа и поверху), характеру движения затвора (поступательное, вращательное, поступательное и вращательное, перекатывание), типу привода затвора (механический, гидравлический, механо-гидравлический) и по материалу затвора (металлические, деревянные железобетонные, смешанные).

В зависимости от назначения затворы подразделяют на: 1) основные (используемые при эксплуатации сооружения); 2) аварийные (используемые при закрытии отверстия гидротехнического сооружения в случае аварии основного затвора); 3) ремонтные (используемые для закрытия отверстия гидротехнического сооружения при ремонте основного затвора); 4) строительные (используемые при возведении сооружения). Многопролетные плотины снабжают также одним-двумя запасными затворами для замены в случае необходимости основного затвора. При соответствующей конструкции один и тот же затвор может выполнять функции аварийного, ремонтного и запасного.

3. Указания по проектированию

При проектировании затворов необходимо:

а) удовлетворить в соответствии с назначением и классом сооружения эксплуатационные, конструктивно-строительные и технико-экономические требования [1];

б) принимать размеры затворов в соответствии с ГОСТ 4688-49 «Сооружения гидротехнические. Размеры отверстий, перекрываемых затворами» (см. также гл. 17 справочника);

в) производить расчет затворов на прочность и устойчивость на сумму одновременно действующих основных сил и нагрузок с проверкой (в отношении напряжений) на действие дополнительных и особых воздействий и наивыгоднейшей из возможных комбинаций их с основными силами [2];

г) для предварительных расчетов высоту сечения несущей части затвора назначать из условия допустимого прогиба f, вычисляемого по формуле:

$$f = \frac{5}{24} \cdot \frac{l^2}{E \cdot 2a} [\sigma], \qquad (26—1)$$

где l — расчетный пролет несущей части (ригеля) в *см*;

a — расстояние от центра тяжести расчетного сечения несущей части затвора до крайнего волокна пояса ригеля в *см*; принимается

$$a = (0{,}75 \div 0{,}65)\, h_{ст};$$

$h_{ст}$ — высота стенки ригеля;

f — прогиб ригеля в середине пролета в *см*;

E — модуль упругости, для стали:

$$E = 2\,100\,000 \ кг/см^2;$$

$[\sigma]$ — допускаемое напряжение в $кг/см^2$ для материала затвора;

---

[1] Наиболее важными являются эксплуатационные требования: обеспечение пропуска паводковых расходов, пропуска судов, льда и других плавающих тел, возможность маневрирования затвором зимой, точность регулирования подпорного горизонта и др. К основным конструктивно-строительным требованиям относятся: соответствие конструкции затвора размерам перекрываемого отверстия, увязка конструкции затвора с типом плотины и методом ее возведения, рациональное очертание затвора в гидравлическом отношении, жесткость и простота конструкции и др. Технико-экономические требования заключаются в минимальной стоимости затвора и применяемых конструкций быков и флютбета, минимальных эксплуатационных расходах и других технико-экономических соображениях, касающихся не только затвора, но и всего сооружения в целом.

[2] В настоящее время разрабатывается новый метод расчета конструкций затворов по предельному состоянию. Нижеследующее изложение соответствует существующим нормативным документам.

допускаемый максимальный прогиб основных элементов затвора не должен превосходить:

	Для постоянно действующих затворов	Для временно действующих затворов
для балок со сплошной стенкой . . .	$^1/_{750}l$	$^1/_{500}l$
для балок со сквозной стенкой (ферм)	$^1/_{1000}l$	$^1/_{700}l$

Расчетный прогиб второстепенных элементов не должен превышать $^1/_{250}l$;

д) В случае неравнозагруженных ригелей при $\frac{c}{h_{ст}} > 5$ для затворов со сплошными связями (диафрагмами) и $\frac{c}{h_{ст}} > 2$ для затворов с решетчатыми связями (c — расстояние между крайними ригелями) производить расчет затворов на кручение;

е) двухригельные затворы пролетом более 20 *м* или высотой более 6 *м*, перекрывающие водосливные отверстия, рассчитывать на косой изгиб;

ж) руководствоваться тем, что затворы, как правило, должны изготовляться сварными; электросварка допускается ручная (электродами с высококачественной обмазкой) или автоматическая (под слоем флюса); изготовление клепаных затворов допускается в случае специального обоснования; литые затворы применяются при малых размерах их — для глубинных отверстий;

з) руководствоваться тем, что конструкция затвора должна быть доступной и удобной для изготовления, монтажа, осмотра, ремонта и смены отдельных элементов, наиболее подверженных износу и повреждению;

и) при конструировании затворов применять сечения с возможно меньшим количеством составных элементов; максимально должны быть использованы прокатные профили; сечения не должны иметь узких щелей и пустот, не поддающихся осмотру, очистке и окраске; все основные несущие элементы, работающие на изгиб или осевое сжатие, должны быть достаточно жесткими;

к) нижнему краю затворов, пропускающих воду из-под низа, придавать благоприятное в гидравлическом отношении очертание; должна быть исключена возможность как прилипания струи к нижнему ригелю, так и значительной пульсации давления воды у нижней кромки затвора;

л) придавать безвакуумное очертание затвору при пропуске воды поверху, а для плоских, сегментных, вальцовых затворов, кроме того, необходимо обеспечивать отгон перелившейся струи от конструкции с подводом воздуха под струю;

м) при необходимости пропуска льда по верху затвора обеспечить надлежащее ледосбросное устройство, а также принять меры по предохранению затвора и его пазов от повреждения сбрасываемым льдом;

н) в случае маневрирования затвором зимой предусмотреть соответствующие конструктивные мероприятия (максимальную водонепроницаемость уплотнений; сведение к минимуму числа элементов, могущих смерзаться или примерзать к неподвижным частям сооружения; придание пазам затвора размеров, позволяющих легко очищать их от льда; обогрев пазов или подвижной конструкции).

В отношении выбора целесообразного типа поверхностного затвора можно привести [3] следующие общие соображения (табл. 26—1).

Таблица 26—1

Данные к выбору типа затвора

Условия применения	Целесообразные типы затворов (последовательность перечисления соответствует предпочтительности типа по технико-экономическим соображениям)
1. Водослив высокого профиля $\frac{P}{H} \geqslant 3$, $\frac{\delta}{H} < 1$ (P—высота водослива, H — напор над гребнем, δ—ширина гребня водослива)	1) Сегментные; 2) плоские; 3) клапанные уравновешенные и с механическим приводом; 4) вальцовые; 5) секторные поплавковые
2. Водослив повышенного профиля $\frac{P}{H} = 1 \div 3$, $\frac{\delta}{H} = 1 \div 2$	1) Сегментные; 2) плоские; 3) клапанные уравновешенные и с механическим приводом; 4) вальцовые; 5) секторные поплавковые; 6) секторные механо-гидравлического действия; 7) секторные тонущие; 8) крышевидные
3. Водослив низкого профиля $\frac{P}{H} \leqslant 1$, $\frac{\delta}{H} > 2$	1) Сегментные и крышевидные; 2) плоские; 3) клапанные; 4) вальцовые

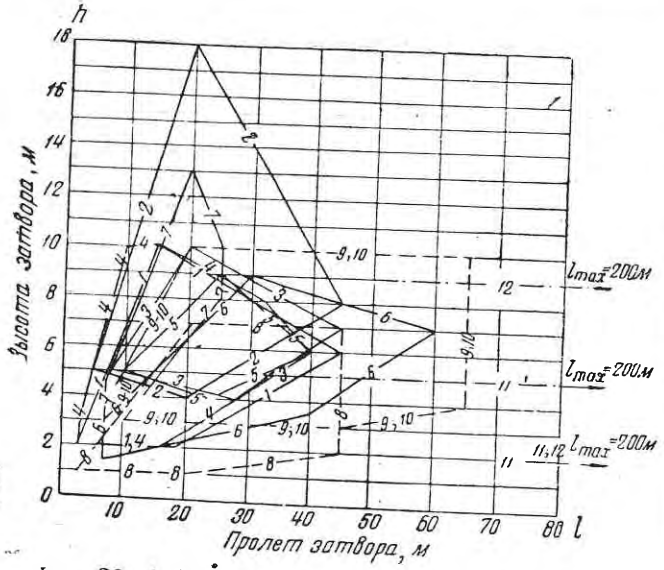
26—А. ПОВЕРХНОСТНЫЕ ЗАТВОРЫ

26—2. ПЛОСКИЕ ЗАТВОРЫ

1. Область применения

Плоские затворы являются наиболее распространенным типом затворов, особенно на многопролетных плотинах с крановым хозяйством. Они могут перекрывать отверстия пролетом до 40—45 *м* и высотой до 17—18 *м* (см. фиг. 26—1, где оконтурены зоны целесообразных габаритов затворов). Плоские затворы применяются при самых разнообразных условиях эксплуатации, поскольку они удовлетворяют большинству основных требований, предъявляемых к водосливным плотинам, могут быть применены на водосливе любого профиля без уширения его гребня, имеют простую и хорошо испытанную конструкцию, а по стоимости являются одними из наиболее экономичных.

Основным недостатком, препятствующим применению плоских затворов в суровых климатических условиях, является ненадежность их работы в период зимы и пропуска ледохода (при частично открытых отверстиях); применение электрообогрева смягчает, но полностью не устраняет этот недостаток.

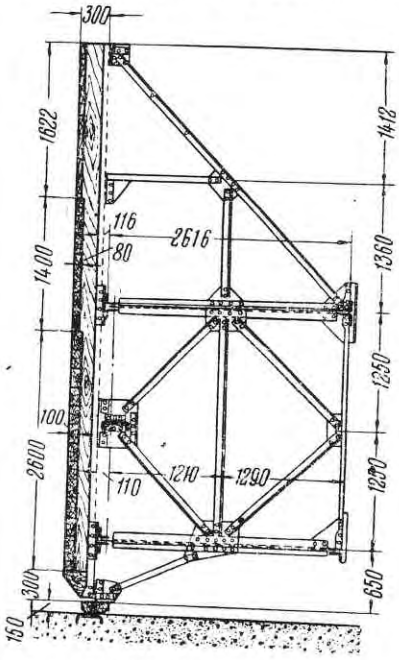


Фиг. 26—1. График перекрывающей способности затворов

1 — плоские одиночные затворы двухригельные; *2* — плоские сдвоенные затворы; *3* — плоские затворы с клапаном: *4* — сегментные одиночные затворы; *5* — сегментные затворы с клапаном: *6* — вальцовые затворы с нижним щитком; *7* — вальцовые затворы с передним козырьком; *8* — крышевидные затворы; *9* — секторные затворы гидравлического действия тонущие; *10* — секторные затворы гидравлического действия поплавковые; *11* — поворотные фермы со спицами; *12* — поворотные фермы со щитками

2. Типы затворов

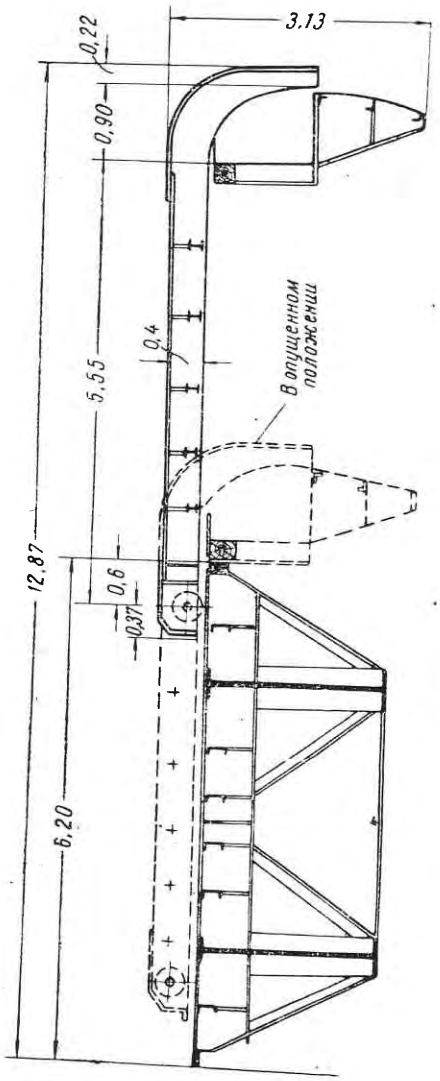
Плоские затворы могут представлять собой одиночную, т. е. не подразделенную по высоте на части конструкцию, при подъеме которой происходит истечение воды из-под низа затвора (фиг. 26—2).



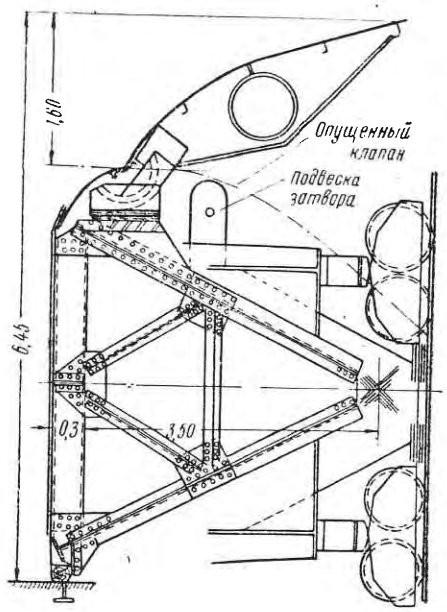
Фиг. 26—2. Плоский одиночный затвор

Усложнение требований, предъявляемых к плотине в отношении точности регулирования подпорного горизонта, возможности сброса льда и других плавающих тел без значительной потери воды, вызвало необходимость сброса воды поверху затвора. В силу этого появились затворы сдвоенные или с клапаном. Сдвоенный затвор показан на фиг. 26—3, а затвор с клапаном на фиг. 26—4. Высота верхней части сдвоенного затвора составляет обычно 0,25—0,40 полной высоты затвора, клапану придается высота не менее 1,5—2 *м* для возможности сброса льда по верху затвора.

Наибольшее распространение в современной практике плотиностроения получили одиночные двухригельные колесные затворы, применяемые при высоте до 10 *м*, и сдвоенные затворы, применяемые при высоте более 5 *м*. В меньшей мере нашли применение затворы с клапаном, для которых характерна высота от 5 до 8—9 *м*. Затворы сдвоенные и с клапаном благодаря своим ценным свойствам применены на ряде новейших больших плотин, несмотря на их бо́льшую сложность и стоимость. В последнее время появились также секционные плоские затворы, подразделенные по высоте на 2—3 части одинаковой высоты.



Фиг. 26—3. Плоский сдвоенный затвор



Фиг. 26—4. Плоский затвор с клапаном

Опорно-ходовые части плоского затвора могут быть скользящими, катковыми, гусеничными и колесными; наиболее распространены последние.

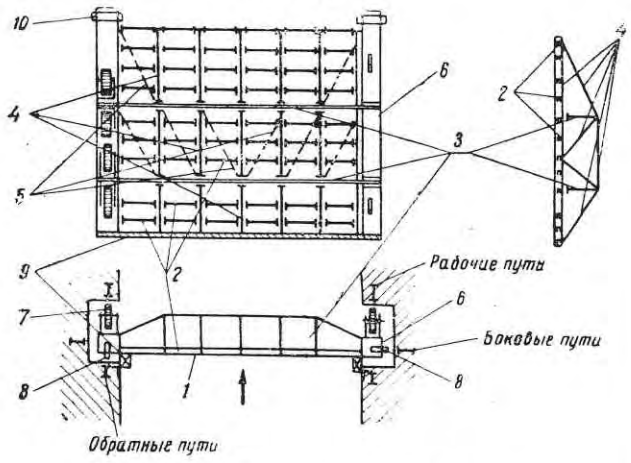
3. Конструкция затворов (Фиг. 26—5)

Обшивка затвора должна быть водонепроницаемой и изготовляется обычно из плоской листовой стали. Расчетная толщина обшивки определяется по формуле:

$$\delta = a\sqrt{\frac{\varphi p}{2[\sigma](1+n^2)}}, \qquad (26—2)$$

где δ — толщина обшивки в *см*;

$n = a : b$;



Фиг. 26—5. Схема плоского затвора

1 — обшивка; *2* — вспомогательные балки; *3* — главные ригели; *4* — вертикальные поперечные связи; *5* — продольные связи; *6* — опорно-концевые стойки; *7* — опорно-ходовые части; *8* — вспомогательные опорные устройства; *9* — противофильтрационное уплотнение; *10* — подвесные устройства

a — длина короткой стороны балочной клетки, на которую опирается обшивка;

b — длина длинной стороны этой клетки;

p — удельное давление в центре балочной клетки в *кг/см²*;

$[\sigma]$ — допускаемое напряжение на изгиб для листовой стали в *кг/см²*;

φ — коэффициент, характеризующий заделку обшивки по контуру; для свободно лежащей плиты $\varphi = 1{,}13$, для плиты, закрепленной по двум сторонам, $\varphi = 1{,}00$, для плиты, закрепленной по четырем сторонам, $\varphi = 0{,}75$.

Наиболее целесообразны соотношения сторон балочной клетки 1 : 1—1 : 2; если это соотношение более 1 : 3, то обшивку следует рассчитывать, как плиту, закрепленную по двум сторонам. К расчетной толщине обшивки добавляется 1 *мм* в запас на ржавление, и полученная толщина округляется до ближайшей толщины по ГОСТ, которая, однако, не должна быть менее 6 *мм*.

Вес обшивки составляет обычно значительную часть полного веса затвора, поэтому при проектировании стремятся уменьшить ее толщину; однако для этого требуется более густая балочная сеть. Наиболее рациональное решение получается при минимальном суммарном весе обшивки и балочной сети.

Вспомогательные балки служат опорами для обшивки и передают воспринимаемое от нее давление воды на главные ригели (иногда на главные стойки). Эти балки конструируют обычно из прокатных профилей (швеллеров или уголков) и рассчитывают, как свободно лежащие на двух опорах балки, изгибаемые равномерно распределенной нагрузкой.

Главные ригели служат для передачи давления воды на опорные конструкции затвора. Обычно в плоских затворах проектируют два главных ригеля с четырьмя опорными точками в виде отдельных колес или колесных тележек. Многоригельные затворы применяются в основном: 1) при большой высоте и малом пролете, если ригели можно осуществить из прокатных профилей, и 2) в скользящих затворах для обеспечения равномерности передачи нагрузки на опорные брусья. Ригели выполняются чаще со сплошными стенками, сквозные ригели применяются при пролетах более 20 *м* и в случае особых гидравлических требований.

Размещение ригелей по высоте затвора производят, исходя из принципа их равнонагруженности. При двухригельной схеме это достигается расположением ригелей на равном расстоянии от равнодействующей горизонтального давления воды. Для затворов высотой 5—10 *м* обычно преобладают следующие соотношения: длина верхней консоли $0{,}45 \div 0{,}48\ h$, расстояние между осями ригелей $0{,}35 \div 0{,}40\ h$, длина нижней консоли $0{,}13 \div 0{,}18\ h$, где h — высота затвора. При многоригельной схеме размещение ригелей производится путем разбивки полной эпюры давления воды на затвор на n равновеликих площадей, в центрах тяжести которых и должны быть размещены ригели (n — число их).

На главные ригели передается нагрузка от ряда сосредоточенных сил (от вспомогательных балок) и от прилегающих панелей обшивки. Главные ригели сплошного сечения можно рассчитывать, как свободно лежащие на двух опорах балки, изгибаемые равномерно распределенной нагрузкой. При сквозных ригелях (фермах) нагрузки от вспомогательных балок прилагаются в узлах фермы, кроме того, верхний пояс фермы подвергается местному изгибу от давления воды, передаваемого обшивкой. Расчетный пролет главных ригелей, т. е. расстояние между осями колес, на 5—12% больше пролета отверстия в свету (нижний предел от-

носится к затворам пролетом более 10 *м*, верхний — к малым затворам пролетом до 3 *м*).

Связи служат для обеспечения малой деформируемости конструкции затвора. Связи бывают двух видов: 1) вертикальные поперечные (в виде ферм или диафрагм), воспринимающие нагрузку от вспомогательных балок и передающие ее главным ригелям, 2) продольные связи, расположенные с верховой и низовой сторон затвора, воспринимающие собственный вес затвора и другие вертикально действующие силы и передающие их на опорно-концевые стойки. В затворах с металлической обшивкой функции продольных связей с верховой стороны выполняет обшивка.

Опорно-концевые стойки располагаются по краям затвора, воспринимают нагрузку от главных ригелей и служат для закрепления в них опорно-ходовых частей и осей подвесных устройств.

Опорно-ходовые части воспринимают нагрузку от несущей конструкции и передают ее быкам или устоям, а также служат для передвижения затвора. При передвижении затвора между подвижными и неподвижными (закладными) опорно-ходовыми частями возникают силы трения скольжения (в скользящих затворах) или силы трения скольжения и качения или только силы трения качения (в колесных затворах).

Усилия для преодоления сил трения в скользящих опорах

$$T_1' = P_п f, \qquad (26—3)$$

где $P_п$ — нагрузка на опоры (полное горизонтальное давление воды на затвор);
f — коэффициент трения скольжения, равный: дерево по дереву поперек волокон насухо — 0,60; дерево по дереву поперек волокон в воде — 0,70; дерево по стали насухо — 0,55; дерево по стали в воде — 0,65; сталь по стали без смазки, в воде с учетом загрязнения — 0,50; сталь по бронзе насухо — 0,30; сталь по бронзе со смазкой — 0,25; лигнофоль по металлу — 0,1.

Усилия для преодоления сил трения в колесных опорах с подшипниками скользящего трения (фиг. 26—6,*а*).

$$T_1'' = P_п \frac{rf + k}{R}, \qquad (26—4)$$

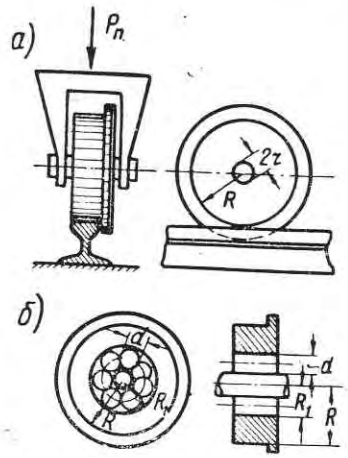
где r — радиус оси колеса;
R — радиус колеса;
k — коэффициент (плечо) трения качения при металлических поверхностях, в *см*, равный при работе под водой 0,1 *см*, без воды 0,05 *см*.

Усилия для преодоления сил трения в колесных опорах с роликовыми подшипниками (фиг. 26—6,*б*)

$$T_1''' = P_п k \frac{\frac{R_1}{d} + 1}{R}, \qquad (26—5)$$

где R_1 — радиус внутреннего обода колеса;
d — диаметр роликов;
R — радиус наружного обода колеса.

Величина T_1'' теоретически в 5—7 раз, а величина T_1''' в 20—50 раз меньше T_1', из чего ясна эффективность колесных опор, особенно с роликовыми подшипниками. Однако в последние годы у нас успешно внедряются затворы со скользящими опорами из лигнофоля, отличающимися малым сопротивлением трению, простотой и дешевизной.



Фиг. 26—6. Схемы колесных опор плоских затворов

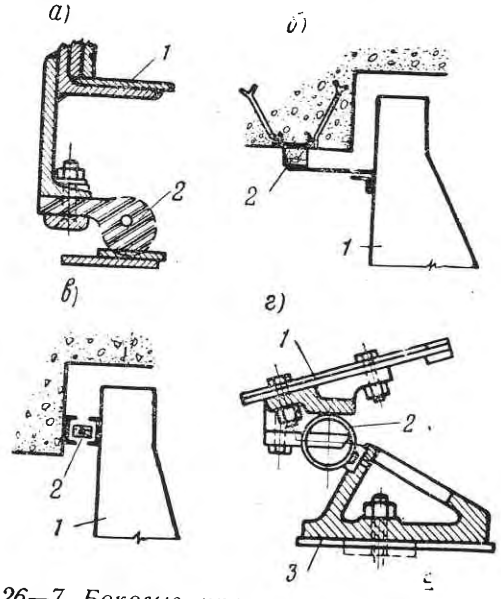
Для ограничения боковых перемещений и перекосов затвора служат вспомогательные опорные устройства в виде обратных и боковых колес.

Противофильтрационные уплотнения служат для обеспечения водонепроницаемости в контактах затвора с быками или устоями и порогом плотины, в соответствии с чем различают боковое и донное уплотнения. Конструкции боковых уплотнений показаны на фиг. 26—7, наиболее распространенным из них является резиновое уплотнение (фиг. 26—7, *а*), а также гибкий металлический лист толщиной 2—5 *мм* с деревянным бруском (фиг. 26—7, *б*) на конце (длина свободного конца листа принимается равной от 100 до 300 *мм*).

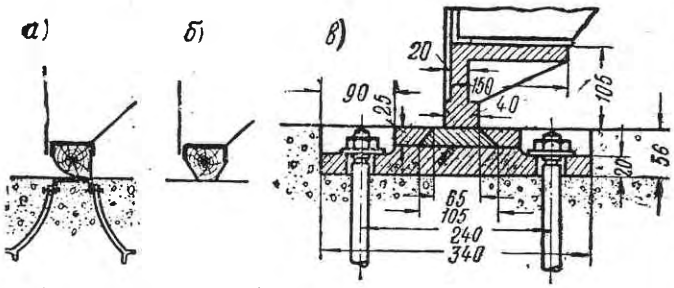
Боковое уплотнение вследствие трения между ним и быком вызывает сопротивление движению затвора, для преодоления которого необходимо усилие

$$T_2 = P_б f), \qquad (26—6)$$

где $P_б$ — давление воды на оба боковые уплотнения;
f — коэффициент трения скольжения.



Фиг. 26—7. Боковые уплотнения плоских затворов
1 — затвор; *2* — уплотнение; *3* — закладная отливка



Фиг. 26—8. Донные уплотнения плоских затворов

Донное уплотнение выполняют чаще всего в виде деревянного бруса обтекаемой (фиг. 26—8, *а*) или близкой к ней (фиг. 26—8, *б*) формы, иногда в виде стальной отливки (фиг. 26—8, *в*) или листа, упирающихся в полосу баббита в отливке, заделанной в порог.

Подвесные устройства (см. фиг. 26—5, *10*) служат для соединения подвижной части затвора с тягами подъемного механизма, а также с подцепами для временной подвески затвора.

Помимо перечисленных элементов подвижной части, затвор имеет также неподвижную часть, которая состоит из закладных элементов опорно-ходовых частей и уплотнений, иногда устройства для обогрева затвора.

4. Определение собственного веса и подъемного усилия

Собственный вес подвижной части одиночного затвора (в тоннах) для предварительных подсчетов определяется по формуле А. Р. Березинского:

$$G = 0{,}055\, F \sqrt{F}, \qquad (26—7)$$

или П. А. Ефимовича

$$G = 0{,}157\, F \sqrt[4]{F}, \qquad (26—8)$$

или А. П. Цветкова — П. П. Лаупмана

$$G = 0{,}064\,[(H_1 l^2)^{1/3} - 1]F,$$

(но не менее 0,24 и не более 0,80 *т/м*^{2}),

где F — площадь затвора в свету в *м*^{2};

H_1 — напор над центром отверстия в *м*;

l — пролет отверстия в *м*.

Существуют также формулы В. В. Дмитриева [13] и др.

По данным практики проектирования, для плоского затвора с клапаном $G_{кл}=1{,}25G$, для сдвоенного затвора $G_{сдв}=1{,}3G$.

Вес неподвижной части плоского колесного затвора приближенно может быть принят равным $0{,}2G$.

Расчетное подъемное усилие для плоского затвора определяется по формуле:

$$T = K\,(G + T_1 + T_2 + P_1 - P_2 - P_3), \qquad (26—9)$$

где K — коэффициент запаса на неподдающиеся учету сопротивления, принимаемый в зависимости от условий эксплуатации равным 1,25—1,50;

G — вес подвижной части затвора;

T_1 — усилие для преодоления сил трения в опорах [см. формулы (26—3)—(26—5)];

T_2 — усилие для преодоления сил трения в уплотнениях [см. формулу (26—6)];

P_1 — вертикальное давление слоя воды над затвором;

P_2 — вертикальное давление воды (снизу вверх) на низ затвора;

P_3 — вес противовеса (если он имеется).

Для предварительных подсчетов подъемное усилие может быть определено по формулам А. Р. Березинского:

для скользящих затворов (без лигнофолевых опор)

$$T = K\,(G + 0{,}6\,P_п); \qquad (26—10)$$

для колесных затворов

$$T = K\,(G + 0{,}08\,P_п), \qquad (26—11)$$

где $P_п$ — полное горизонтальное давление воды на затвор.

Усилие для опускания затвора S определяется по формуле:

$$S = K_1\,(T_1 + T_2 + P_2 + P_3 - G - P_1), \qquad (26—12)$$

где K_1 — коэффициент запаса на надежность посадки, $K_1 \geqslant 1{,}25$.

Силу P_1 следует учитывать только при опускании затвора в спокойную воду.

Максимальное значение S имеет место при посадке затвора на порог. Если $G+P_1>T_1+T_2+P_2+P_3$, усилие S отрицательно, т. е. затвор, как это большей частью и бывает, опускается сам. В противном случае (обычно при скользящих опорах) требуется принудительная посадка затвора, осуществляемая жесткими тягами.

5. Подъемный механизм

Механизмы для подъема плоских затворов могут быть стационарные и передвижные (краны). Стационарные механизмы, обслуживающие каждый затвор в отдельности, применяются при относительно небольшом числе и размерах затворов и отсутствии необходимости в передвижном кране для производства строительно-монтажных работ, для установки и разборки аварийно-ремонтных заграждений, обслуживания щитового отделения примыкающей к плотине ГЭС. В противном случае, особенно при большом числе затворов на плотине, применяются передвижные краны.

Лебедка подъемного механизма имеет моторный и ручной приводы. Скорость подъема плоских затворов при моторном приводе может достигать $v=1 \div 2$ *м/мин*, при ручном $v=0{,}01 \div 0{,}03$ *м/мин*. Мощность мотора (в *л. с.*) может быть определена по формуле:

$$N = \frac{Tv}{75 \cdot 60\eta}, \qquad (26—13)$$

где T — принятое подъемное усилие в *кг*;

v — скорость подъема в *м/мин*;

η — суммарный к. п. д. механизма, для предварительных подсчетов принимаемый равным 0,6.

Вес (в тоннах) стационарного подъемного механизма одиночного затвора, включая вес лебедки, станины, передач, тяг и т. п., для предварительных расчетов может быть определен по формуле А. Р. Березинского:

$$G_м = 0{,}1\,T\,(3{,}5 + v) - 0{,}0005\,T^2, \qquad (26—14)$$

где T — принятое подъемное усилие в *т*;

v — скорость подъема в *м/мин*.

Для подъемного механизма затворов с клапаном и сдвоенных получаемый по этой формуле вес должен быть увеличен на 15—20%.

26—3. СЕГМЕНТНЫЕ ЗАТВОРЫ

1. Область применения

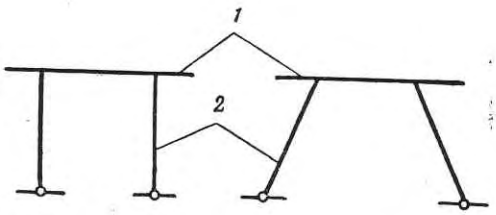
Сегментные затворы применяются очень широко и перекрывают отверстия (см. фиг. 26—1) пролетом до 35—40 *м* и высотой до 9—10 *м*. В настоящее время имеются проекты сегментных затворов высотой до 15 *м*. Сегментные затворы могут быть применены на водосливе любого профиля без уширения его гребня, обладают простой и надежной конструкцией, вполне удовлетворительно работают в условиях зимы и обильных наносов, являются одним из наиболее экономичных типов затворов.

2. Типы затворов

Сегментный затвор имеет водоудерживающую стенку в виде части кругового цилиндра (иногда плоского щита), опирающуюся на две концевые стойки (ноги), которые вращаются вокруг горизонтальной оси. Обычно центр вращения затвора совпадает с центром кривизны водоудерживающей стенки, поэтому равнодействующая давления воды проходит через ось вращения и при подъеме сегментного затвора приходится преодолевать только часть собственного веса затвора и незначительные силы трения в подшипниках. Этим сегментный затвор выгодно отличается от плоского, одним из существенных недостатков которого является значительное подъемное усилие, превышающее вес затвора в $1\frac{1}{2}$, иногда 2 раза.

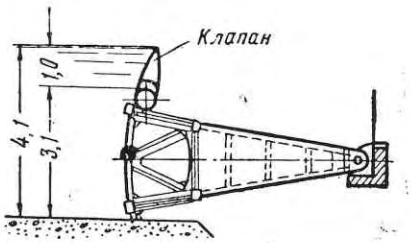
Сегментные затворы применяются преимущественно в виде одиночной двухригельной конструкции, имеющей в плане П-образный вид (портальный тип). При небольших размерах сегментных затворов (при пролетах до 10 *м* и нагрузках до 100 *т*) можно применять также двухконсольные порталы с наклоненными к быкам ногами, обеспечивающие более благоприятную схему статической работы ригелей конструкции (фиг. 26—9).

Стремление обеспечить более точное регулирование подпорного горизонта и сброс льда и плавающих тел

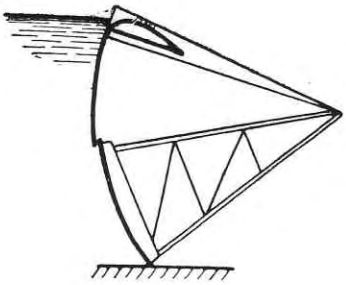


Фиг. 26—9. Схемы двухконсольных сегментных затворов

1 — водоудерживающая стенка; *2* — нога



Фиг. 26—10. Сегментный затвор с клапаном



Фиг. 26—11. Сегментный сдвоенный затвор

по верху затвора привело к появлению затворов с клапаном (фиг. 26—10) и сдвоенных; новейшая и наиболее совершенная конструкция сдвоенных затворов показана на фиг. 26—11. В последние годы появилась конструкция сегментного затвора, которая, помимо вращательного, имеет и поступательное движение вертикально вверх для подъема затвора на значительную высоту над нормальным подпорным горизонтом [3]. Наконец следует отметить появление в последнее десятилетие различных конструкций автоматических сегментных затворов [3], автоматичность действия которых достигается применением противовесов, уравновешивающих затвор, и системы поплавков или других подобных приспособлений, регулирующих движение затвора.

3. Конструкция затворов

Расчет и конструирование обшивки, вспомогательной балочной сети и уплотнений сегментного затвора аналогичны таковым для плоского затвора. Главные ригели в портальном типе затвора составляют вместе с опорными ногами портальные рамы, которые выполняют сплошными или при пролетах более 10—12 *м* — сквозными. Вследствие закрепления концов ног в опорных шарнирах при изгибе главных ригелей изгибаются и ноги, в результате чего в шарнирах появляются горизонтальные силы распора. При значительных колебаниях температуры воздуха следует учесть также распор в портальных рамах, вызываемый этим фактором.

При выборе сечений опорных ног затвора следует учитывать, что жесткие ноги рамы разгружают ригель и увеличивают распор, и наоборот. При этом необходимо стремиться к тому, чтобы распор оставался в пределах, практически не влияющих на размеры быка плотины.

Конструкция сегментного затвора подвергается скручиванию вследствие несовпадения центров тяжести всего затвора и одной водоудерживающей стенки. В некоторых случаях в целях облегчения подъема затвора ось вращения располагают таким образом, что равнодействующая давления воды проходит выше оси вращения, что, однако, вызывает дополнительные скручивающие усилия. Особо значительной величины скручивающие усилия достигают при одностороннем приводе.

В целях создания конструкции, хорошо сопротивляющейся ударам, навалу льда и скручиванию, и упрощения подъемного механизма (подъем затвора за один конец) в последнее время появились сегментные затворы с водоудерживающей стенкой в виде круглой или овальной трубы [2].

Положение оси вращения сегментного затвора выбирают, исходя из следующих требований: 1) незатопляемости опорных частей при поднятом затворе; 2) по возможности уменьшения подъемного усилия в начале подъема, для чего равнодействующая давления воды должна проходить несколько выше оси вращения, однако при условии обеспечения устойчивости затвора на пороге и надежности его посадки на порог; 3) обеспечения не слишком острого угла, образуемого нижним краем затвора с порогом, что желательно по гидравлическим и конструктивным соображениям.

Величина радиуса, которым описывается кривая водоудерживающей стенки, отражается на весе конструкции, величине подъемного усилия, размерах быков. Минимальная величина радиуса желательна из соображений уменьшения длины быка, облегчения работы ног затвора и уменьшения его веса. Максимальная его величина желательна из соображений уменьшения подъемного усилия. Обычно $r=(1{,}2\div1{,}5)h$; при повышенной оси вращения $r=(1{,}5\div2{,}5)h$, где h — высота затвора.

4. Определение собственного веса и подъемного усилия

Собственный вес подвижной части одиночного сегментного затвора (в тоннах) для предварительных подсчетов можно определять по формуле А. Р. Березинского:

$$G=0{,}15F\sqrt[4]{F}, \qquad (26\text{—}15)$$

где F — площадь отверстия, перекрываемого затвором в свету, в $м^2$;

или П. А. Ефимовича:

$$G=A(hl^2H_{ц})^{0,8}, \qquad (26\text{—}16)$$

где F — площадь затвора в свету в $м^2$;
h — высота затвора в $м$;
$H_{ц}$ — напор над центром затвора в $м$;
l — пролет затвора в свету в $м$;
A — коэффициент, принимаемый для малых затворов равным 0,09, для больших 0,052.

Существуют также формулы В. В. Дмитриева [13] и др.

Для сегментного затвора с клапаном $G_{кл}=1{,}25G$.

Вес неподвижной части приближенно может быть принят равным $0{,}15G$.

Расчетное подъемное усилие определяется по формуле (фиг. 26—12):

$$T=K(T_1+T_2+T_3-T_4). \qquad (26\text{—}17)$$

Здесь T_1 — усилие для преодоления собственного веса затвора, $T_1=\frac{Gg}{t}$;

G — вес подвижной части затвора;
g — плечо силы собственного веса G;
t — плечо подъемного усилия относительно центра вращения затвора.

Величина T_1 в начале подъема постепенно возрастает, затем начинает уменьшаться, причем всегда $T_1<G$, так как $g<t$.

T_2 — усилие для преодоления сил трения в осях опорных шарниров:

$$T_2=\frac{Pfr_0}{t} \qquad (26\text{—}18)$$

(P — результирующее давление в шарнирах от воды R и части собственного веса затвора G_1, передающейся на шарниры (фиг. 26—12,*б*); r_0 — радиус оси шарнира; f — коэффициент трения скольжения).

Усилие T_2 невелико в начальный момент подъема и падает до нуля в момент выхода затвора из воды. По сравнению с другими сопротивлениями движению величина T_2 настолько мала, что ею можно пренебречь.

T_3 — усилие для преодоления сил трения в боковых уплотнениях:

$$T_3=\frac{P_бf\left(r+\frac{b}{2}\right)}{t} \qquad (26\text{—}19)$$

($P_б$ — давление воды на оба боковых уплотнения; r — радиус цилиндрической поверхности обшивки; b — ширина уплотняющего устройства).

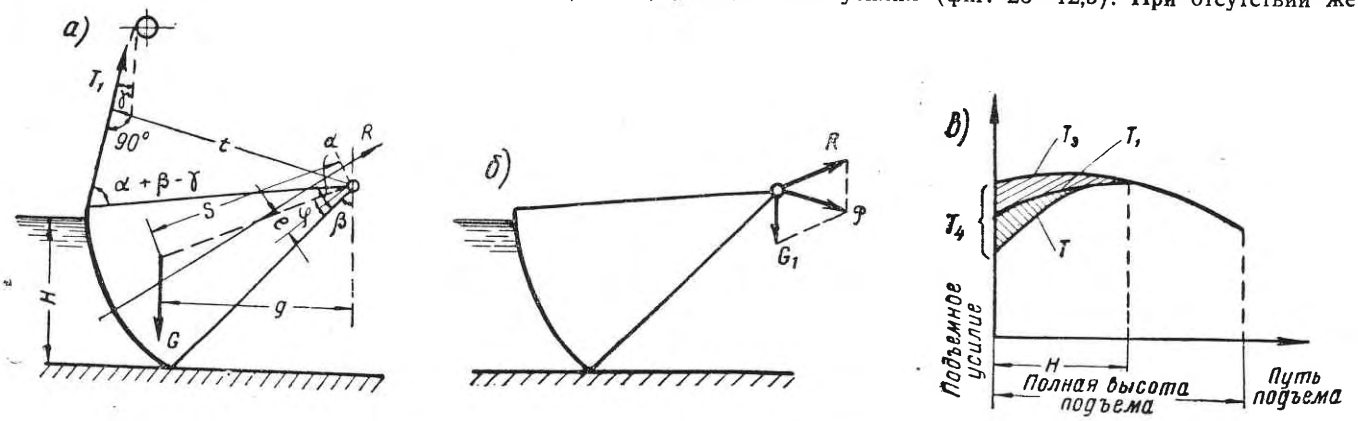
Наибольшая величина T_3 имеет место в начале подъема и падает до нуля при выходе затвора из воды.

T_4 — разгружающее действие воды в случае прохождения равнодействующей полного давления воды на затвор R выше оси вращения:

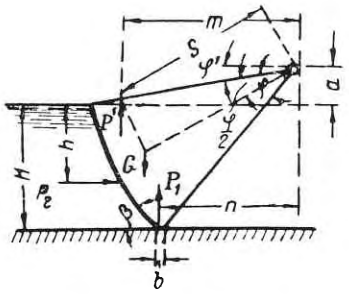
$$T_4=-\frac{Re}{t}$$

(e — эксцентриситет силы P относительно центра вращения).

Наибольшая величина T_4 имеет место в начале подъема, благодаря чему в этот момент имеется резерв подъемного усилия (фиг. 26—12,*в*). При отсутствии же



Фиг. 26—12. К расчету подъемного усилия сегментного затвора



Фиг. 26—13. К расчету устойчивости сегментного затвора на пороге плотины

указанного эксцентриситета максимальное подъемное усилие получается в начальный момент подъема, что в эксплуатационном отношении менее желательно.

K — коэффициент запаса; $K=1{,}25 \div 1{,}50$.

Все составляющие подъемного усилия T определяются для нескольких характерных положений затвора (фиг. 26—12,*в*), а в формулу (26—17) подставляются величины T_1, T_2, T_3 и T_4, соответствующие положению затвора, при котором суммарное подъемное усилие достигает максимума.

Величина t изменяется по закону:

$$t = r \sin(\alpha + \beta - \gamma), \qquad (26-20)$$

где r — расстояние точки прикрепления тяги от центра вращения.

Величина g изменяется по закону:

$$g = s \sin(\beta + \varphi). \qquad (26-21)$$

Для предварительных подсчетов подъемное усилие может быть определено по формуле А. Р. Березинского:

$$T = K(0{,}7\,G + 0{,}04\,P_г), \qquad (26-22)$$

где $P_г$ — горизонтальное давление воды на затвор;
K — коэффициент запаса, равный 1,25—1,50.

Устойчивость затвора на пороге плотины определяется коэффициентом устойчивости, равным отношению моментов сил (относительно оси вращения), стремящихся прижать затвор к порогу и поднять его.

Момент, стремящийся прижать затвор к порогу, определяется из выражения (фиг. 26—13):

$$M_1 = Gs \cos\left(\varphi' + \frac{\varphi}{2}\right) + P_г(h+a), \qquad (26-23)$$

где G — вес затвора;
s — расстояние центра тяжести от оси вращения затвора, которое для предварительных подсчетов может быть принято $s=0{,}8r$;
$P_г$ — горизонтальная составляющая полного давления воды на затвор;
h — ордината силы $P_г$ относительно подпорного горизонта;
a — возвышение оси вращения над подпорным горизонтом.

Момент, стремящийся поднять затвор, равен:

$$M_2 = P'm + P_1 n, \qquad (26-24)$$

где P' — вертикальная составляющая полного давления воды на затвор;
m — плечо силы P' относительно оси вращения затвора;
P_1 — давление воды (снизу вверх) на брус донного уплотнения; $P_1 = \gamma\, blH$ (γ — объемный вес воды; b — ширина бруса; l — пролет затвора; H — напор верхнего бьефа);
n — плечо силы P_1 относительно оси вращения затвора.

Устойчивость сегментного затвора на пороге определяется из условия:

$$\frac{M_1}{M_2} \geqslant 1{,}25. \qquad (26-25)$$

Надежность донного уплотнения определяется из условия:

$$\frac{Q}{P_1} \geqslant 1{,}25, \qquad (26-26)$$

где Q — сила, с которой донный брус должен давить на порог.

Величина Q определяется из равенства нулю момента всех сил, действующих на затвор, относительно оси O (см. фиг. 26—13):

$$M = P'm + Qn - Gs\cos\left(\varphi' + \frac{\varphi}{2}\right) - P_г(h+a) = 0, \qquad (26-27)$$

где Q — реакция порога, равная и противоположная по знаку силе давления на порог:

$$Q = \frac{Gs\cos\left(\varphi' + \frac{\varphi}{2}\right) + P_г(h+a) - P'm}{n} \geqslant 1{,}25\,\gamma\, Hbl. \qquad (26-28)$$

При невыполнении этих условий приходится прибегать к смещению оси вращения вверх относительно центра окружности цилиндрической обшивки, хотя это вызывает увеличение подъемного усилия.

5. Подъемный механизм

Подъемные механизмы сегментных затворов применяют преимущественно стационарного типа. Конструкция и основные расчетные данные подъемников сегментных затворов в общем аналогичны таковым для плоских затворов. Вес (в тоннах) подъемного механизма одиночного затвора для предварительных расчетов может быть определен по формуле А. Р. Березинского:

$$G_м = 0{,}1\,T(2{,}5 + v) - 0{,}0005\,T^2, \qquad (26-29)$$

где T — принятое подъемное усилие в *т*;
v — скорость подъема затвора в *м/мин*.

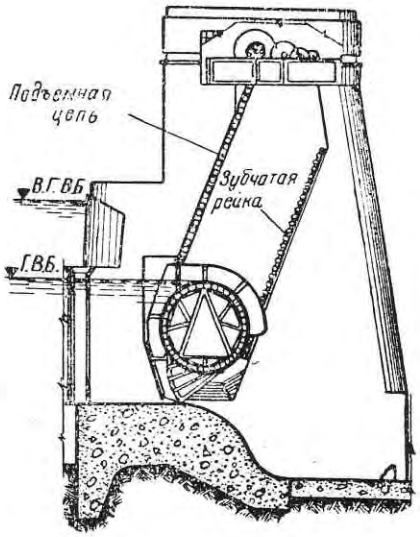
Приближенно можно принимать $G_м = 0{,}3T$.

Для подъемного механизма затворов с клапаном и сдвоенных получаемый по этой формуле вес должен быть увеличен на 15—20%.

26—4. ВАЛЬЦОВЫЕ ЗАТВОРЫ

1. Область применения

Вальцовые затворы получили распространение главным образом на плотинах с тяжелыми условиями зимней службы и при обилии наносов и плавающих тел.



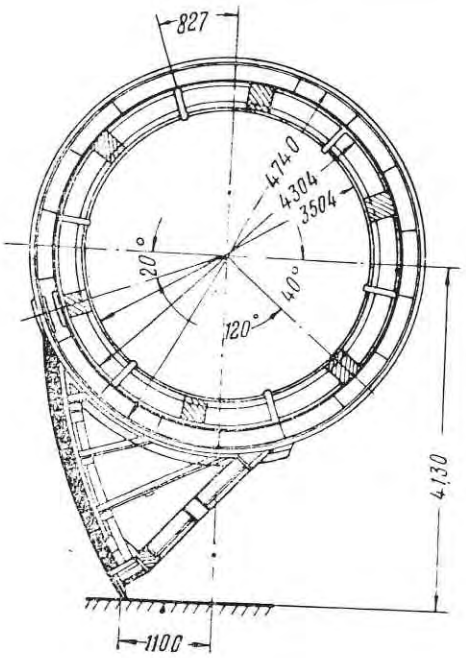
Фиг. 26—14. Вальцовый затвор

Однако высокая стоимость и трудности изготовления и монтажа вальцовых затворов, значительные размеры быков для них являются серьезным препятствием к расширению их сферы применения.

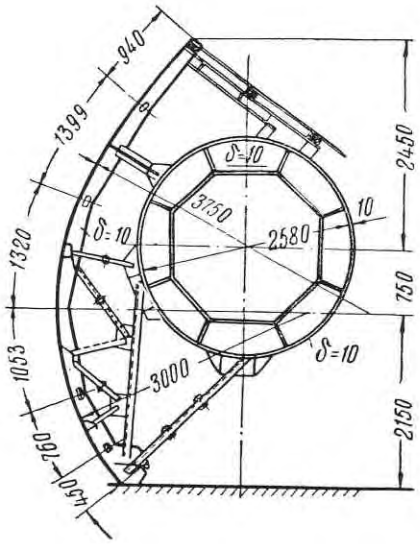
Общий вид вальцового затвора показан на фиг. 26—14. Затвор представляет собой полую трубообразную балку, снабженную по концам кругами катания и зубчатыми бандажами. При помощи подъемной цепи затвор перекатывается по наклонным зубчатым рейкам и рельсам, установленным в пазах быков. Замена трения скольжения трением качения позволяет уменьшить подъемное усилие, а значительная жесткость вальцового затвора обеспечивает возможность перекрывать им весьма большие пролеты (до 50—60 *м*), осуществить односторонний привод и обеспечить удовлетворительную работу в зимних условиях даже наиболее сурового климата.

2. Типы затворов

В настоящее время наиболее распространенными конструкциями вальцовых затворов является цилиндр с нижним щитком (фиг. 26—15) или с передним козырьком (фиг. 26—16). В последней конструкции водоудерживающая стенка (передний козырек) отделена от цилиндра, который является только главной несущей балкой. Высота вальцовых затворов достигает 8—9 *м*, а при наличии переднего козырька — 13 *м* (см. фиг. 26—1).



Фиг. 26—15. Вальцовый затвор с нижним щитком



Фиг. 26—16. Вальцовый затвор с передним козырьком

3. Конструкция затворов

Из условия жесткости затвора отношение диаметра цилиндрической балки к пролету должно быть в пределах $\frac{d}{l}=0{,}14 \div 0{,}08$. В целях уменьшения расхода металла (на 1 $м^2$ отверстия) желательно придать цилиндру возможно больший диаметр.

В практике проектирования приняты следующие отношения $\frac{d}{h}$: при наличии нижнего щитка $\frac{d}{h}=0{,}7 \div 0{,}8$

при наличии переднего козырька $\frac{d}{h}=0{,}3 \div 0{,}6$ (h — высота затвора). Диаметр цилиндра в затворах с нижним щитком доходит до 5—6 *м*, в затворах с передним козырьком колеблется от 1 до 3—4 *м*. Затвор с нижним щитком применяется при больших пролетах и относительно небольших высотах. С увеличением высоты затвора и при относительно небольших пролетах целесообразно применять затворы с передним козырьком.

Угол наклона опорной рейки, по которой происходит перекатывание вальцового затвора, принимается равным $\alpha=68^\circ \div 70^\circ$.

Цилиндрическая балка затвора состоит из обшивки (оболочки) из листовой стали, поддерживающих ее продольных обрешетин в виде швеллеров, располагаемых на расстоянии 0,6—1 *м* друг от друга, и поперечных диафрагм в виде жестких колец или плоских решеток, располагаемых на расстоянии 1,5—1,8 *м* друг от друга и обеспечивающих жесткость и неизменяемость конструкции. На опорах вальца диафрагмы усиливаются для восприятия опорных давлений и тяговых усилий и используются для прикрепления зубчатых дуг и цепей, поддерживающих затвор. Обшивка и обрешетины воспринимают напряжения от изгиба цилиндра, как балки на двух опорах, и подвергаются местному изгибу от давления воды на участке непосредственного соприкосновения с водой; кроме того, обшивка цилиндра воспринимает скручивающие напряжения, обусловленные подъемом затвора за один конец.

Нижний щиток и передний козырек представляют собой криволинейную водоудерживающую стенку, состоящую из обшивки и балочной сети, непосредственно воспринимающую давление воды и передающую его на цилиндр при помощи подкосов (щиток) или вертикальных ферм (передний козырек).

4. Определение собственного веса и подъемного усилия

Собственный вес подвижной части одиночного вальцового затвора (в тоннах) для предварительных расчетов может быть определен по формуле В. В. Дмитриева:

$$G = 0{,}04l\sqrt{H_1 l}\,\sqrt{F}\,\sqrt{\frac{1\,200}{[\sigma]}} \qquad (26\text{—}30)$$

или П. А. Ефимовича

$$G = F\left(0{,}86-\frac{5{,}4}{l}\right).$$

Здесь F — площадь отверстия, перекрываемого затвором, в свету в $м^2$;

l — пролет в свету в *м*;

H_1 — напор над центром отверстия в *м*;

σ — допускаемое напряжение в $кг/см^2$.

Существуют также формулы А. Р. Березинского [2] и др.

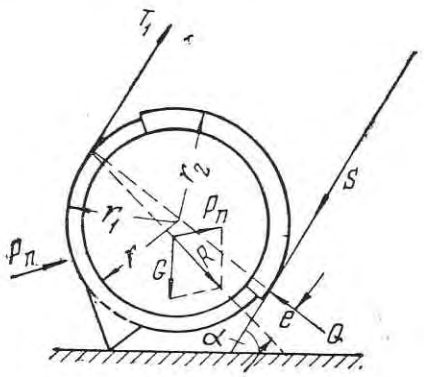
Для вальцового затвора с клапаном $G_{кл}=1{,}25G$.

Вес неподвижной части затвора приближенно может быть принят равным $0{,}20G$.

Расчетное подъемное усилие определяется по формуле (фиг. 26—17):

$$T = K(T_1 + T_2 + T_3 + T_4). \qquad (26\text{—}31)$$

Здесь T_1 — усилие для преодоления собственного веса G и давления воды $P_п$:



Фиг. 26—17. К расчету подъемного усилия вальцового затвора

$$T_1 = \frac{Re}{r_1+r_2} \qquad (26\text{—}32)$$

(R — равнодействующая сил собственного веса и полного давления воды; e — эксцентриситет силы R относительно точки касания затвором опорного рельса[1]; r_1 — расстояние точки прикрепления тяговой цепи от центра цилиндра; r_2 — радиус поверхности качения.)

T_2 — усилие для преодоления сил трения в боковых уплотнениях:

$$T_2 = \frac{P_б f(r+r_2)}{r_1+r_2} \qquad (26\text{—}33)$$

($P_б$ — давление воды на оба боковых уплотнения; f — коэффициент трения скольжения; r — радиус цилиндра.)

T_3 — усилие для преодоления сил трения качения цилиндра:

$$T_3 = \frac{Qk}{r_1+r_2} \qquad (26\text{—}34)$$

(Q — составляющая давления цилиндра, нормальная к направлению линии качения; k — коэффициент трения качения.)

T_4 — усилие для преодоления сил трения в зубьях реек:

$$T_4 = \frac{Sfz}{r_1+r_2} \qquad (26\text{—}35)$$

(S — составляющая давления цилиндра по линии качения; f — коэффициент трения зубьев; z — плечо силы трения относительно линии качения цилиндра, см. [2].)

$$K = 1{,}25 \div 1{,}50.$$

Составляющие подъемного усилия T определяются для ряда характерных положений затвора[2], а в формулу (26—31) подставляются их величины, соответствующие положению затвора, при котором T достигает максимума. Приближенно можно принимать $T=0{,}7G$.

[1] При отрицательной величине e, т. е. если равнодействующая R пересекает опорный рельс выше точки касания, затвор становится самовыкатывающимся, что и осуществлено на некоторых плотинах.

[2] а) Затвор чуть приподнят над порогом; б) затвор поднят над потоком, давление ветра—со стороны верхнего бьефа; в) то же, но давление ветра—со стороны нижнего бьефа; г) то же, но без давления ветра.

Должна быть проверена расчетом устойчивость затвора в нижнем и верхнем положениях, а также надежность донного уплотнения.

5. Подъемный механизм

Маневрирование вальцовым затвором осуществляется при помощи одностороннего привода; стационарные подъемные механизмы располагаются на рабочем быке и могут обслуживать затворы обоих соседних пролетов. Скорость подъема вальцового затвора $v=0{,}2 \div 0{,}4$ *м/мин*. Вес подъемного механизма одиночного вальцового затвора для предварительных подсчетов может быть определен по формуле А. Р. Березинского:

$$G_м = 0{,}1\,T\,(4{,}5 + v) - 0{,}0005\,T^2. \qquad (26-36)$$

Приближенно можно принимать $G_м = 0{,}4\,T$, где T — в тоннах.

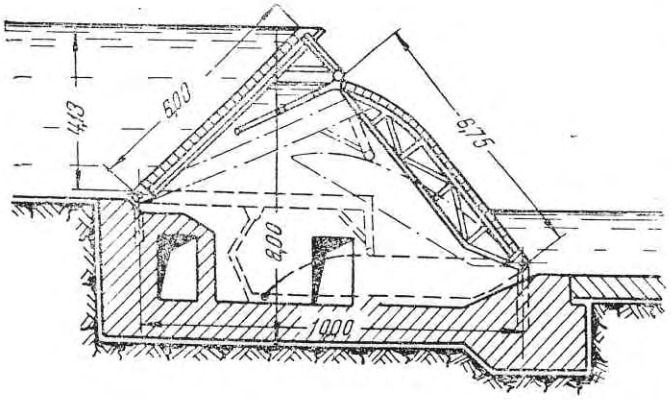
26—5. КРЫШЕВИДНЫЕ ЗАТВОРЫ

1. Область применения

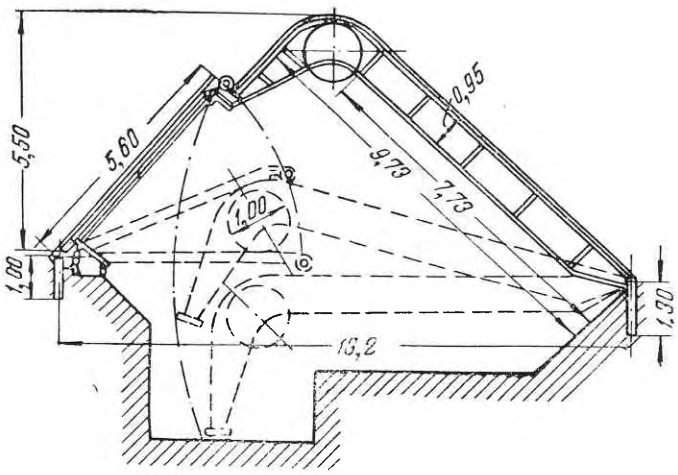
Крышевидные затворы получили за последние 25 лет применение главным образом на плотинах небольшого напора, обслуживающих нужды гидроэнергетики и лесосплава. Применение крышевидных затворов целесообразно на плотинах с уширенным гребнем водослива, при быстро наступающих паводках, пропуске льда и плавающих тел без значительных потерь воды, необходимости высокой точности регулирования подпорного горизонта, необходимости быстроты и автоматичности действия затвора. Затвор успешно работает при наличии обогрева в зимних условиях и при наличии в воде наносов, если обеспечена промывка камеры давления от наносов. Крышевидные затворы экономичны, особенно при небольших высотах, не нуждаются в служебном мосте и могут перекрывать отверстия пролетом до 40—45 *м* и высотой до 6—7 *м* (см. фиг. 26—1).

2. Типы затворов

Крышевидный затвор (фиг. 26—18) состоит из двух плоских полотнищ (клапанов), вращающихся вокруг горизонтальных осей, укрепленных на флютбете или гребне плотины. В поднятом (напорном) положении



Фиг. 26—18. Крышевидный затвор



Фиг. 26—19. Крышевидный затвор с поплавком

затвор образует как бы двускатную крышу, причем низовое полотнище поддерживает верховое, а пространство под ними является камерой давления.

Крышевидный затвор — гидравлического действия, для его подъема камеру давления соединяют при помощи подводящего канала с верхним бьефом, низовое полотнище под влиянием напора верхнего бьефа поднимает верховое полотнище до крайнего положения.

Для опускания затвора камеру давления изолируют от верхнего бьефа и соединяют при помощи отводящего канала с нижним бьефом; по мере опорожнения камеры верховое полотнище под давлением воды верхнего бьефа опускается и заставляет опускаться низовое полотнище; таким образом, затвор складывается на флютбет.

На фиг. 26—19 показана более обтекаемая конструкция крышевидного затвора, снабженная полой трубой в верхнем конце низового полотнища. Эта труба служит поплавком, уравновешивающим бо́льшую часть собственного веса затвора, и увеличивает прочность последнего. Благодаря уравновешиванию для приведения затвора в движение достаточен малый перепад между бьефами. Аппарат управления современным крышевидным затвором позволяет полностью автоматизировать работу затвора путем связи задвижек в подводящем и отводящем каналах с поплавком, следующим за уровнем верхнего бьефа. Аппарат управления размещается в быке плотины. Подъем или опускание затвора продолжается несколько минут.

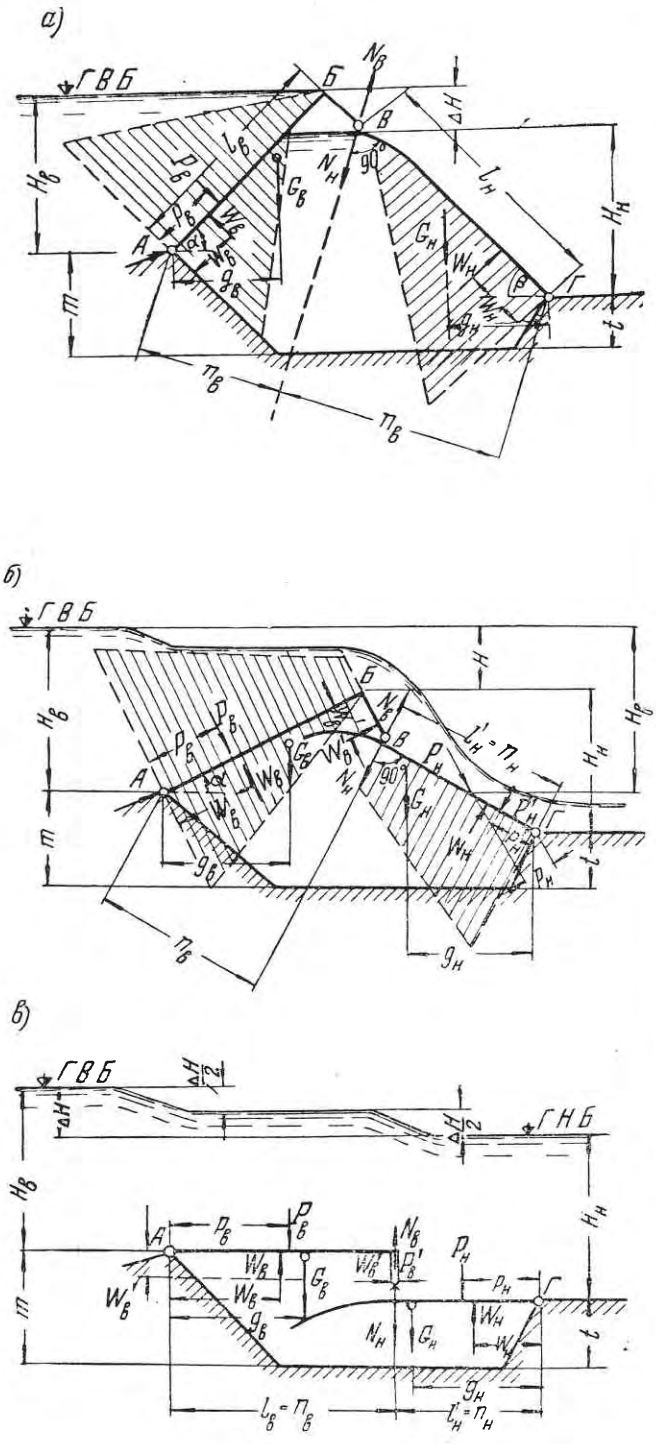
3. Условия подъема и опускания затворов

Условия подъема и опускания затвора определяются из рассмотрения действующих на затвор сил. Эти силы находят из условий равновесия затвора в разных его положениях, которые в общем виде могут быть выражены равенством:

$$M_н = M_в = 0,$$

где $M_н$ и $M_в$ — моменты всех сил, действующих соответственно на низовое и на верховое полотнища относительно их осей вращения.

Основными силами являются давление внешней и внутренней (из камеры давления) воды на верховое



Фиг. 26—20. Схемы силовых воздействий на крышевидный затвор

($P_в$ и $W_в$) и низовое ($P_н$ и $W_н$) полотнища и собственный вес последних ($G_в$ и $G_н$).

Силами трения в опорных шарнирах, роликах и уплотнениях за незначительностью можно пренебречь.

Для положений затвора, указанных на фиг. 26—20, уравнения равновесия действующих сил приводятся к следующему виду.

а) Положение I (фиг. 26—20,*а*):

$$G_п g_п + N_н n_н = W_н w_н; \qquad (26—37)$$

$$P_в p_в + G_в g_в = W_в w_в + N_в n_в. \qquad (26—38)$$

Для предварительного расчета без большой погрешности можно определять $W_н$ и $w_н$, исходя из допущения о прямолинейном очертании низового полотнища. Тогда

$$W_н = \gamma \frac{H_к}{\sin\beta} \cdot \frac{H_к}{2} l = \gamma \frac{H_к^2 l}{2\sin\beta}; \qquad (26—39)$$

$$w_н = \frac{H_к}{3\sin\beta}, \qquad (26—40)$$

где γ — вес единицы объема воды;
l — пролет затвора;
$H_к$ — напор воды в камере давления.

Отсюда

$$G_н g_н + N_н n_н = \frac{H_к^3 \gamma l}{6\sin^2\beta}, \qquad (26—41)$$

и потребный напор воды в камере давления $H_к$ получается равным:

$$H_к \geqslant \sqrt[3]{\frac{6\sin^2\beta}{\gamma l}(G_н g_н + N_н n_н)}. \qquad (26—42)$$

Значение реакции в контакте полотнищ $N_н$, равной по величине, но обратной по знаку $N_в$, получается из условия равновесия верхового полотнища, которое после подстановки значений $P_в$, $p_в$, $W_в$, $w_в$ приобретает вид:

$$\frac{\gamma l l_в^3 \sin\alpha}{6} + G_в g_в = \frac{\gamma l (H_к + t - m)^3}{6\sin^2\alpha} + N_в n_в, \qquad (26—43)$$

откуда, зная значение $G_в$ и $g_в$, можно определить $N_в$

б) Положение II (фиг. 26—20,*б*):

$$P_н p_н + P'_н p'_н + G_н g_н + N_н n_н = W_н w_н; \qquad (26—44)$$

$$P_в p_в + G_в g_в = W_в w_в + W'_в w'_в + N_в n_в. \qquad (26—45)$$

При переливе воды через гребень затвора для точного определения величин давления внешней среды на полотнища пользуются результатами лабораторных опытов.

Аналогично предыдущему случаю, решая уравнения (26—44) и (26—45), находят необходимую для равновесия величину $H_К$.

в) Положение III (фиг. 26—20,*в*):

$$P_н p_н + G_н g_н + N_н n_н = W_н w_н; \qquad (26—46)$$

$$P_н p_в + P'_в p'_в + G_в g_в = W_в w_в + W'_в w'_в + N_в n_в. \qquad (26—47)$$

После подстановки значений $P_н$, $p_н$, $W_н$, $w_н$ уравнение (26—46) приобретает вид:

$$\frac{\gamma l'^2_н l}{2} H_н + G_н g_н + N_н l'_н = \frac{\gamma l'^2_н l}{2}(H_в + m - t), \qquad (26—48)$$

откуда

$$N_н = \frac{1}{l'_н}\left[\frac{\gamma l'^2_н\, l}{2}(H_в + m - t) - \right.$$

$$\left. - \frac{\gamma l'^2_н\, l}{2} H_н - G_н g_н\right]. \qquad (26—49)$$

Соответственно уравнение (26—47) принимает вид:

$$\frac{\gamma l_в^2\, l}{2}\left(H_в - \frac{\Delta H}{2}\right) + \left(0{,}5 l'^2_в\, H_н - 0{,}16 l'^3_в\right)\gamma l + G_в g_в =$$

$$= \frac{\gamma l_в^2\, l}{2} H_в + \left(0{,}5 l'^2_в\, H_в + 0{,}16 l'^3_в\right)\gamma l + N_в n_в. \qquad (26-50)$$

Вставляя значения $N_в = N_н$ из уравнения (26—49), можно определить минимальный перепад ΔH, необходимый для начала подъема затвора.

4. Конструкция затворов

Верховое полотнище наклонено к горизонту под углом 40°—45°, его длина равна $(1{,}4 \div 1{,}6)h$, где h — полная высота затвора. Надставка верхового полотнища длиной около $0{,}4h$ примыкает к нему под углом 90° и имеет прямолинейное очертание. Ось вращения низового полотнища располагается таким образом, что при сложенном затворе полотнище принимает горизонтальное положение; вертикальное расстояние между осями опорных шарниров обоих полотнищ равно примерно $0{,}4h$. Горизонтальное расстояние между осями опорных шарниров равно примерно $2{,}4h$. Глубина ниши в флютбете равна $(0{,}7 \div 0{,}8)h$. Предварительно подобранная конфигурация затвора подвергается проверке в гидравлической лаборатории, после чего составляется окончательный проект.

Остов обоих полотнищ состоит из продольных горизонтальных балок (верхней и нижней), ряда стоек между ними, продольных ребер жесткости, диагональных связей. Стойки связаны с опорными шарнирами и располагаются на расстоянии 1,8—2 *м* друг от друга. Обшивка крышевидных затворов выполняется из дерева или листовой стали, защищенной деревянным настилом. Уплотнение по линии опорных шарниров полотнищ, а также по боковым граням затвора достигается при помощи тонких листов гальванизированной стали или меди и кожи или резины.

5. Управление движением

Аппарат управления затвором помещается внутри быка и позволяет автоматически регулировать уровень воды в камере давления затвора и верхнем бьефе.

Подъем или опускание крышевидного затвора продолжается несколько минут.

Для предварительных расчетов можно принимать следующий расход материалов на 1 $м^2$ перекрываемого крышевидным затвором отверстия: дерева на обшивку затвора — 0,5 $м^3$, металла в подвижной и неподвижной частях затвора: при высоте отверстия 3 *м* — 0,4 *т*, при высоте отверстия 5 *м* — 0,7 *т*, при высоте отверстия 7 *м* — 1,0 *т*.

26—6. СЕКТОРНЫЕ ЗАТВОРЫ

1. Область применения

Секторные затворы получили распространение на плотинах, обслуживающих нужды гидроэнергетики, лесосплава, орошения. Основными условиями их применения являются точное и автоматическое регулирование подпорного горизонта и расходов, пропуск льда, леса и других плавающих тел, значительные пролеты, отсутствие необходимости в мосте на плотине.

Секторные затворы имеют поперечное сечение в виде сектора с обшивкой по напорной и верхней граням (тонущие затворы) или по всем трем граням затвора (поплавковые затворы); вращаясь вокруг горизонтальной оси, укрепленной на флютбете, затвор может частично или полностью опускаться в камеру во флютбете, причем маневрирование затвором производится при помощи частичного или полного использования давления воды.

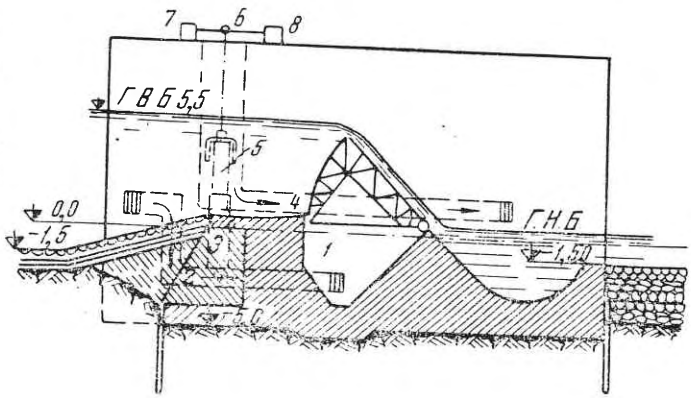
2. Типы затворов

Существуют секторные затворы: 1) гидравлического действия тонущие: а) без поплавка; б) с поплавком; 2) гидравлического действия поплавковые: а) с верховой осью вращения; б) с низовой осью вращения; 3) механо-гидравлического действия.

Секторные затворы механо-гидравлического действия применяются в условиях суровой зимы. Поплавковые затворы с верховой осью вращения могут быть применены и на водосливах с малой шириной гребня, остальные разновидности секторных затворов — преимущественно на водосливах с уширенным гребнем.

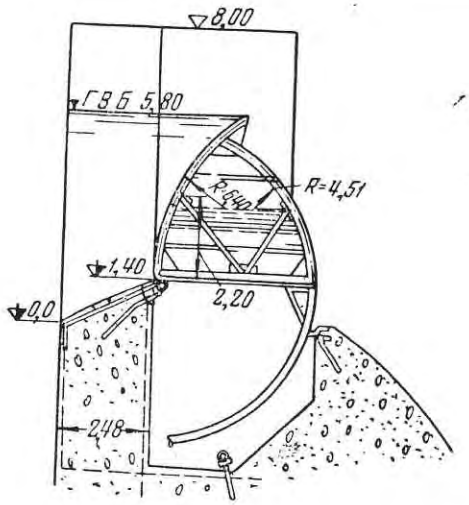
Секторные затворы гидравлического действия могут перекрывать отверстия пролетом до 60—65 *м* и высотой до 9—10 *м*, механо-гидравлического действия — пролетом до 40—50 *м* и высотой до 8—9 *м* (см. фиг. 26—1).

Тонущие затворы гидравлического действия (фиг. 26—21) имеют обшивку по двум граням и ось вращения со стороны нижнего бьефа; они опускаются

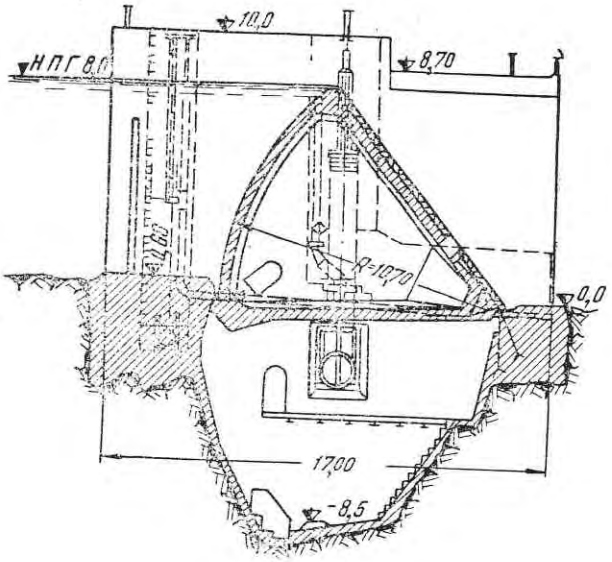


Фиг. 26—21. Секторный тонущий затвор

1 — камера давления; *2* — канал в быке плотины; *3* — шахта в быке плотины; *4* — канал, связывающий шахту с нижним бьефом; *5* — телескопическая труба аппарата управления (уравновешена противовесом и связана с гребнем затвора и подъемным механизмом); *6* — блок подъема телескопической трубы; *7* — мотор подъема (управляемый посредством поплавка, расположенного во входной части камеры); *8* — мотор обратной связи



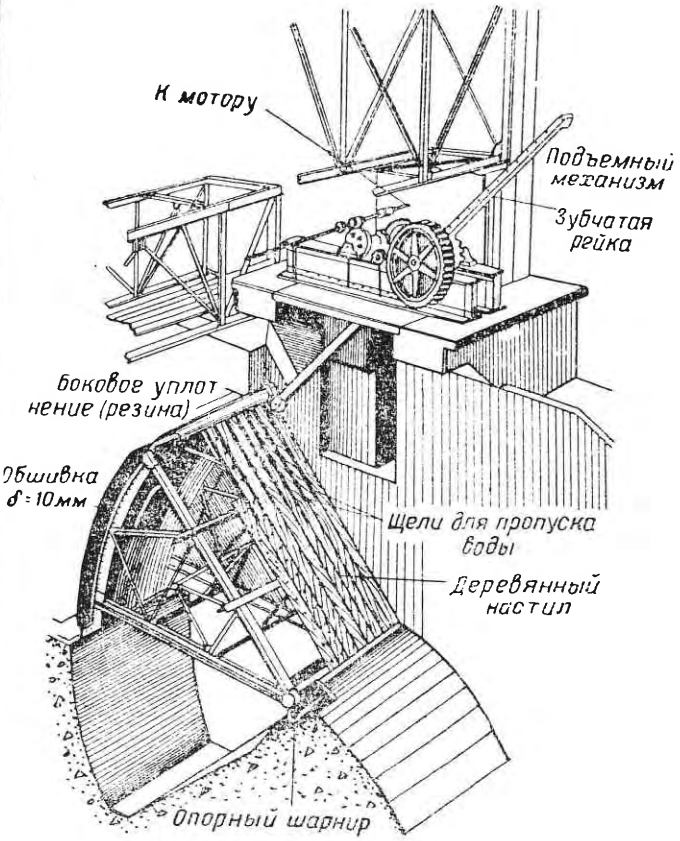
Фиг. 26—22. Секторный поплавковый затвор с верховой осью вращения



Фиг. 26—23. Секторный поплавковый железобетонный затвор с низовой осью вращения

в камеру под воздействием собственного веса (при разобщении камеры давления с верхним бьефом), а поднимаются под воздействием давления воды верхнего бьефа (при сообщении камеры давления с верхним бьефом). Для увеличения плавучести затвора последние конструкции его снабжены поплавком (во внутреннем верхнем углу затвора).

Поплавковые затворы гидравлического действия имеют обшивку по всем трем граням и ось вращения со стороны верхнего (фиг. 26—22) или нижнего (фиг. 26—23) бьефов. Давление воды из камеры давления приложено к наружной поверхности нижней радиальной обшивки. Придание верхней радиальной обшивке криволинейного очертания с выступающей консолью (фиг. 26—22) улучшило гидравлические свойства секторного затвора, уменьшило его вес и размеры камеры.



Фиг. 26—24. Секторный затвор механо-гидравлического действия

Секторные затворы механо-гидравлического действия (фиг. 26—24) имеют обшивку по цилиндрической и сливной граням, причем последняя — деревянная, со щелями, через которые при движении затвора вода попадает в камеру давления и своим напором на внутреннюю поверхность этой обшивки частично разгружает затвор от веса переливающегося слоя воды, облегчая тем самым работу подъемного механизма.

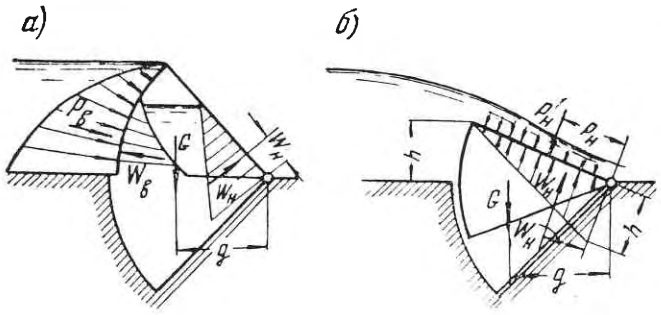
3. Условия подъема и опускания затворов

Аппарат управления и автоматизация работы секторного затвора гидравлического действия принципиально не отличаются от таковых для крышевидного затвора.

Тонущий затвор. Из условия равновесия тонущего затвора в верхнем положении (фиг. 26—25,*а*) имеем:

$$Gg = W_{н} w_{н}. \qquad (26—51)$$

Следует отметить, что давление воды на цилиндрическую обшивку затвора не входит в уравнение равновесия, так как равнодействующая этого давления проходит через центр вращения, из которого описана указанная цилиндрическая поверхность, и поэтому не оказывает непосредственного влияния на движение затво-



Фиг. 26—25. Схемы силовых воздействий на секторный тонущий затвор

ра. За незначительностью момента силы трения в опорных шарнирах этой величиной можно пренебречь.

Снижение уровня воды в камере давления уменьшает $W_н$, равенство (26—51) нарушается, и затвор начинает опускаться. Переливающаяся через затвор вода оказывает давление $p_н$ (фиг. 26—25, *б*), причем давления $P_в$ и $W_в$ (на фиг. 26—25, *б* не показаны) уменьшаются. Для этого положения уравнение равновесия имеет вид:

$$Gg + P_н p_н = W_н w_н. \qquad (26—52)$$

Откуда для опускания тонущего затвора необходимо, чтобы:

$$Gg + P_н p_н > W_н w_н, \qquad (26—53)$$

а для подъема необходимо, чтобы:

$$Gg + P_н p_н < W_н w_н. \qquad (26—54)$$

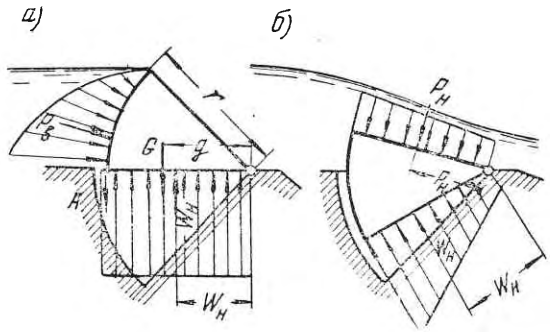
Подъем затвора из нижнего положения требует наличия небольшого перепада на водосливе; при его недостаточности применяют впуск в камеру давления сжатого воздуха.

Из условия равновесия поплавкового затвора в верхнем положении (фиг. 26—26, *а*) имеем:

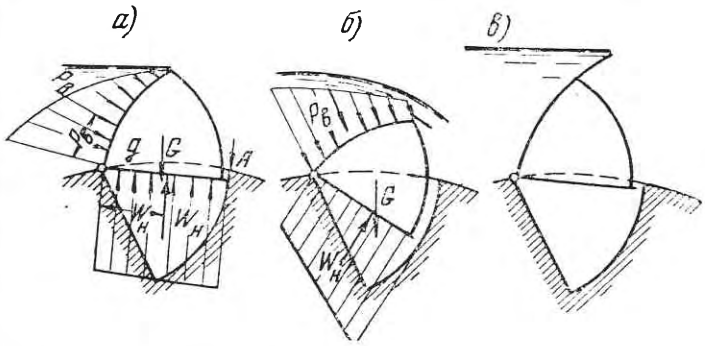
$$Gg = W_н \frac{r}{2}. \qquad (26—55)$$

Это равенство всегда соблюдается — затвор плавает, требуется даже удержание его в верхнем положении путем создания реакции A.

В промежуточном положении (фиг. 26—26, *б*) условия опускания и подъема затвора определяются формулами (26—52), (26—53), (26—54).



Фиг. 26—26. Схемы силовых воздействий на секторный поплавковый затвор с низовой осью вращения



Фиг. 26—27. Схемы силовых воздействий на секторный поплавковый затвор с верховой осью вращения

В затворах с верховой осью вращения давление верхнего бьефа $P_в$ создает момент, стремящийся закрыть затвор (фиг. 26—27, *а*). Однако давление на нижнюю грань затвора настолько велико, что для предохранения затвора от выпирания (реакция A) применяется специальный упор. Для уменьшения реакции A в последнее время применяют конструкцию с козырьком (фиг. 26—27, *в*), увеличивающим момент силы $P_в$. Схема сил в промежуточном положении затвора показана на фиг. 26—27, *б*.

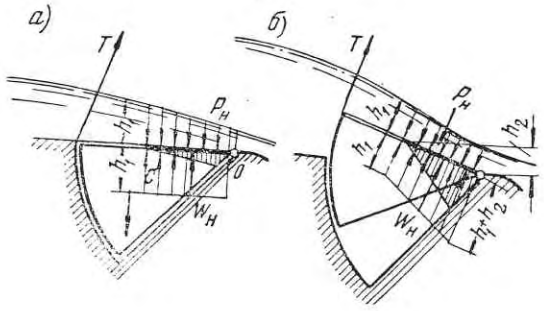
Механо-гидравлический затвор поднимается механическим путем. Давление воды при переливе ее через затвор действует снизу на обшивку, которая на участке CO низовой грани затвора является сплошной (фиг. 26—28, *а*). Это давление, равное разности эпюр $W_н$ и $P_н$ (заштриховано), уменьшает тяговое усилие подъемного механизма и при подъеме затвора все время увеличивается (фиг. 26—28, *б*).

Указанное давление воды может препятствовать опусканию затвора, вследствие чего применяются подъемники с принудительной посадкой затвора на дно камеры.

4. Конструкция затворов

Радиус цилиндрической обшивки тонущих затворов принимается в пределах $r=(1{,}4\div1{,}6)h$, реже — до $2h$. Ось вращения располагается ниже порога плотины на $(0{,}1\div0{,}2)h$. Для поплавковых затворов с верховой осью вращения $r=(0{,}8\div1{,}3)h$, споры располагаются выше порога у низового конца затвора на $(0{,}25\div0{,}30)h$.

Подвижная часть затвора состоит из обшивки, поперечных вертикальных ферм, являющихся глав-



Фиг. 26—28. Схемы силовых воздействий на секторный затвор механо-гидравлического действия

ными балками и располагаемых на расстоянии 1,3—3 *м* друг от друга, связывающих их продольных балок, промежуточных стоек, верхней и нижней горизонтальных балок-обвязок и продольных и поперечных связей.

Ось вращения затворов гидравлического действия может быть или сплошной по всей длине затвора или иметь ряд опорных шарниров соответственно числу вертикальных секторных ферм. Боковые и донные уплотнения секторных затворов осуществляются при помощи кожаной полосы, резинового жгута или трубки, прижимаемых давлением воды к обшивке затвора и облицовке бетонной кладки.

Для предварительных расчетов можно принимать следующий расход металла (в тоннах) на подвижную и неподвижную части затвора на 1 $м^2$ перекрываемого отверстия (табл. 26—2).

Таблица 26—2

Тип затвора	Высота отверстия в *м*		
	3	5	7
Секторный тонущий затвор с низовой осью вращения	0,80	1,05	1,25
Секторный поплавковый затвор с верховой осью вращения . .	1,00	1,45	1,80
Секторный затвор механо-гидравлического действия	0,30	0,50	0,80

В последней конструкции следует также учесть вес деревянной обшивки на верхней радиальной поверхности затвора, составляющий при указанной высоте отверстия соответственно примерно 0,09, 0,16 и 0,25 *т* на 1 $м^2$ перекрываемого отверстия. Вес подъемного механизма этого затвора определяется так же, как и вес сегментного затвора (см. п. 26—3).

5. Управление движением

Аппараты управления секторных затворов гидравлического действия применяются трех типов:

а) аппараты, регулирующие давление воды в камере при любом положении затвора;

б) аппараты, регулирующие давление воды в камере при определенном положении затвора;

в) аппараты, регулирующие объем воды в камере давления.

В качестве примера приводим схему работы аппарата управления первого типа, имеющего телескопическую трубу, служащую регулятором давления в камере затвора. Аппарат управления, схематически изображенный на фиг. 26—21, обеспечивает автоматическое поддержание заданного подпорного горизонта. Вода из верхнего бьефа попадает в камеру давления *1* через проходящий в быке канал *2*, сообщающийся с площадкой быка при помощи шахты *3*, последняя связана с нижним бьефом каналом *4*. В шахте *3* помещается телескопическая труба *5*, уравновешенная противовесом и подвешенная на канате, идущем к блоку *6*. Последний получает вращающий момент с двух сторон: от мотора *7*, управляемого посредством поплавка, расположенного во входной части камеры управления, и мотора обратной связи *8*.

При подъеме горизонта верхнего бьефа выше заданного поплавок замыкает контакт, приводящий в действие мотор *7*, таким образом, что происходит опускание телескопической трубы *5*, и наоборот. Телескопическая труба *5*, помимо связи с мотором *7*, связана также с гребнем затвора при помощи двойного полиспаста. Если опускание затвора под действием системы поплавок — электромотор — телескопическая труба составит бóльшую, чем следует, величину, то затвор потянет за собой трос и последний вызовет обратное перемещение трубы, чему также содействует включаемый при помощи контактов в начале движения затвора мотор обратной связи *8*. Благодаря этому скорость затвора падает и наступает момент остановки.

Тогда мотор *7* снова начинает опускать трубу *5*, и, таким образом, затвор и труба совершают колебательные движения около некоторого среднего положения, пока не достигается заданный подпорный горизонт.

Значительные перемещения затвора осуществляются ручным маневрированием задвижки в подводящем и сбросном каналах.

26—7. КЛАПАННЫЕ ЗАТВОРЫ

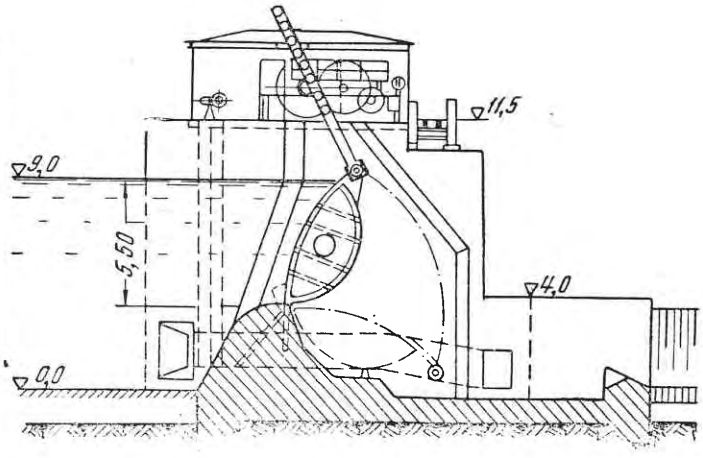
Клапанными затворами называют затворы с одним полотнищем, вращающиеся вокруг горизонтальной оси, укрепленной на флютбете. Клапанные затворы могут быть с механическим приводом или автоматические, уравновешенные.

1. Область применения

Клапанные затворы с механическим приводом и уравновешенные точно регулируют подпорный горизонт, позволяют сбрасывать лед и плавающие тела без значительных потерь воды, не требуют устройства служебного моста и значительной ширины гребня водослива, экономичны. Уравновешенные затворы действуют быстро и автоматически, позволяют перекрывать отверстия пролетом до 25 *м* и высотой до 6—7 *м*. Клапаны с механическим приводом позволяют перекрывать весьма значительные пролеты (до 80 *м*), хорошо работают в зимних условиях.

2. Клапанные затворы с механическим приводом

Первоначальная конструкция этого затвора имела двусторонний механический привод и применялась глав-



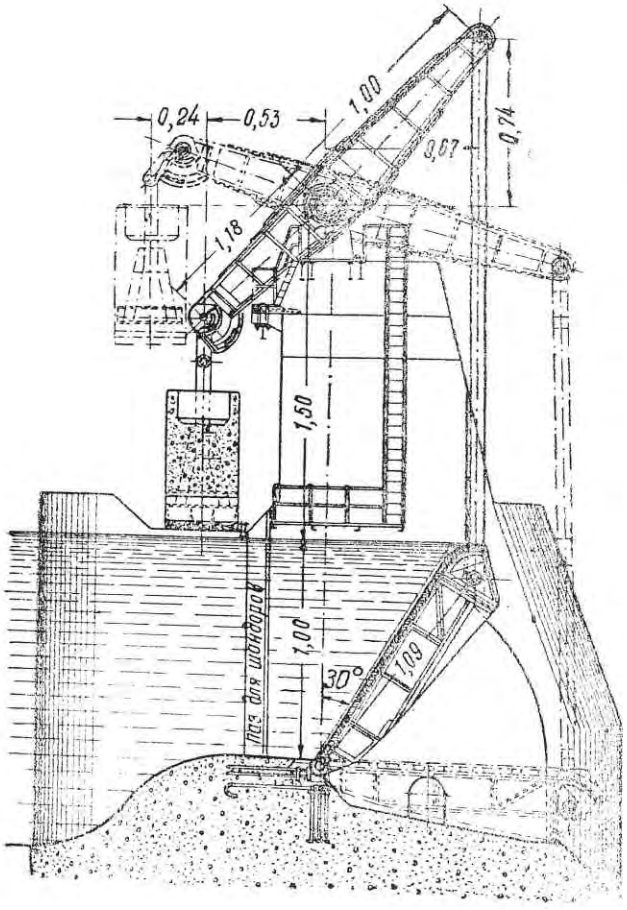
Фиг. 26—29. Клапанный затвор с механическим приводом

ным образом при малых высотах и больших пролетах отверстия. В последние годы появилась конструкция клапана, представляющего собой своеобразную трубу, поперечное сечение которой имеет вид чечевицы или рыбки (фиг. 26—29). При прочной на кручение конструкции такие клапаны имеют односторонний привод. Эта конструкция особенно экономична при больших пролетах и относительно малой высоте.

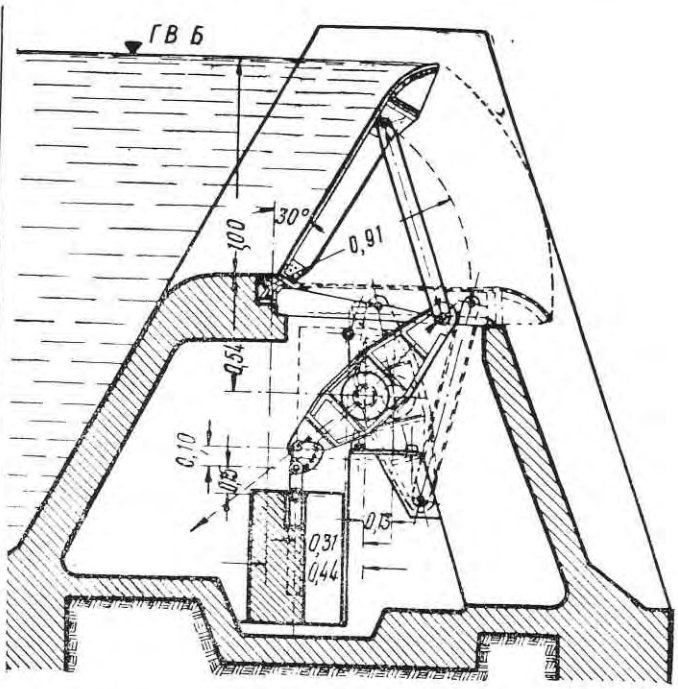
3. Клапанные автоматические уравновешенные затворы

Эти затворы характеризуются наличием противовеса, уравновешивающего вес затвора. В зависимости от расположения затвора различают клапанные затворы с уравновешиванием сверху и с уравновешиванием снизу.

Клапанные затворы, уравновешенные сверху, имеют наибольшее распространение, причем их уравновешивание может происходить при отсутствии или наличии взвешивания противовеса водой верхнего бьефа. В первом случае (фиг. 26—30) форма затвора, положение и отношение плеч рычага, вес противовеса подобраны таким образом, что при любом положении затвора достигается равновесие системы с сохранением отметки подпорного горизонта. Во втором случае затвор отличается от описанного только наличием шахт в быках, причем движение затвора происходит при помощи взвешивания



Фиг. 26—30. Клапанный затвор, уравновешенный сверху



Фиг. 26—31. Клапанный затвор, уравновешенный снизу

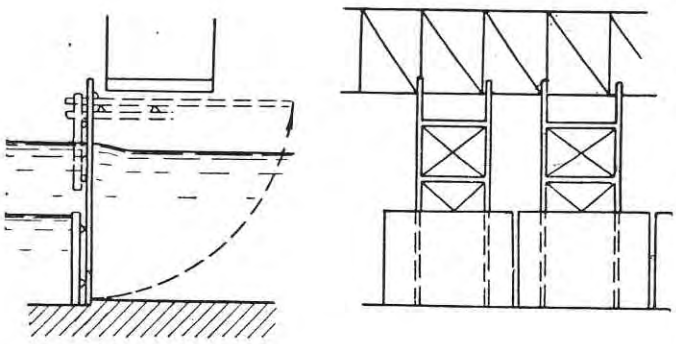
противовесов, возникающего при заполнении шахт водой верхнего бьефа.

В клапанных затворах, уравновешенных снизу (фиг. 26—31), связь с противовесом осуществляется не только по концам затвора, но и в ряде промежуточных точек при помощи шарнирного соединения верхних концов стоек затвора с рычагами противовесов. Помещение для противовеса, разделенного на несколько секций, изолировано от нижнего бьефа. Регулирование подпорного горизонта происходит путем изменения плеча рычага противовеса. Для принудительного опускания затвора в камеру противовеса впускается вода, вызывающая разгрузку противовеса.

26—8. СТОЕЧНО-ПЛОСКИЕ ЗАТВОРЫ

Стоечно-плоские затворы применяются для перекрытия отверстий высотой до 6—7 *м* и значительных пролетов (до 75—80 *м*), которые затруднительно перекрыть цельным затвором, а также судоходных отверстий при относительно небольших надводных судоходных габаритах; они применяются также на реках с обильными донными наносами, где затруднено использование более экономичных затворов, укладываемых на флютбет. Стоечно-плоские затворы могут быть применены при отсутствии необходимости в частом маневрировании или быстром открытии всего отверстия, они непригодны для зимней эксплуатации.

Современные стоечно-плоские затворы, называемые также мостовыми, состоят из плоских щитов и поддерживающих их стоек, внизу опирающихся на порог плотины, а наверху шарнирно закрепленных на нижнем поясе фермы моста, перекрывающего отверстие плотины и обычно используемого для транспортных целей. Бо́льшая часть давления воды на щиты передается стойками на порог плотины, меньшая — на мост, а от него на быки или устои. Регулирование подпорного



Фиг. 26—32. Схема стоечно-плоского затвора

горизонта производится путем подъема щитов по стойкам, а полное открытие отверстия для пропуска паводка, ледохода, судов — путем подъема всех щитов наверх и поворота в сторону нижнего бьефа стоек (вместе со щитами) вокруг их шарнирных опор в горизонтальное положение с последующим подвешиванием их к мосту (фиг. 26—32). В современных конструкциях стоечно-плоских затворов стойки связаны по две, образуя рамы; плоские щиты выполняются двухконсольными, многоригельными и снабжаются колесами. Пролеты между стойками колеблются от 1,5 до 3,5 *м*, а между осями стоечных рам — от 4 до 7 *м*. Длина стоек в судоходных плотинах достигает 12—18 *м*.

Подъемный механизм стоечно-плоских затворов располагается на мосте и снабжается двумя системами парных тяг — для подъема щитов и для вращения стоек вместе со щитами.

Мост является наиболее дорогой частью затвора, требуя металла в 3—4 раза больше, чем щиты и стойки. Поэтому стоечно-плоский затвор целесообразен, если для него используется мост, необходимый для других, в основном транспортных, целей.

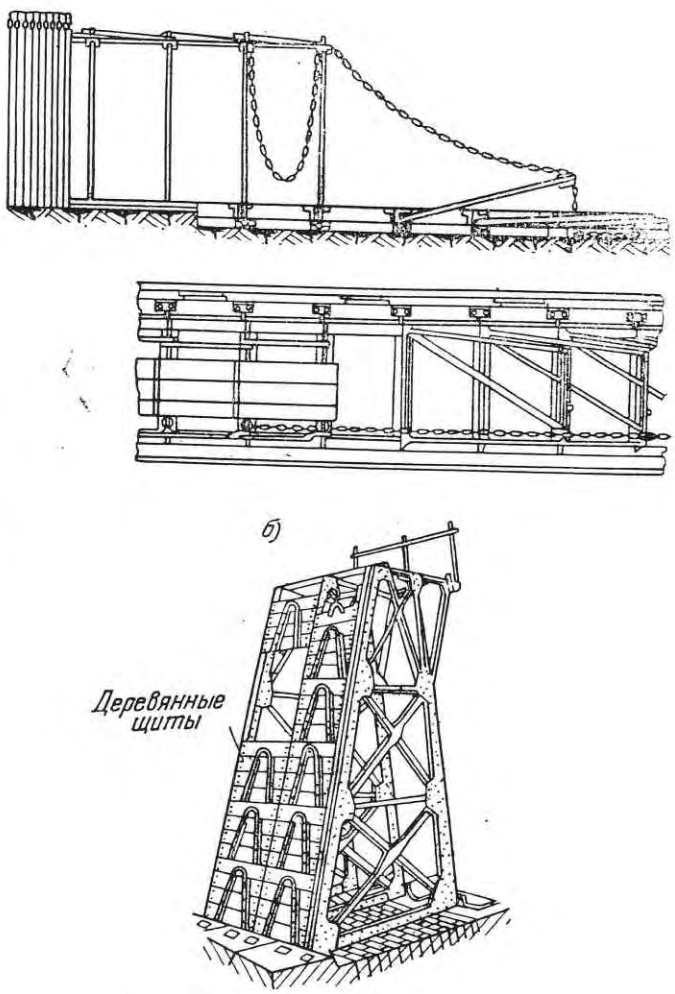
26—9. ПОВОРОТНЫЕ ФЕРМЫ СО ЩИТКАМИ И СПИЦАМИ

Поворотные фермы применяются в условиях умеренного климата главным образом для перекрытия судоходных отверстий плотин, пролет которых может достигать 200 *м* (см. фиг. 26—1), на равнинных реках без внезапных летних паводков, обладающих достаточными естественными глубинами в период высоких вод. Не стесняя в этот период судоходства и восстанавливая естественный уклон реки, обеспечивающий сброс наносов, такая плотина позволяет вместе с тем регулировать подпорный горизонт в межень, когда судоходство осуществляется через шлюз.

Затвор состоит из ряда поворотных ферм, вращающихся на горизонтальных осях, съемного служебного мостика, опирающегося на вертикально стоящие фермы, и щитков, опирающихся на фермы, или спиц, своим нижним концом опирающихся на порог плотины, а верхним — на служебный мостик (фиг. 26—33). Таким образом, давление воды, воспринимаемое затвором, передается на флютбет. Для полного освобождения отверстия сначала снимают щитки или спицы, затем отделяют звенья мостика, далее производят укладку ферм со звеньями мостика на флютбет при помощи соединяющей их цепи и лебедки, расположенной на тонком устое. В нише противоположного толстого устоя располагается крайняя ферма. Закрытие отверстия производится в обратном порядке. Для регулирования подпорного горизонта удаляют необходимое число спиц или щитков, при значительном весе которых приходится прибегать к подъемному крану, перемещающемуся по служебному мостику. Перевозка спиц или щитков производится при помощи специальных тележек.

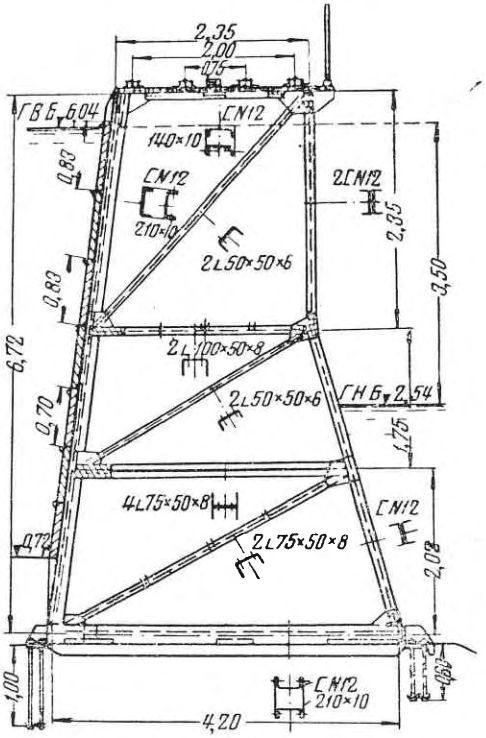
Спицы применяются при высоте отверстий до 4—5 *м*, они представляют собой несколько наклоненные к вертикали (4 : 1—8 : 1) деревянные брусья прямоугольного сечения (при значительной длине — полые стальные), поставленные по возможности вплотную друг к другу. Так как достичь желаемой плотности таким путем все же не всегда удается, то в некоторых случаях спицы покрывают просмоленным брезентом. При ширине спиц 7—10 *см* и высоте до 3—3,5 *м* еще возможно ручное маневрирование, при бо́льших размерах подъем спиц производится при помощи рычагов или передвижных кранов.

Щитки позволяют более точно регулировать подпорный горизонт, чем спицы. Они состоят из 3—5 досок, сплачиваемых вполдерева или на шпонках. С верховой стороны доски соединяются полосовой сталью, отогнутой сверху для образования проушины, служа-



Фиг. 26—33. Поворотные фермы

а — со спицами; *б* — со щитками



Фиг. 26—34. Поворотная ферма

щей для захвата щитка. Уплотнение щитков в пазах создается прижатием их к опорным полкам передней ноги фермы. Уплотнение между щитками обеспечивается непосредственным упором. Высота щитка принимается обычно равной 0,7—1 *м*, ширина соответствует пролету между фермами.

Поворотные фермы имеют вид трапеции и состоят из передней и задней ноги, горизонтальных распорок, раскосов, а также осей вращения и подшипников (фиг. 26—34). Фермы располагают на одинаковых расстояниях друг от друга (1,25—1,5 *м* при наличии щитков и гораздо больше — до 6 *м* — при наличии спиц), высота ферм достигает 8—9 *м*. Ширина фермы поверху принимается в соответствии с шириной служебного мостика, которая устанавливается в зависимости от условий маневрирования спицами или щитками: при ручном маневрировании достаточна ширина до 1 *м*, при наличии крана — от 1,5 *м* до 2,5 *м*. Ширина фермы понизу принимается в зависимости от высоты фермы h, обычно в пределах $(0{,}6 \div 0{,}7)h$. По высоте ферма разделяется на 2—4 панели, обычно 3. Передняя нога фермы при применении спиц имеет положение, близкое к вертикали, при щитках ей придают уклон 7 : 1—10 : 1.

Раскосам придают как восходящее направление (тогда они работают на растяжение), так и нисходящее (тогда они сжаты). Применение растянутых раскосов облегчает конструкцию и дает более рациональное использование металла, сжатые раскосы придают ферме бо́льшую жесткость, поэтому они применяются в высоких фермах и в случае возможности обильного отложения наносов на уложенные фермы, а также в случае возможного удара льдин при зимней службе затвора.

Поворотные фермы в рабочем положении рассчитываются на действие: а) давления воды; б) собственного веса; в) нагрузки от служебного мостика с находящимися на нем краном, тележками, людьми; г) тягового усилия при подъеме щитка. При подъеме фермы подвергаются действию собственного веса, веса отложившихся наносов в начальный момент подъема и тягового усилия от лебедки.

Вес поворотных ферм (при расстоянии между ними 1,5 *м*) со щитками, включая вес мостика, подъемного крана и тележек для перевозки щитков, можно принимать для предварительных расчетов равным (на 1 *пог. м* плотины):

при высоте отверстия h=3 *м*	
вес металла	0,55 *т*
„ дерева	0,15 „
при высоте отверстия h=5 *м*	
вес металла	0,9 *т*
„ дерева	0,3 „
при высоте отверстия h=7 *м*	
вес металла	1,4 „
„ дерева	0,45 „

26—10. АВАРИЙНЫЕ, РЕМОНТНЫЕ И СТРОИТЕЛЬНЫЕ ЗАТВОРЫ

Необходимость во временных затворах может возникнуть в период эксплуатации сооружения — на время аварии, ремонта, осмотра или смены основного затвора, осмотра и ремонта порога плотины, камеры в флютбете и т. п., если порог плотины всегда или большей частью находится под водой, а также в период постройки сооружения — если плотина возводится методом «гребенки» или основные затворы монтируют уже при поднятом горизонте верхнего бьефа. Временные затворы устанавливаются обычно со стороны верхнего бьефа, а со стороны нижнего бьефа только в том случае, если горизонт нижнего бьефа держится выше порога плотины.

Выбор типа временного затвора обусловлен рядом факторов: способом установки затвора (в спокойную или текущую воду), быстротой установки, размерами перекрываемого отверстия и их числом, типом основного затвора, очертанием гребня плотины, типом и положением служебного моста, наличием кранового оборудования, способом возведения плотины, водонепроницаемостью и простотой временного заграждения, минимальной стоимостью комплекса конструкций верхнего строения плотины (основной и временный затворы, быки, служебный мост, оголовок водослива).

В качестве аварийных затворов, устанавливаемых в текущую воду, притом по возможности быстро, следовательно, подвергающихся динамическому воздействию потока (в ответственных случаях определяемому на основе лабораторных исследований), могут быть применены плоские затворы и балочное заграждение, маневрирование которыми требует наличия крана. Значительное распространение получили балочные заграждения, состоящие из горизонтальных балок, закладываемых одна на другую и образующих вертикальную плоскую стенку (шандоры).

В качестве ремонтных затворов, устанавливаемых в спокойную воду, могут быть применены как указанные выше затворы, так и спицевые заграждения с верхней опорой на основной затвор или мост, или поворотные фермы, а также подкосные и пловучие затворы.

В качестве строительных затворов, устанавливаемых в текущую воду, применяются обычно плоские затворы (особенно если они приняты и в качестве основных затворов), а также балочные заграждения, иногда стоечно-плоские затворы или каркасные плоские затворы. Последние имеют скользящие опоры и могут быть опущены краном в текущую воду, после чего с напорной стороны каркаса устанавливаются щиты, закрывающие отверстия в каркасе.

На водосливе с малой шириной гребня, учитывая нежелательность его уширения, целесообразно применять в качестве ремонтно-аварийных затворов спицевые заграждения с верхней опорой на основной затвор или мост, балочные заграждения, плоские затворы. На водосливе с уширенным гребнем, кроме этих затворов, можно применять спицевые заграждения с поворотными фермами. На водосливе с широким порогом может быть применен любой тип затвора.

Наибольшие, практически неограниченные, пролеты могут перекрываться подкосными затворами и спицевыми заграждениями, опирающимися на поворотные фермы, затем балочными заграждениями, плоскими затворами (до 25—30 *м*). Наибольшей высоты отверстия могут перекрываться балочными заграждениями и плоскими затворами (до 15—18 *м*), затем подкосными (до 7—8 *м*). В отношении простоты и дешевизны среди временных затворов первое место занимают спицевые заграждения и подкосные затворы, далее идут балочные заграждения и плоские затворы.

26—Б. ГЛУБИННЫЕ ЗАТВОРЫ

26—11. УСЛОВИЯ РАБОТЫ ЗАТВОРОВ ГЛУБИННЫХ ОТВЕРСТИЙ

Глубинные отверстия, имеющиеся в водоспусках и водоприемниках, характеризуются в основном тем, что их верхняя кромка находится ниже подпорного горизонта. Величина такого погружения может колебаться от 1—2 *м* до многих десятков и даже сотен метров. Характерными особенностями затворов водоспусков являются:

1) значительное гидростатическое давление, воспринимаемое затворами, вследствие чего им стремятся придать сравнительно небольшие размеры;

2) значительные скорости истечения воды через глубинное отверстие и возможность образования в этих условиях завихрений и вакуума при всяком резком изменении формы отверстия и водовода, а также при частичном открытии отверстия; при прорыве воздуха в область вакуума атмосферное давление периодически восстанавливается, что вызывает вибрацию и чрезмерные напряжения в конструкции, в результате чего может произойти разрушение затвора (вследствие усталости металла); значительный вакуум может привести к кавитации, вызывающей разрушительные последствия[1];

3) затруднительность осмотра и ремонта затворов, находящихся на значительной глубине под водой, поэтому во избежание аварий конструкция затворов должна обладать повышенной прочностью;

4) необходимость достижения водонепроницаемости и плотности закрытия затвором отверстия с минимальными зазорами между подвижными и неподвижными частями затвора во избежание потерь воды, вибрации затвора, образования льда;

5) необходимость придания плавного очертания и устройства соответствующей защитной отделки участков водоспуска, примыкающих к затвору с верховой и низовой сторон;

6) редкое обычно маневрирование затвором, возможность его работы при частичном открытии отверстия с целью регулирования расхода воды.

Затворы водоприемных отверстий, обычно менее заглубленных, с меньшими скоростями, работают в гораздо более благоприятных условиях, затвор обычно полностью открыт, опасность образования вакуума здесь очень мала или совсем отсутствует.

Водоспуски и водоприемники являются весьма ответственными сооружениями, надежность работы которых должна быть обеспечена возможностью их осмотра и ремонта в любое время. Поэтому их снабжают обычно аварийно-ремонтными затворами. Регулирование расхода может быть облегчено при маневрировании двумя затворами — основным и аварийно-ремонтным. В этом случае низовой затвор является основным, регулирующим, верховой — аварийно-ремонтным; иногда бывает и наоборот — низовой является вспомогательным для облегчения работы верхового; работа верхового затвора может быть облегчена путем устройства обводной трубы и создания давления с низовой стороны закрытием низового затвора, благодаря чему движение верхового затвора происходит в безнапорных условиях.

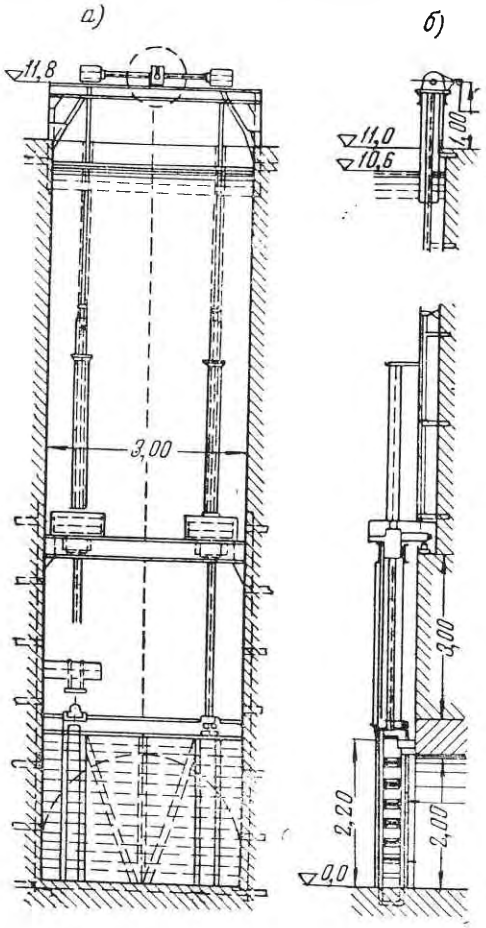
Типы основного и ремонтного затворов выбираются из соображений рационального использования их наиболее ценных свойств (хорошее регулирование расхода, обеспечение водонепроницаемости и др.) и наименьшей стоимости как обоих затворов, так и обусловленных их применением скальных, бетонных и других работ. Иногда применяют одинаковую конструкцию обоих затворов, например, оба плоских или оба дисковых затвора.

26—12. ПЛОСКИЕ ГЛУБИННЫЕ ЗАТВОРЫ

Плоские затворы глубинных отверстий имеют скользящие или колесные опоры, их конструкция многогригельная (с целью уменьшения толщины затвора) и в общем аналогична описанным выше плоским затворам водосливных отверстий; сравнительно редкое применение находят плоские затворы с катковой тележкой и с гусеничной бесконечной лентой. В глубинных отверстиях также применяются задвижки, являющиеся разновидностью плоских затворов. Плоские затворы выполняются сварными или клепаными, а при небольших размерах — литыми.

Регулирование расхода плоскими затворами путем частичного их подъема вызывает образование вакуума с низовой стороны и вибрацию, особенно в колесных затворах, поэтому оно осуществляется обычно при относительно небольших напорах (до 20 *м*) с обязатель-

[1] С вакуумами, образующимися за затвором в трубе или галерее, борются путем подвода воздуха в зону непосредственно ниже затвора путем устройства вентиляции, обеспечения в этой зоне большого сопротивления (сужение выходного сечения водоспуска) и др. При расположении затвора в конце водоспуска и свободном истечении в атмосферу возможность образования вакуума очень мала или совсем отсутствует.



Фиг. 26—35. Плоский скользящий затвор

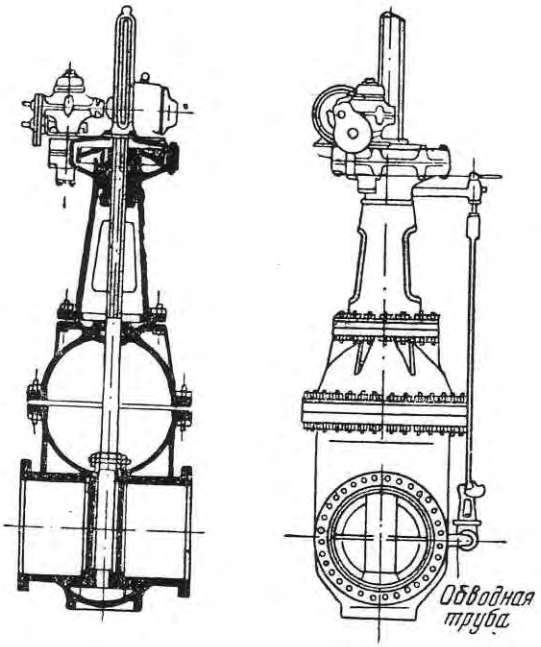
а — фасад с верховой стороны; *б* — вертикальный разрез

ным подводом воздуха в зону непосредственно ниже затвора. Во всех остальных случаях плоские затворы работают только в двух крайних положениях — полностью закрытом или полностью открытом.

Плоские скользящие затворы (фиг. 26—35) дают простое и экономичное решение при сравнительно небольших размерах отверстия (до 2—3 *м*) и небольших напорах. С увеличением напора подъемное усилие и стоимость механизмов настолько возрастают, что применение скользящих затворов целесообразно только при обеспечении безнапорного движения затвора. Это достигается расположением с низовой стороны другого затвора, служащего для регулирования расхода и легко закрываемого под напором, причем заполнение пространства между обоими затворами производится при помощи небольших щитков в скользящем затворе или обводных труб с задвижками.

Опорные части скользящих затворов выполняются в виде тщательно отшлифованных и пригнанных бронзовых и стальных полос, которые обеспечивают хорошую водонепроницаемость закрытия. Вследствие значительных сил трения по опорным поверхностям скользящие затворы снабжаются жесткими тягами, обеспечивающими принудительную посадку их на порог.

Колесные затворы уступают скользящим в отношении водонепроницаемости, но подъемное усилие у них гораздо меньше, благодаря чему маневрирование этими затворами без создания противодавления с низовой стороны возможно при бо́льших напорах, чем при скользящих затворах.



Фиг. 26—36. Круглая задвижка

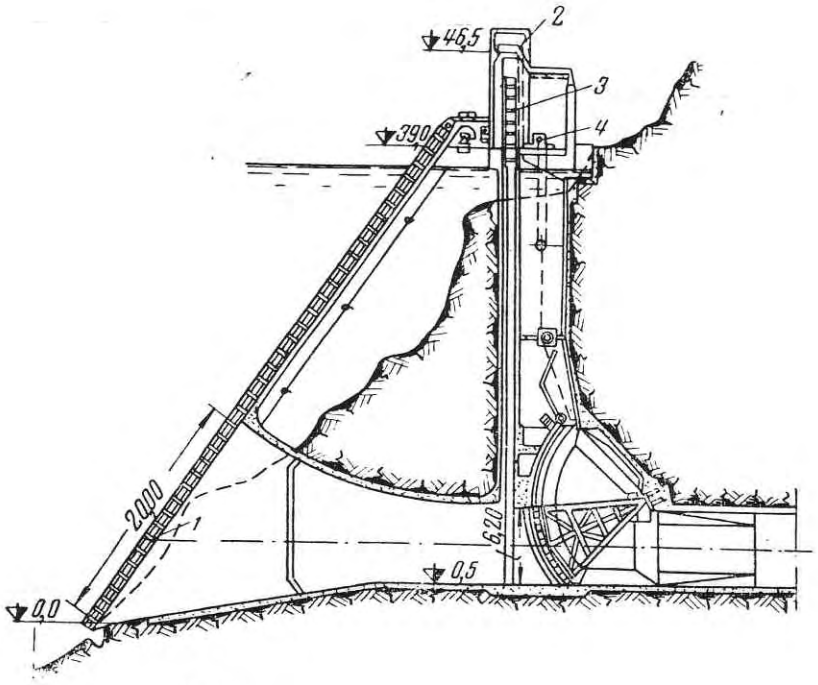
Задвижки (фиг. 26—36) представляют собой прямоугольные или, чаще, круглые литые диски, закрывающие галереи или трубы; поднятый затвор помещается внутри особого кожуха. Задвижки имеют скользящие опоры, обеспечивают хорошую водонепроницаемость закрытия и работают надежно. Маневрирование задвижками, работающими под большим напором, производится путем создания противодавления при помощи обводной трубы. Круглые задвижки имеют диаметр до 1,5 *м*, прямоугольные перекрывают отверстия площадью до 5—6 *м*². Задвижки могут работать под большими напорами (до 100—200 *м* и более).

Задвижки, а часто и плоские затворы, располагают не перед входом в водоспуск, а на некотором расстоянии от входа.

26—13. СЕГМЕНТНЫЕ ЗАТВОРЫ

Конструкция глубинных сегментных затворов мало чем отличается от конструкции поверхностных сегментных затворов. Сегментные затворы применяют для перекрытия отверстий преимущественно водоприемников площадью до 25—30 *м*², работающих под напором не более 30—40 *м*, причем затворы располагают в головной части водоприемника (фиг. 26—37).

Сегментные затворы отличаются надежностью работы, небольшим подъемным усилием и способностью закрывать отверстие под действием собственного веса что весьма важно в случае аварии на нижележащем участке сооружения. К числу их недостатков следует отнести потребность в относительно большом пространстве для расположения затвора и затруднительность обеспечения плотного закрытия отверстия, особенно при больших напорах.



Фиг. 26—37. Сегментный затвор водоприемника

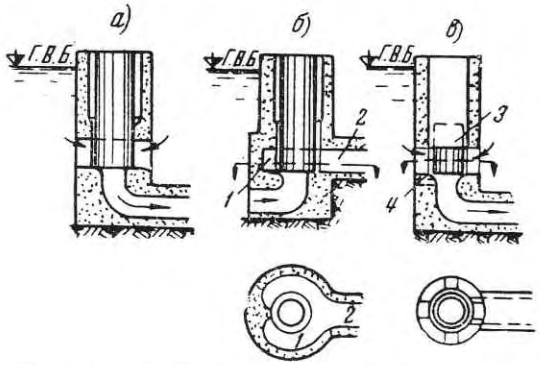
1 — решетка; *2* — тележка для балочного заграждения; *3* — балочное заграждение (шандоры); *4* — подъемный механизм

26—14. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ЗАТВОРЫ

Вертикальные цилиндрические затворы перекрывают круглые отверстия вертикальных участков водоспусков и водоприемников. В зависимости от конструкции вертикальные цилиндры можно подразделить на высокие и низкие.

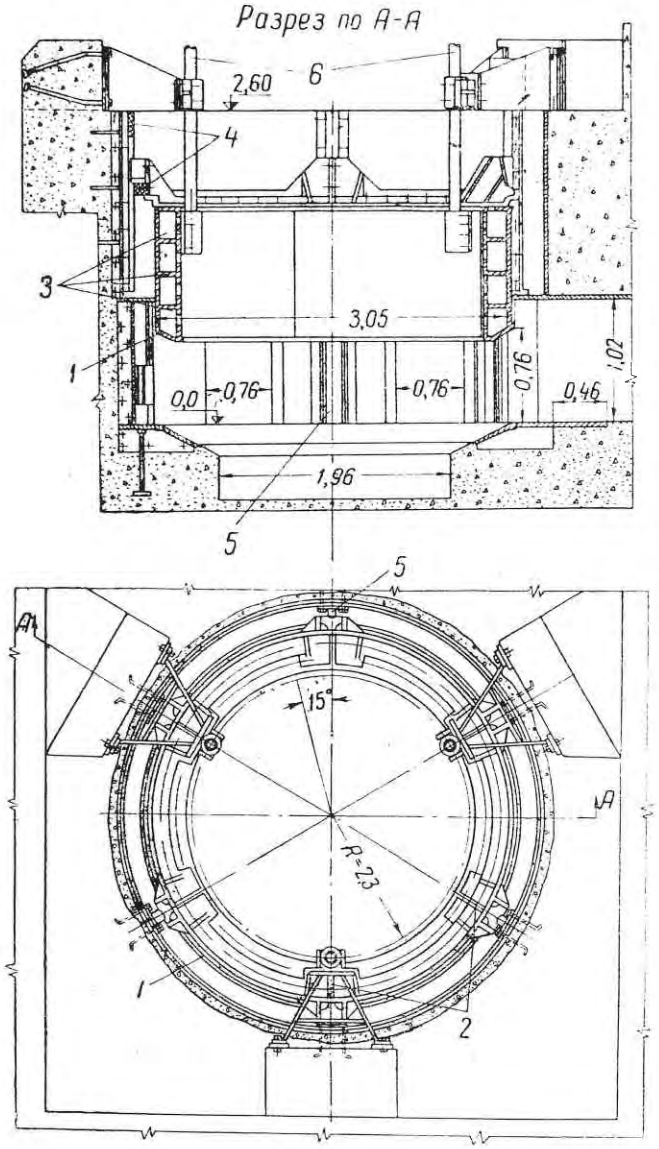
Высокие вертикальные цилиндры отличаются от низких тем, что их высота обычно значительно превышает диаметр; кроме того, при закрытом положении затвора его верхняя кромка несколько возвышается над горизонтом верхнего бьефа, в то время как верхняя кромка низких цилиндров в этом положении заглублена. Высокие цилиндры представляют собой полый вертикальный цилиндр, открытый сверху и снизу, причем вода подводится либо с внешней (фиг. 26—38, *а*), либо с внутренней (фиг. 26—38, *б*) поверхности цилиндра. Давление воды на затвор направлено радиально, т. е. уравновешено относительно оси цилиндра, благодаря чему при подъеме затвора приходится преодолевать в основном только вес самого затвора. В случае внешнего подвода воды (фиг. 26—38, *а*) она поступает при подъеме затвора через входное горизонтальное отверстие и направляется вниз в галерею. При внутреннем подводе воды (фиг. 26—38, *б*) она при закрытом положении затвора заполняет внутреннее пространство цилиндра, а при его подъеме заполняет камеру *1* и направляется по отводящей галерее *2*. Высокие цилиндры целесообразно применять только при небольших напорах, т. е. в водоприемных отверстиях, так как в случае больших напоров потребовалась бы чрезмерно большая высота затворов, поэтому они не получили широкого распространения.

Более распространены низкие цилиндрические затворы с внешним подводом воды (фиг. 26—38,*в*). В зависимости от конструкции низкие цилиндры можно подразделить на открытые и закрытые. Конструкция низкого открытого цилиндра (фиг. 26—39) состоит из: 1) металлической обшивки; 2) ряда вертикальных стоек, на которые опирается обшивка; 3) поперечных круговых диафрагм, обеспечивающих жесткость затвора; 4) нижнего и верхнего уплотнений; 5) направляющих роликов или полос, прикрепляемых к цилиндру в нескольких вертикальных плоскостях и перемещающихся вместе с затвором по закладным рельсам. Подъем ци-



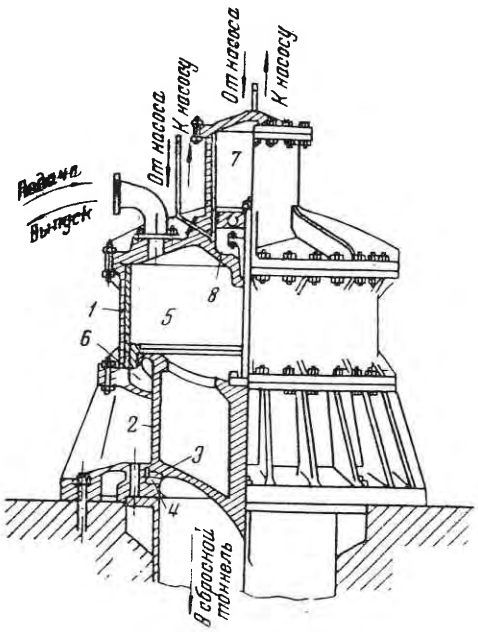
Фиг. 26—38. Схемы вертикальных цилиндрических затворов

а — высокий с внешним подводом воды; *б* — высокий с внутренним подводом воды; *в* — низкий с внешним подводом воды; *1* — камера; *2* — отводящая галерея; *3* — цилиндр в поднятом положении; *4* — подвод воздуха



Фиг. 26—39. Вертикальный низкий открытый цилиндрический затвор

1 — металлическая обшивка; *2* — вертикальные стойки; *3* — диафрагмы жесткости; *4* — уплотнение; *5* — направляющие рамки или полосы; *6* — подъемные штанги



Фиг. 26—40. Вертикальный низкий закрытый цилиндрический затвор

1 — неподвижный цилиндр; *2* — внутренний полый подвижный цилиндр; *3* — уплотняющее кольцо; *4* — закладная рама; *5* — верхняя (большая) камера; *6* — нижняя (кольцевая) камера; *7* — верхняя регулирующая камера; *8* — нижняя регулирующая камера

линдра производится при помощи трех жестких тяг, идущих к трем синхронно работающим подъемникам наверху.

Низкие открытые цилиндры применяют в водоспусках и башенных водоприемниках; на одном из сооружений такой затвор погружен на 100 *м* от подпорного горизонта, имеет диаметр 9,15 *м* и высоту 2,76 *м*. При значительных напорах во избежание вакуума целесообразно подводить по трубкам воздух в зону несколько ниже входного отверстия вертикальной шахты.

Закрытые низкие цилиндры закрыты снизу и сверху и состоят из двух частей — неподвижной и подвижной, причем последняя непосредственно регулирует расход сбрасываемой воды. В большинстве случаев закрытые низкие цилиндры устраиваются гидравлического действия, в отдельных случаях — с механическим приводом.

В качестве примера опишем схему работы закрытого низкого цилиндра гидравлического действия (фиг. 26—40). Он состоит из неподвижного цилиндра *1* и перемещающегося внутреннего подвижного полого цилиндра *2*, заканчивающегося внизу конической поверхностью для обеспечения хорошей обтекаемости. Подвижный цилиндр снабжен внизу уплотняющим кольцом *3*, которое при закрытом затворе плотно прилегает к уплотняющему кольцу закладной рамы *4*. Подвижный цилиндр разделяет внутренний объем неподвижного цилиндра на две напорные камеры; верхняя (большая) камера *5* может сообщаться с верхним бьефом и водоспуском, нижняя (кольцевая) камера *6* постоянно связана только с верхним бьефом. При соединении камеры *5* с верхним бьефом давление на верхнюю часть цилиндра *2* превышает давление в камере *6* и цилиндр опускается вниз — вплоть до соприкосновения уплотнений *3* и *4*. Если же камера *5* соединяется с водоспуском, то под давлением воды верхнего бьефа в камере *6* цилиндр отрывается от уплотнения *4* и поднимается. При слишком низком горизонте верхнего бьефа, т. е. при недостаточном для движения затвора напоре, затвор управляется посредством давления масла, впускаемого в камеры *7* или *8* небольшого цилиндра на верху затвора. При помощи специальных устройств можно обеспечить и частичное открытие затвора.

В других конструкциях низких закрытых цилиндров неподвижным является внутренний цилиндр, а верхний — в виде колокола — может двигаться, открывая или закрывая отверстие.

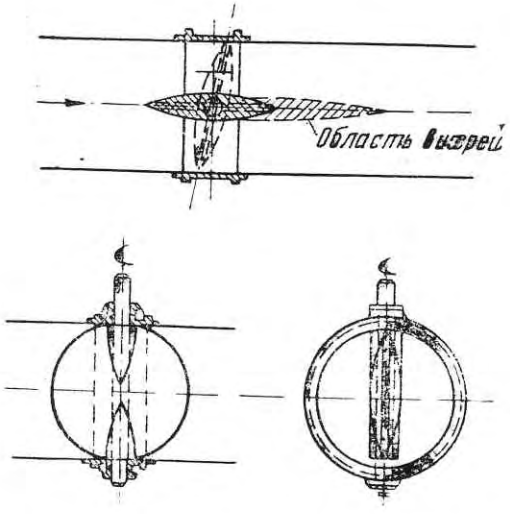
26—15. ДИСКОВЫЕ ЗАТВОРЫ

Дисковый (дроссельный) затвор (фиг. 26—41) представляет собой плоский поворотный диск обычно круглой формы, вращающийся на вертикальной или горизонтальной оси, наглухо соединенной с диском (примерно в середине его). Поворотом этой оси, пропущенной через кожух затвора и соединенной с приводным механизмом, диск, или дроссель, можно поставить в любое положение, увеличивая или уменьшая при этом сечение трубы. Ось вращения диска располагается таким образом, чтобы давление на обе части диска было примерно равно, благодаря чему для поворота затвора достаточно относительно небольшого усилия. Диск изготовляется из литой стали, ось тоже стальная, с цапфами и бронзовыми втулками на обоих концах, кожух — чугунный, уплотнение осуществляется при помощи резиновых колец, прижимаемых к отшлифованной поверхности кожуха.

При частичном открытии отверстия позади диска образуется зона пониженного давления, заполненная срывающимися вихрями, что вызывает вибрацию затвора. Возможно также появление кавитации. Во избежание появления вакуума подводят воздух непосредственно ниже затвора, повышают давление вблизи затвора путем сужения выходного сечения водоспуска или снижают скорости обтекания диска, улучшая его форму при полном открытии отверстия (путем устройства впереди и позади диска обтекаемых направляющих стенок).

Другим недостатком дискового затвора является недостаточная плотность (водонепроницаемость) закрытия отверстия, поэтому этот затвор применяют при допустимости небольшой утечки воды или когда полная водонепроницаемость обеспечивается другим затвором.

Дисковые затворы широко применяются в водоспусках в качестве основных затворов при любых напорах, если не требуется регулировать расход воды. При необходимости регулирования расхода дисковые затворы применяют для напоров до 25—30 *м*, располагая их в конце водоспуска, где имеется свободный доступ воздуха. Малое поворотное усилие и быстрота действия обеспечивают широкое применение дискового затвора в качестве запасного (второго) затвора; если необходимы регулирование расхода (при больших напорах) и обеспечение плотного закрытия отверстия, основным является затвор другого типа. Дисковые затворы применяются для напоров до 800 *м* (при диаметре 0,7 *м*) и более; наибольший осуществленный диаметр затвора — 8,2 *м* (при напоре 25 *м*).

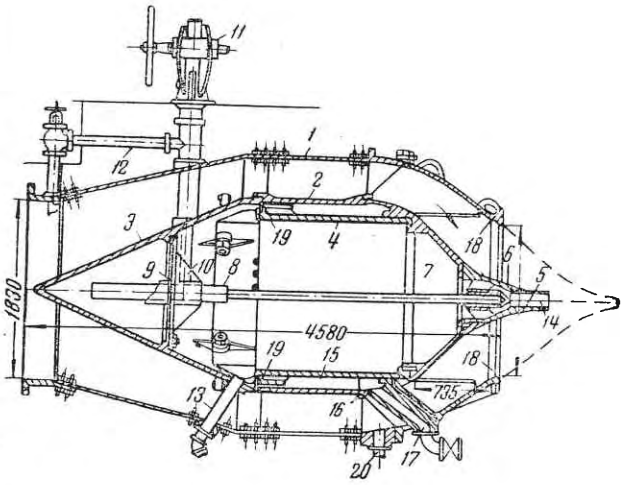


Фиг. 26—41. Дисковый затвор

26—16. ИГОЛЬЧАТЫЕ ЗАТВОРЫ

Игольчатые затворы состоят из неподвижного овоидального кожуха и сердечника обтекаемой формы, выходное отверстие между которыми закрывается посредством перемещения игольчатого поршня, расположенного внутри сердечника. Существующие разновидности игольчатого затвора отличаются друг от друга способом управления или конструкцией поршня. По способу управления игольчатые затворы можно подразделить на две группы: 1) с гидравлическим приводом, или уравновешенные (в отношении давления воды на цилиндр), и 2) с механическим приводом, или неуравновешенные. Наибольшее распространение получили уравновешенные затворы.

На фиг. 26—42 показан усовершенствованный тип игольчатого уравновешенного затвора. Затвор состоит из кожуха *1*, прикрепленного к кожуху на радиальных ребрах сердечника *2* с коническим концом *3*, и поршня *4* с иглообразным наконечником *5*. Поршень снабжен игольчатым клапаном *6*, регулирующим выпуск воды из камеры *7* и имеющим на своем левом конце зубчатую рейку *8*, которая соединяется с шестерней *9*; последняя при помощи вертикального вала *10* приводится в действие приводом *11*. Вода под напором поступает в камеру *7* через трубу *12* и (при регулировании открытия затвора) вытекает из камеры через отверстие *14*, перекрываемое игольчатым клапаном *6*. Полное опорожнение камеры *7* может быть осуществлено через трубу *13*. В камеру *15* вода поступает через отверстия *16*, а вытекает из камеры *15* через трубу *17*. Опорожнение кольцевого пространства между кожухом *1* и сердечником *2* и поршнем *4* осуществляется трубой *20*.



Фиг. 26—42. Игольчатый затвор

1 — кожух; *2* — сердечник; *3* — коническая часть сердечника; *4* — поршень; *5* — иглообразный наконечник поршня; *6* — игольчатый клапан поршня (перекрывающий спускное отверстие камеры поршня); *7* — камера поршня; *8* — зубчатая рейка поршня; *9* — шестерня поршня; *10* — вертикальный вал поршня; *11* — привод поршня; *12* — труба, подающая воду в камеру поршня; *13* — спускная труба из камеры поршня; *14* — спускное отверстие камеры поршня; *15* — камера сердечника; *16* — впускное отверстие камеры сердечника; *17* — спускная труба камеры сердечника; *18* — уплотнительное кольцо; *19* — концевые выступы поршня; *20* — труба для спуска воды из кольцевого пространства между кожухом и сердечником и из поршня

Для закрытия затвора освобождают камеру *15* от воды, а в камеру *7* подают под напором воду, которая своим давлением на внутреннюю поверхность поршня вызывает перемещение последнего вправо, вплоть до упора в уплотняющее кольцо *18*. Для открытия затвора опоражнивают камеру *7*, а в камеру *15* впускают под напором воду, которая оказывает давление на выступы *19* конца поршня и вынуждает последний перемещаться влево до полного открытия кольцевого отверстия между кожухом *1* и поршнем *4*. Регулирование открытия или закрытия затвора происходит при помощи игольчатого клапана *6*, у которого площадь отверстия *14* больше площади отверстия вентиля на впускной трубе *12*.

Обтекаемым поверхностям затвора придают плавные очертания, исключающие возможность вакуума и кавитации; потери напора на затворе малы.

Игольчатые уравновешенные затворы обеспечивают возможность регулирования расхода, плотность закрытия, отсутствие вибрации и надежность в работе. Они нашли применение при диаметрах трубопроводов до 6,5 *м* и напорах до 800 *м*, причем устанавливают их большей частью с низовой стороны водоспуска с выбросом струи в воздух и снабжают специальными распылителями для гашения энергии струи. Недостатками игольчатых затворов является их высокая стоимость, сложность конструкции и изготовления; при наличии в воде обильных наносов работа игольчатых затворов ухудшается. При всем этом игольчатые затворы являются наиболее совершенными конструкциями для перекрытия донных высоконапорных отверстий и для точного регулирования расхода.

26—17. ВЫБОР ТИПА ГЛУБИННОГО ЗАТВОРА

Выбор типа затвора глубинного отверстия определяется следующими основными факторами: 1) необходимостью регулирования расхода воды; 2) величиной напора; 3) размерами отверстия; 4) требуемой степенью плотности закрытия отверстия; 5) необходимостью автоматического действия; 6) наличием наносов; 7) стоимостью.

Регулирование расхода воды наилучшим образом и при любых напорах осуществляется игольчатыми затворами; остальные типы затворов могут быть использованы для этой цели только при небольших напорах (до 20—25 *м*) с принятием при этом надлежащих мер по борьбе с вредными гидродинамическими воздействиями.

Для больших и средних напоров (более 25 *м*) при больших отверстиях ($d>3$ *м*) наиболее рациональными являются вертикальные цилиндрические и игольчатые затворы; при средних и малых отверстиях ($d<3$ *м*) — дисковые затворы и задвижки. Для небольших напоров (до 25 *м*) и при больших отверстиях целесообразны плоские, сегментные, дисковые, а также вертикальные цилиндрические затворы; при средних и малых отверстиях — плоские и дисковые затворы, задвижки.

В отношении водонепроницаемости закрытия отверстия наилучшими (при любых напорах) являются игольчатые затворы, несколько уступают им вертикальные цилиндрические. Плоские скользящие затворы и задвижки обеспечивают хорошую водонепроницаемость при малых напорах, при больших же напорах — только в случае безнапорного их передвижения, когда поверхности скольжения не подвергаются быстрому износу. Сегментные и плоские колесные затворы при малых напорах характеризуются удовлетворительной водонепроницаемостью, дисковые же затворы при всяких напорах хуже других затворов удовлетворяют данному требованию.

Автоматичность действия может быть обеспечена игольчатыми, дисковыми и вертикальными цилиндрическими затворами.

При наличии наносов лучше остальных типов работают плоские и сегментные затворы и задвижки, хуже всех — игольчатые затворы. В отношении стоимости (на 1 $м^2$ перекрываемого отверстия) наименее экономичны игольчатые затворы, далее задвижки; относительно дешевле плоские, сегментные и дисковые затворы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Березинский А. Р., Затворы гидротехнических сооружений СССР, Гострансиздат, 1936.
2. Березинский А. Р., Затворы водосливных отверстий; Затворы погруженных отверстий (Разделы учебника „Гидротехнические сооружения", под ред. Близняка Е. В. и Гришина М. М.), т. I и II, Стройиздат, 1938—1939.
3. Березинский А. Р., Верхнее строение плотин, Стройиздат, 1949.
4. Гришин М. М., Гидротехнические сооружения, ч. I, Стройиздат, 1947.
5. Губин Ф. Ф., Атлас гидроэлектрических станций, Госэнергоиздат, 1948.
6. Залькиндсон Е. И., Нефедов Е. Е., Березинский А. Р., Плоские металлические затворы гидротехнических сооружений, под ред. Березинского А. Р., Госстройиздат, 1951.
7. Калинович Б. Ю., Шлюзование водных путей, Речиздат, 1948.
8. Ликин В. В., Монтаж затворов гидротехнических сооружений, под ред. А. Р. Березинского, Стройиздат, 1944.
9. Линев Л. Ф., Крышевидные затворы, Стройиздат, 1939.
10. Металлические затворы гидротехнических сооружений, Технические условия и нормы проектирования, Стандартгиз, 1935.
11. Петрашень В. И., Гидротехнические затворы с плоской несущей обшивкой. Гос. издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.
12. Тарановский С. В., Вододействующие металлические затворы плотин, Стройиздат, 1947.
13. Дмитриев В. В., Таблицы для предварительного расчета гидрометаллических конструкций, „Сборник Гидроэнергопроекта" № 7, Госэнергоиздат, 1941.

ГЛАВА ДВАДЦАТЬ СЕДЬМАЯ

КАНАЛЫ

27—1. НАЗНАЧЕНИЕ И УСЛОВИЯ РАБОТЫ КАНАЛОВ

По назначению каналы подразделяются на: а) энергетические; б) судоходные и лесосплавные; в) оросительные и осушительные; г) водоснабженческие; д) комбинированные, например, оросительно-энергетические, судоходно-энергетические, и т. п.

В зависимости от назначения каналов к ним предъявляются различные требования в отношении конструкции и режима работы.

Энергетическим каналам с целью уменьшения потерь энергии придают минимальные уклоны. Основным требованием к энергетическим, а также водоснабженческим каналам является круглогодовая обеспеченность их работы.

Для судоходных каналов имеют большое значение форма и размеры поперечного сечения, определяемые по габаритам пропускаемых судов и скорости течения воды (которые не должны затруднять движения судов). Оросительные каналы должны командовать над возможно большей площадью и пропускать необходимые расходы воды.

Осушительные каналы проводятся с учетом наилучшего дренирования территории и обеспечения стока воды в основной водоприемник. Наиболее крупные осушительные каналы часто используются для лесосплава, а размеры их поперечного сечения и продольный профиль устанавливаются в соответствии с требованиями лесосплава.

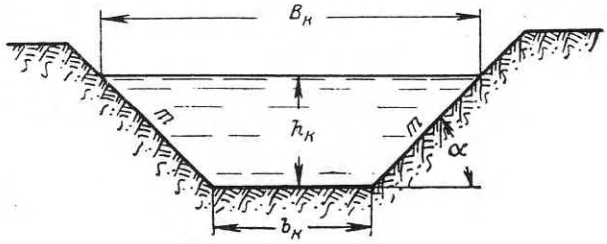
27—2. ФОРМА И РАЗМЕРЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ КАНАЛОВ

1. Форма поперечного сечения каналов

Наиболее распространенной формой поперечного сечения каналов является трапецоидальная, применяемая как для энергетических, водоснабженческих, оросительных, так и для других каналов средних размеров в случае песчаных глинистых, суглинистых и гравелистых грунтов.

При больших размерах поперечного сечения каналов и глубоких выемках применяется полигональная (ложбинообразная) форма с постепенно уполаживающимися откосами — от верхней бровки к дну канала. При проведении каналов в скальных грунтах поперечному сечению придается прямоугольная форма.

Гидравлически наивыгоднейшим поперечным сечением канала будет такое, в котором для заданной глубины наполнения смоченный периметр имеет минимальную величину; для этого необходимо в случае трапецоидальной формы поперечного сечения (фиг. 27—1) соблюдение условия:



Фиг. 27—1. Поперечное сечение канала

$$\frac{b_к}{h_к} = 2\left(\sqrt{1+m^2} - m, \right), \qquad (27—1)$$

в случае прямоугольной формы поперечного сечения (при $m=0$)

$$b_к = 2h_к.$$

Гидравлический радиус при этом всегда равен:

$$R = \frac{h_к}{2}.$$

Значения отношений $\frac{b_к}{h_к}$ для гидравлически наивыгоднейших поперечных сечений канала в зависимости от величины заложения откосов ($m=\operatorname{ctg}\alpha$) приведены в табл. 27—1.

При глубине наполнения канала, примерно равной глубине выемки под канал, гидравлически наивыгоднейшее поперечное сечение канала будет и экономически наивыгоднейшим. В случае трапецоидальной формы поперечного сечения каналов, проложенных в более глубокой выемке, экономически наиболее выгодным поперечным сечением является сечение с минимальной при данном расходе шириной по дну. Практически минимальная ширина по дну назначается в зависимости от способа производства работ: при ручной выемке ее принимают не менее 0,5 *м*, при механизированной разработке — в зависимости от применяемых механизмов, но не менее 1,5—3 *м*. Каналам, проходящим в насыпях, наоборот, выгоднее придавать бо́льшую ширину за счет уменьшения глубины воды в

Таблица 27—1

Значения $\frac{b_к}{h_к}$ для гидравлически наивыгоднейших поперечных сечений канала в зависимости от величины заложения откосов

m	0	0,10	0,20	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	1,75	2,0	2,25	2,5	3	4
α	90°	84°20′	78°40′	76°	63°30′	53°10′	45°	33°40′	29°40′	26°30′	24°	21°50′	18°30′	14°
$\frac{b_к}{h_к}$	2	1,81	1,64	1,56	1,24	1,00	0,83	0,61	0,53	0,47	0,42	0,38	0,32	0,24

канале, чем достигается уменьшение высоты дамб и улучшение их работы, но ухудшаются зимние условия эксплуатации канала.

Ширину по дну судоходного канала принимают, исходя из габаритов пропускаемых судов, и определяют из условия, что ширина канала B на уровне, соответствующем полной осадке груженого судна, должна быть не менее $2{,}6\ b$, где b — ширина наибольшего судна.

2. Выбор заложения откосов

Выбор заложения откосов производится из условия их устойчивости.

Для предварительных расчетов при выборе заложения откосов (при высоте откоса не более 5 *м*) в различных грунтах можно использовать [14] табл. 27—2.

Таблица 27—2

Примерное заложение подводных откосов каналов

Грунты	Заложение подводных откосов $m=\operatorname{ctg}\alpha°$
Пески пылеватые	3,0—3,5
Пески мелкие, средние и крупные:	
а) рыхлые и средней плотности	2,0—2,5
б) плотные	1,5—2,0
Супеси	1,5—2,0
Суглинки, лессы и глины	1,25—1,5
Гравийные и галечниковые грунты	1,25—1,5
Полускальные водостойкие грунты	0,5—1,0
Выветрившаяся скала	0,25—0,5
Невыветрившаяся скала	0,1—0,25

Запас над горизонтом воды в канале устанавливается в пределах от 0,2 до 2 *м* в зависимости от размеров поперечного сечения, колебания уровней воды и других эксплуатационных условий.

27—3. ВЫБОР РАСЧЕТНЫХ СКОРОСТЕЙ

1. Общие указания

При заданном расходе воды необходимая площадь живого сечения канала определяется в зависимости от расчетной скорости течения воды.

Как правило, необходимо выбирать скорость в канале наибольшую из возможных при данных условиях с учетом ограничений, вызываемых особенностью работы данного сооружения и обеспечения неразмываемости русла канала. Минимальные скорости течения воды в канале определяются условиями незарастания его водолюбивой растительностью, незаиляемости русла и работы в зимний период.

Средние скорости течения воды в канале должны быть соответственно не больше и не меньше предельно допустимых максимальных и минимальных скоростей.

В каналах, проходящих в нескальных грунтах, предельные скорости по размыву не должны превосходить допустимых; в случае необходимости их повышения применяют защитные одежды и облицовки русла.

Данные по допустимым неразмывающим скоростям — см. гл. 7.

2. Незаиляющие скорости

Минимальная средняя допустимая скорость из условия отсутствия заиления и зарастания каналов обычно принимается не ниже 0,5 *м/сек*.

Подсчет незаиляющих скоростей в настоящее время, согласно ГОСТ 3908-47, рекомендуется производить по формулам, основанным на принципе транспортирующей способности потока (см. гл. 7).

В последнее время Е. А. Замариным для определения транспортирующей способности были предложены [5] следующие формулы:

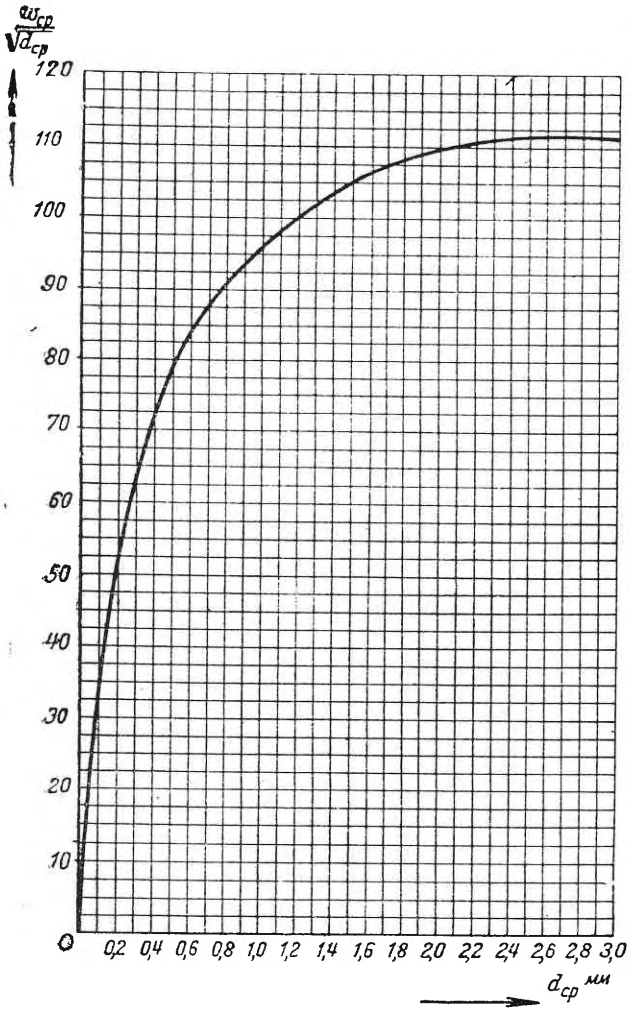
для

$$2 \leqslant w \leqslant 8\ мм/сек,$$

$$\rho = 700\left(\frac{v}{w}\right)^{\frac{3}{2}}\sqrt{Ri}\ ; \qquad (27—2)$$

для более мелких наносов при $0{,}4 \leqslant w \leqslant 2$ *мм/сек*

$$\rho = 350v\sqrt{\frac{Riv}{w}} \qquad (27—3)$$



Фиг. 27—2. График для определения величины $\frac{w_{ср}}{\sqrt{d_{ср}}}$ *в зависимости от* $d_{ср}$

Здесь ρ — транспортирующая способность в *кг/м*³;
R — гидравлический радиус в *м*;
i — уклон поверхности воды;
w — средневзвешенная (среднегеометрическая) гидравлическая крупность в *мм/сек*, определяемая по формуле:

$$w = \frac{\Sigma\, w_ф\, p}{100}, \qquad (27—4)$$

p — процентное содержание по весу отдельных фракций;
$w_ф$ — средняя крупность каждой фракции наносов (см. гл. 7);
v — средняя скорость течения воды в *м/сек*.

ТУиН на деривационные каналы гидростанций (ТУ 24-108-48) [12] рекомендуют пользоваться формулой критической незаиляющей скорости (по предложению И. И. Леви):

$$v_к = c\sqrt{R}, \qquad (27—5)$$

где

$$c = 0{,}01\,\frac{w_{ср}}{\sqrt{d_{ср}}}\cdot\frac{0{,}0225}{n} \qquad (27—6)$$

Здесь R — гидравлический радиус в *м*;
$w_{ср}$ — гидравлическая крупность частиц среднего диаметра $d_{ср}$ в *мм/сек*;
$d_{ср}$ — средний диаметр преобладающей массы частиц взвешенных наносов в *мм*;
n — коэффициент шероховатости.

В случае, если насыщение потока частицами наносов крупнее 0,25 *мм* превышает 0,01% по весу, то в выражение c вводится дополнительный множитель

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{p}{0{,}01}},$$

где p — процент (по весу) взвешенных наносов крупностью более 0,25 *мм*.

Величину $\frac{w_{ср}}{\sqrt{d_{ср}}}$ по известному $d_{ср}$ можно определить по графику фиг. 27—2.

Кроме указанных формул, для определения критической незаиляющей скорости применяется также формула В. Н. Гончарова.

По В. Н. Гончарову, величина критической (незаиляющей) скорости $v_к$ определяется по табл. 27—3, составленной на основании следующей формулы:

$$p = \frac{0{,}0535}{h}\left(\frac{v_к}{v_0 h^{0,2}}\right)^4\left(1-\frac{v_0 h^{0,2}}{v_к}\right), \qquad (27—7)$$

где p — весовое содержание фракций наносов крупнее 0,005 *мм* в промиллях (тысячных долях);
v_0 — скорость в *м/сек*, при которой происходит осаждение наносов данной крупности при глубине потока 1 *м*; определяется опытом;
$v_к$ — незаиляющая скорость (критическая) в *м/сек*;
h — глубина потока в *м*.

3. Ограничение скорости течения по условиям зимнего режима

Общие указания. Для предотвращения образования на канале донного льда и шуги вследствие переохлаждения воды служат следующие мероприятия: 1) создание на канале естественного ледяного покрова; 2) увеличение расчетных скоростей; 3) отепление канала.

Условия образования ледяного покрова. Ориентировочно можно указать, что для образования ледяного покрова толщиной 10—15 *см* необходимо обеспечить скорости течения воды в канале не более 0,5 *м/сек*. После образования слоя льда толщиной 10—15 *см* скорости подо льдом могут быть увеличены до 1,2—1,5 *м/сек*, но не выше, во избежание размыва льда.

Так как наличие ледяного покрова снижает пропускную способность канала, то для повышения последней применяют иногда способ временной форсировки расхода воды с тем, чтобы образование льда произошло при повышенных горизонтах воды.

Образование льда зависит от средней скорости течения и степени турбулентности потока.

Таблица 27—3

Значение $v_к$ в *м/сек* по формуле В. Н. Гончарова

Состав взвешенных наносов	Средняя глубина в *м*	При весовом содержании фракций наносов крупнее 0,005 *мм* в промиллях (p ‰)						
		0,1	0,5	1,0	2,5	5,0	7,5	10
0,25—0,05 *мм*—25% 0,05—0,005 *мм*—75%	0,30	0,22	0,28	0,32	0,39	0,45	0,49	0,52
	0,60	0,28	0,37	0,43	0,52	0,60	0,66	0,70
	1,00	0,34	0,45	0,52	0,64	0,75	0,82	0,87
	1,50	0,39	0,54	0,62	0,76	0,89	0,97	1,04
	2,00	0,44	0,60	0,70	0,86	1,01	1,10	1,18
	2,50	0,48	0,66	0,77	0,94	1,11	1,22	1,30
	3,00	0,51	0,71	0,83	1,02	1,20	1,32	1,41
0,25—0,05 *мм*—75% 0,05—0,005 *мм*—25%	0,30	0,28	0,37	0,42	0,50	0,58	0,64	0,68
	0,60	0,36	0,48	0,55	0,67	0,78	0,85	0,91
	1,00	0,43	0,59	0,68	0,83	0,97	1,06	1,13
	1,50	0,51	0,69	0,80	0,98	1,15	1,26	1,35
	2,00	0,57	0,78	0,91	1,11	1,31	1,43	1,53
	2,50	0,61	0,86	0,99	1,22	1,44	1,57	1,69
	3,00	0,66	0,92	1,07	1,32	1,55	1,70	1,82
1,0—0,25 *мм*—25% 0,25—0,05 *мм*—75%	0,30	0,39	0,51	0,58	0,70	0,81	0,88	0,94
	0,60	0,50	0,67	0,76	0,93	1,08	1,18	1,26
	1,00	0,60	0,82	0,94	1,15	1,34	1,47	1,57
	1,50	0,70	0,96	1,11	1,36	1,59	1,75	1,87
	2,00	0,78	1,08	1,26	1,54	1,80	1,98	2,12
	2,50	0,85	1,19	1,38	1,69	1,99	2,18	2,33
	3,00	0,92	1,28	1,49	1,83	2,15	2,36	2,53
1,0—0,25 *мм*—75% 0,25—0,05 *мм*—25%	0,30	0,57	0,73	0,84	1,00	1,16	1,27	1,35
	0,60	0,72	0,96	1,10	1,34	1,56	1,70	1,82
	1,00	0,87	1,18	1,36	1,66	1,93	2,12	2,27
	1,50	1,01	1,39	1,61	1,96	2,30	2,52	2,70
	2,00	1,13	1,56	1,81	2,22	2,60	2,86	3,06
	2,50	1,23	1,71	1,99	2,44	2,87	3,15	3,37
	3,00	1,32	1,85	2,15	2,64	3,10	3,41	3,65

По приближенным данным, при средних климатических условиях в канале, не имеющем сооружений, создающих заметные циркуляции в потоке, лед образуется при $v \leqslant 0{,}5 \div 0{,}6$ *м/сек*, а при наличии в канале сооружений или при изменении его поперечного сечения — при $v \leqslant 0{,}4 \div 0{,}5$ *м/сек*.

Принцип увеличения расчетных скоростей основан на создании в канале скоростей (в пределах допустимых), при которых вода, поступающая в канал с некоторой положительной температурой, за время прохождения ее по каналу не успевает охладиться.

По исследованиям С. Н. Крицкого, М. Ф. Менкеля и К. И. Россинского [8], условию невозможности образования в канале ледяного материала соответствует следующее неравенство

$$t_{нач} \geqslant \frac{C_0 L}{\gamma_в q} + \frac{C_0}{\alpha_к}, \qquad (27—8)$$

где $t_{нач}$ — температура воды, поступающей в канал, в °С;

C_0 — отдача тепла, отнесенная к единице площади водного зеркала, в *мгкал/м² сутки*;

L — полная длина канала в *м*;

q — удельный расход воды, отнесенный к единице ширины водного зеркала канала, в *м²/сутки*;

$\alpha_к$ — коэффициент теплопередачи, отвечающий переходным условиям, в *мгкал/м²* сутки, °С;

γ — объемный вес воды в *т/м³*;

σ — коэффициент теплоемкости воды в *мгкал/т*, °С.

Отепление канала ввиду значительной его стоимости применяется лишь на каналах с малыми расходами.

4. Выбор скоростей в энергетических каналах

В энергетических каналах за исключением случаев необлицованных каналов расчетные скорости течения обычно определяют, исходя из экономических расчетов. В необлицованных каналах максимальные скорости находят из условий неразмываемости русла, поэтому

они бывают значительно ниже экономических. Помимо того, в энергетических каналах расчетные скорости должны удовлетворять условиям бесперебойной работы канала в зимнее время — недопущения образования донного льда и шуги. Обычно в энергетических каналах скорости выбирают от 1 до 3 *м/сек*, чаще всего — в пределах 1—2 *м/сек*.

При экономической скорости суммарная стоимость потерянной энергии (за счет потерь в напоре) и ежегодных отчислений со строительной стоимости канала должна быть минимальной.

Задаваясь величиной максимального расчетного расхода Q_{max} и несколькими значениями расчетной скорости v, находят уклон дна и размеры поперечного сечения канала для каждого случая. Для выбранных вариантов канала производят подсчет объемов работ и стоимости их, отнесенных к 1 *пог. м* длины канала. Далее определяют величину ежегодных отчислений S_1 со строительной стоимости канала на амортизацию, ремонт и пр. (также на 1 *пог. м* длины канала) по формуле:

$$S_1 = \frac{\alpha}{100} K, \qquad (27—9)$$

где K — строительная стоимость канала;
α — процент ежегодных отчислений.

Определение стоимости потерянной энергии производят по среднекубическому расходу $Q_{ср}$*, находя для каждого варианта канала количество потерянной энергии по формуле:

$$Э = 71 Q_{ср} I_p, \qquad (27—10)$$

где $Э$ — теряемая в год энергия в *квт-ч*;
I_p — потеря напора на 1 *пог. м* канала (берется в промиллях (‰), т. е. в тысячных долях).

Стоимость ежегодно теряемой энергии находят по формуле:

$$S_2 = pЭ, \qquad (27—11)$$

где p — стоимость 1 *квт-ч* энергии.

Полная величина ежегодных затрат для каждого варианта канала S на 1 *пог. м* будет:

$$S = S_1 + S_2. \qquad (27—12)$$

По минимуму кривой S, построенной по данным различных вариантов, находят экономически наивыгоднейшее значение расчетной скорости.

5. Скорости в оросительных каналах

В оросительных каналах расчетные скорости не должны превосходить допустимых по размыву скоростей для грунта или одежды канала (см. гл. 7) и не должны быть ниже предельно допустимых по заилению и зарастанию каналов. Обычно для оросительных каналов расчетные скорости лежат в пределах 0,6—1,0 *м/сек*. Для бетонированных каналов они достигают 2—3 *м/сек* и более.

* Среднекубический расход получается как корень кубический из средней ординаты площади построенного графика изменения расходов (возведенных в куб) по времени.

6. Скорости в судоходных каналах

В судоходных каналах по условиям эксплуатации скорости течения воды должны быть возможно меньшими и не превышать 1 *м/сек*. Но одновременно должно быть обеспечено выполнение требований в отношении неразмываемости и незаиляемости русла.

27—4. РАСЧЕТ КАНАЛОВ НА ФИЛЬТРАЦИЮ

Величина потерь на фильтрацию зависит от характера грунтов по трассе канала, геологического строения, положения горизонта грунтовых вод и водонепроницаемого слоя, величины смоченного периметра, расхода в канале и ряда других факторов.

Для подсчета фильтрационных потерь из каналов без облицовки пользуются формулами акад. Н. Н. Павловского, В. В. Ведерникова, А. Н. Костякова и др.

По формуле акад. Павловского, при бесконечно глубоком залегании грунтовых вод в однородных грунтах

$$q = 0{,}0116 k_ф (B_к + 2h_к), \qquad (27—13)$$

где q — потери на 1 *км* длины канала в *м³/сек*;
$k_ф$ — коэффициент фильтрации в *м/сутки*;
$B_к$ — ширина канала по урезу воды в *м*;
$h_к$ — глубина воды в канале в *м*.

По формуле В. В. Ведерникова, для трапецоидального сечения и случая бесконечно глубокого залегания водонепроницаемого слоя грунта

$$q = 0{,}0116 k_ф \left(B_к + 2h_к \frac{k}{k_1}\right), \qquad (27—14)$$

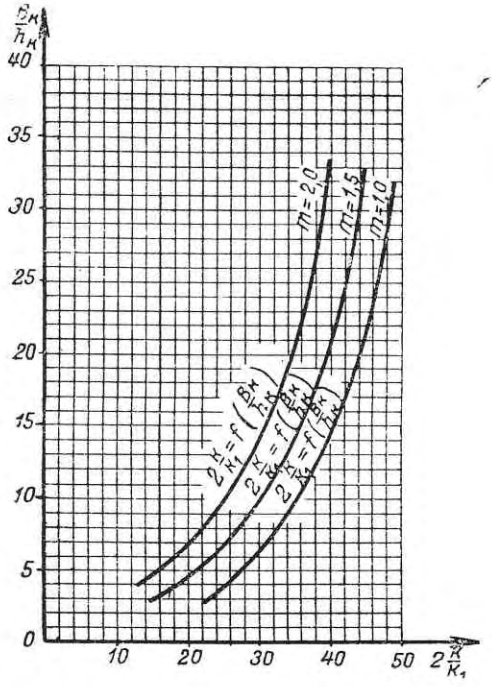
где q — фильтрационный расход на 1 *км* длины канала в *м³/сек*;
$k_ф$ — коэффициент фильтрации в *м/сутки*;
$B_к$ — ширина канала по урезу воды в *м*;
$h_к$ — глубина наполнения канала в *м*;
$\frac{k}{k_1}$ — отношение полных эллиптических интегралов 1-го рода.

Значения $2\frac{k}{k_1}$ в функции $\frac{B_к}{h_к}$ для трапецоидального сечения при различных заложениях откоса m (см. фиг. 27—1) даны на графике (фиг. 27—3).

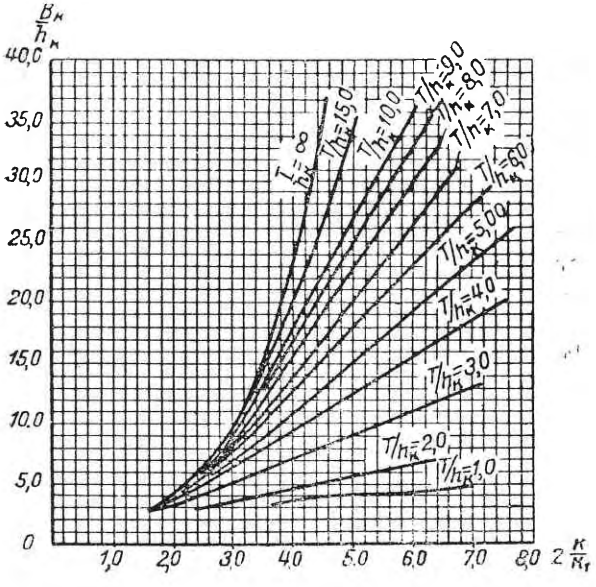
При конечной глубине T залегания грунта значительной водопроницаемости можно пользоваться той же формулой (27—14), беря значения $2\frac{k}{k_1}$ в функции $\frac{B_к}{h_к}$ для различных отношений $\frac{T}{h_к}$ при заложении откосов m=1,5 по графику фиг. 27—4.

Для небольших каналов влияние относительной глубины залегания $\frac{T}{h_к}$ грунтов значительной водопроницаемости на величину фильтрационных потерь невелико.

Кроме вышеприведенных формул, полученных на основании теоретических решений, А. Н. Костяковым, по данным обработки результатов непосредственных наблюдений потерь воды в каналах, построен график (фиг. 27—5) и предложены эмпирические формулы для определения потерь воды на 1 *пог. км* канала σ в процентах от протекающего в нем расхода воды Q *м³/сек*:



Фиг. 27—3. График для определения значений $2\frac{k}{k_1}$ в функции $\frac{B_к}{h_к}$ в случае бесконечно глубокого залегания водонепроницаемого слоя грунта



Фиг. 27—4. График для определения значения $2\frac{k}{k_1}$ в случае конечной глубины T слоя грунта значительной водопроницаемости

а) для каналов в легкопроницаемых грунтах

$$\sigma = \frac{3,4}{Q^{0,5}}\ \%; \qquad (27-15)$$

б) для каналов в среднепроницаемых грунтах

$$\sigma = \frac{1,9}{Q^{0,4}}\ \%; \qquad (27-16)$$

в) для каналов в тяжелых малопроницаемых грунтах

$$\sigma = \frac{0,7}{Q^{0,3}}\ \%. \qquad (27-17)$$

Ниже (для ориентировки в отношении величины фильтрационных потерь) приводятся некоторые данные непосредственных наблюдений по фильтрации в каналах.

Так, в табл. 27—4 приведены данные опытных наблюдений величин фильтрационных потерь на 1 *км* длины канала в процентах от расхода воды при среднепроницаемых грунтах.

Таблица 27—4

Потери на фильтрацию в процентах от расхода воды на 1 *км* длины канала

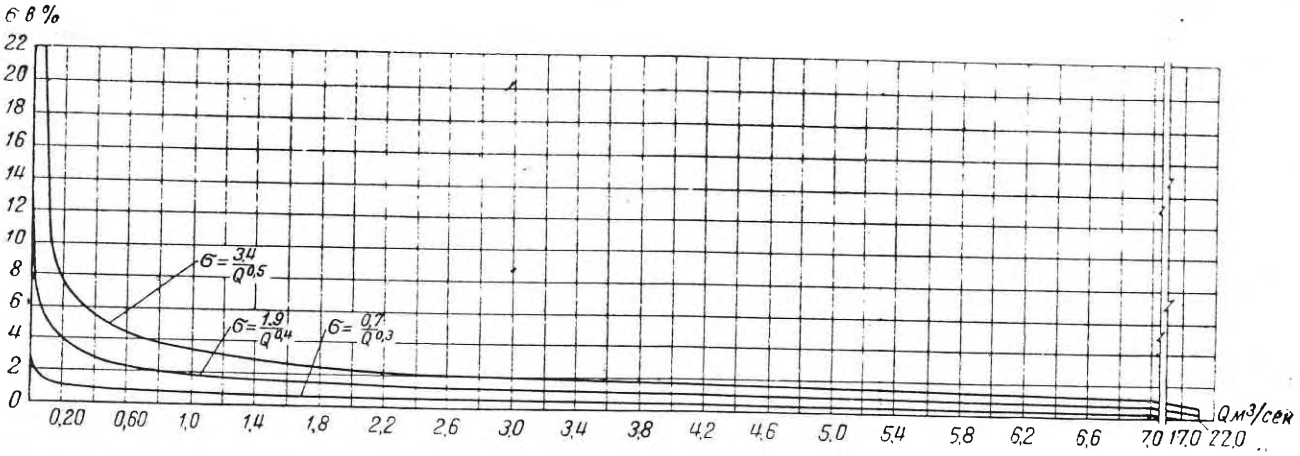
Расход канала в *м³/сек*	Потери в % от расхода на 1 *км*	Расход канала в *м³/сек*	Потери в % от расхода на 1 *км*
0,03	16	3,0—5,0	1,8—1,1
0,03—0,1	16—12	5,0—10,0	1,1—0,6
0,1—0,2	12—9	10,0—20,0	0,6—0,5
0,2—0,5	9—6	20,0—100,0	0,5—0,15
0,5—1,0	6—4	100,0—300,0	0,15—0,02
1,0—1,5	4—3	—	—
1,5—3,0	3—1,8	—	—

В табл. 27—5 приведены данные о возможных потерях на фильтрацию в различных грунтах из необлицованных каналов, находящихся в эксплуатации не менее 5 лет.

Таблица 27—5

Потери на фильтрацию в *м³/сутки* на 1 *м²* смоченной поверхности канала

Наименование грунтов	Потери в *м³/сутки* на 1 *м²* смоченной поверхности
Непроницаемая глина	0,08—0,11
Глина средней проницаемости с водонепроницаемым нижележащим слоем не ниже 0,6—1 *м* от основания	0,11—0,15
Обыкновенная глина, илистая почва или вулканический пепел	0,15—0,23
Гравелистая или песчаная глина, сцементированный гравий, песок	0,23—0,30
Песок	0,30—0,46
Песчаные грунты	0,46—0,53
Песчаные грунты (с примесью гравия)	0,61—0,76
Пористые гравелистые грунты	0,76—0,91
Весьма гравелистые грунты	0,91—1,83



Фиг. 27—5. График коэффициентов потерь воды в каналах на пог. км в % от расхода канала

27—5. ОДЕЖДЫ И ОБЛИЦОВКИ КАНАЛОВ

1. Основные типы одежд и облицовок

Применение на каналах различного рода покрытий и одежд имеет своим назначением: защиту дна и откосов от размыва и механических воздействий[1], уменьшение потерь на фильтрацию, уменьшение шероховатости для повышения пропускной способности русла.

Основными типами применяемых в настоящее время одежд являются: 1) наброска из камня различной крупности; 2) каменная мостовая; 3) каменное мощение на растворе; 4) бетонные и железобетонные облицовки; 5) торкретирование; 6) асфальтобетонные облицовки.

Одежды типов по пп. 3, 4, 5 и 6 являются наиболее совершенными, удовлетворяя одновременно всем основным требованиям: водонепроницаемости, защиты от размыва и уменьшению шероховатости.

Для уменьшения фильтрации воды из каналов применяются уплотнение откосов и дна глиной, кольматаж, нефтяные одежды, искусственное солонцевание грунта, биологические способы уменьшения водопроницаемости грунта, механическое уплотнение.

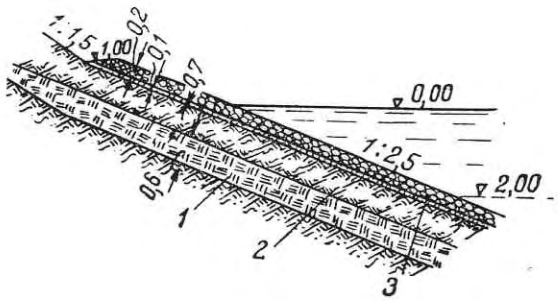
2. Каменная наброска и каменные мостовые

Каменная наброска служит для предохранения дна и откосов канала от размывающего действия воды. Каменную наброску устраивают на 15—20-сантиметровом слое гравия или крупнозернистого песка при относительно небольших скоростях течения и на слое щебня при более значительных скоростях (фиг. 27—6).

Толщина наброски колеблется от 30 до 60 *см*, доходя в отдельных случаях до 1 *м*. К недостаткам этого типа крепления относится повышенная шероховатость, вызывающая значительные потери напора на трение.

Каменные мостовые устраивают на 15—20-сантиметровом слое подготовки из щебня и гравия и на мху (фиг. 27—7); для уменьшения водопроницаемости применяется мостовое покрытие на растворе (фиг. 27—8). Толщина мостового покрытия (одиночного или двойного) в зависимости от крупности камня колеблется от 15 до 40 *см*.

[1] В судоходных каналах — защита от воздействия судовых волн.



Фиг. 27—6. Тип крепления из каменной наброски

1 — глина; *2* — защитный слой; *3* — каменная наброска

При глинистом грунте мощение производится по 15—30-сантиметровому слою крупного песка или мелкого гравия.

Преимуществом мостовых на мху являются: эластичность, простота устройства и возможность использования местных материалов; недостатком их является большая водопроницаемость.

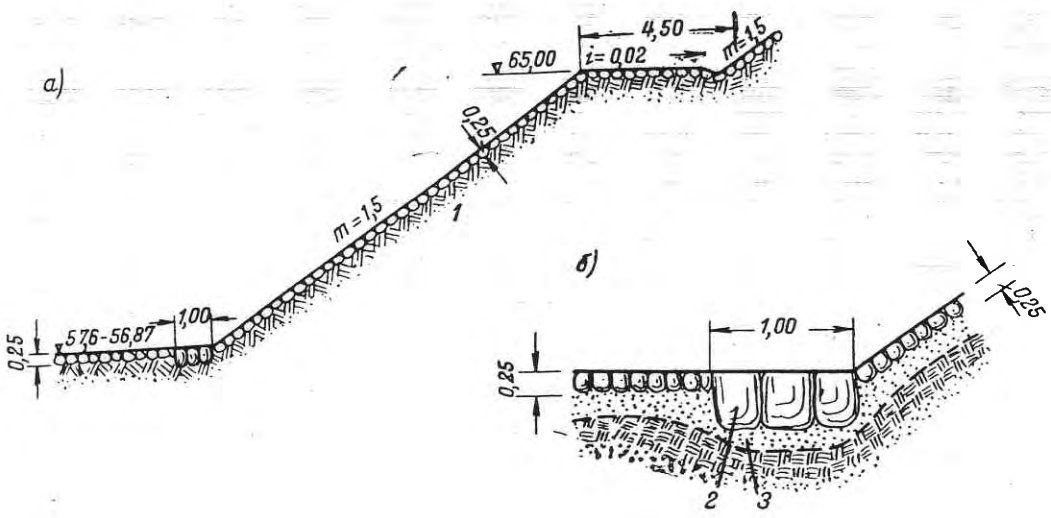
Каменные покрытия — наброска, мощение — применяются преимущественно на каналах значительных сечений и судоходных, где роль шероховатости относительно невелика.

В случае водопроницаемых грунтов ввиду больших фильтрационных потерь мостовое покрытие без специальных противофильтрационных мероприятий неприменимо. В этом случае следует использовать кольматаж, торкретирование или переход к кладке мостовой на растворе.

3. Бетонные и железобетонные одежды

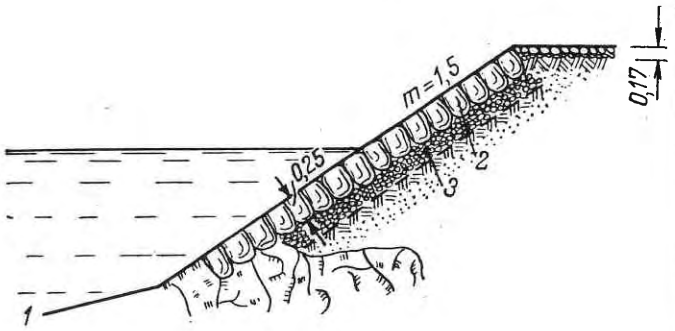
Эти одежды являются наиболее надежным и совершенным типом покрытия.

Для устройства бетонных облицовок применяются бетоны двух видов: жирные — водонепроницаемые (состава 1 : 6—1 : 9) в облицовках, основным назначением которых является борьба с потерями на фильтрацию, и тощие (состава 1 : 12 до 1 : 16) в облицовках, служа-



Фиг. 27—7. Тип крепления из каменной мостовой на мху

а — без подготовки; *б* — на подготовке; *1* — легкие глинистые грунты; *2* — упорный (для откоса) блок из штучного камня 0,35—0,45 *м* на мху; *3* — подготовка



Фиг. 27—8. Мощение на растворе

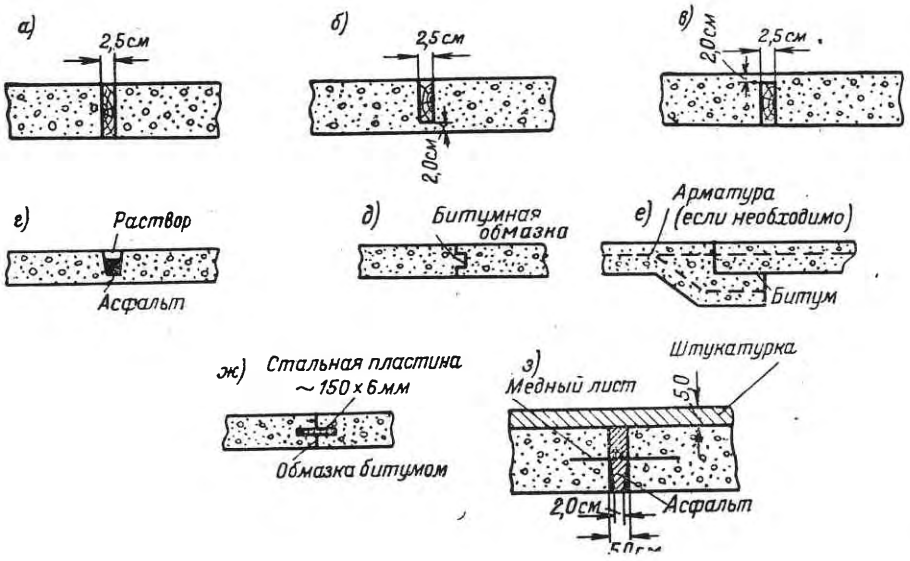
1 — заделка трещин и швов цементным раствором; *2* — мощение камнем на цементном растворе; *3* — щебенчатая подготовка слоем 0,16 *м*

щих для защиты грунтов от размыва и для закрепления откосов.

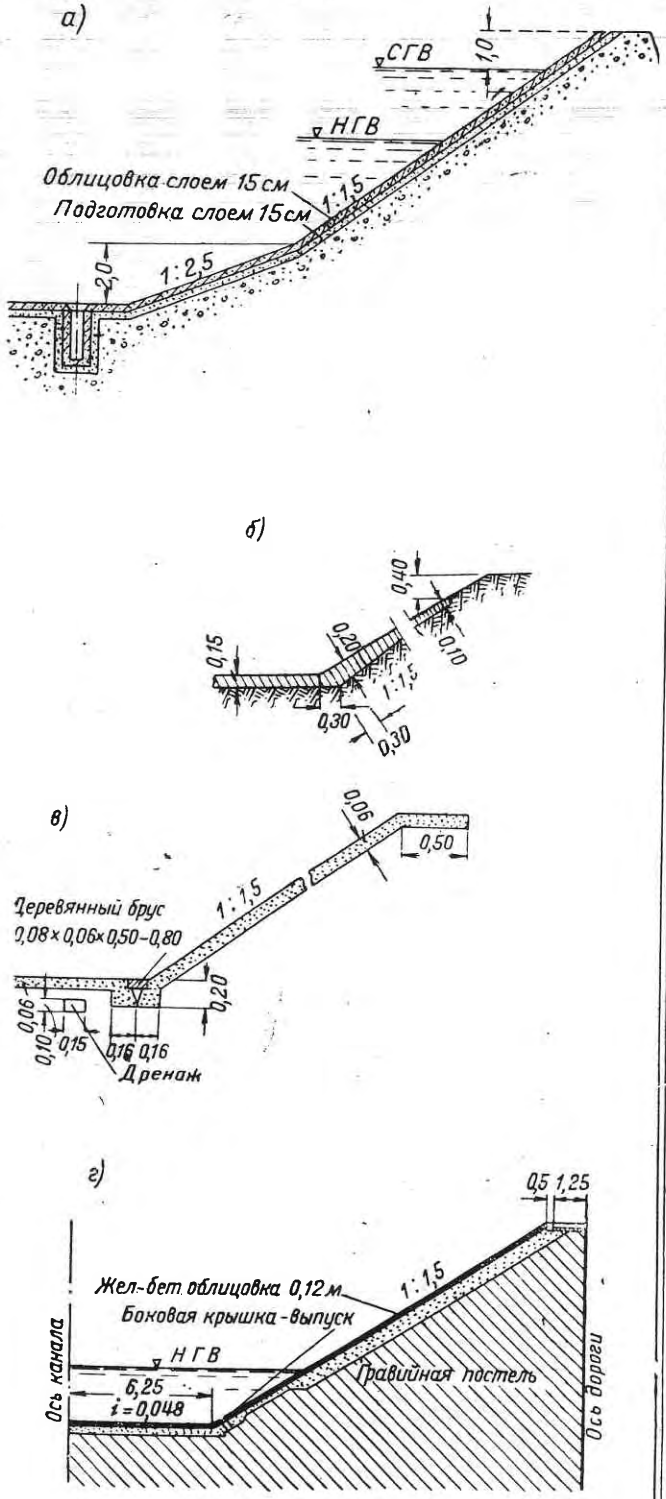
В железобетонных облицовках используются жирные бетоны. Арматура из прутьев диаметром 8—12 *мм* устанавливается в продольном и поперечном направлениях на расстоянии 20—30 *см* друг от друга; процент армирования обычно не превышает 0,2%.

В обычных геологических условиях при наличии хорошей подготовки или дренажа толщина бетонных облицовок колеблется от 10 до 20 *см*, реже до 30 *см*, а железобетонных от 7,5 до 15 *см*.

Для предотвращения появления температурных и усадочных трещин в бетонной облицовке устраивают температурные швы, заполняемые пластичным материалом — асфальтом, деревом, прокладкой просмоленных листов толя и пр. (фиг. 27—9).



Фиг. 27—9. Типы швов в бетонных облицовках откосов каналов



Фиг. 27—10. Бетонные облицовки откосов каналов

Расстояние между температурными швами обычно принимается 2—5 *м* в зависимости от толщины облицовки, а ширина швов по конструктивным соображениям — от 10 до 50 *мм*.

Бетонные одежды укладывают на подготовке толщиной 10 *см* из щебня, гравия или крупнозернистого песка (фиг. 27—10). При грунтах с наличием органических кислот, а также подверженных пучению, бетонную облицовку не делают. В зависимости от грунта, конструкции и толщины одежды заложение откосов в бетонированных каналах изменяется от вертикального до 1 : 1,5.

4. Торкретирование

Торкретирование можно применять или как самостоятельный тип облицовки, наносимый на металлическую сетку, или в сочетании с облицовками из тощего бетона, мостовой и пр. для придания последней водонепроницаемости и с целью уменьшения шероховатости.

Покрытие торкретом по бетону производится в 1—2 слоя при толщине каждого слоя 5—15 *мм*. При нанесении торкрета в 2—3 слоя по металлической сетке нормальной толщиной следует считать 3—4 *см*, а максимальной — 5 *см*; слои следует наносить с промежутками в 2—3 дня.

5. Облицовки из асфальтовых и битумных материалов

Применяют облицовки асфальтобетонные, из асфальтового раствора и устраиваемые путем пропитывания битумом.

Асфальтобетонные облицовки представляют собой смесь асфальтового битума с заполнителем (песком и щебнем или гравием), нагретую до температуры 160—180° и укладываемую в дело с температурой не ниже 140°.

Подбор смеси производится по принципу наибольшей плотности (наименьшей порозности).

Характеристика вырабатываемых для строительства марок битума приведена в гл. 6 справочника.

По консистенции и способу укладки различают асфальтобетоны уплотняемые и литые.

По крупности зерен минеральных составляющих и содержанию асфальтового битума, согласно ТУ Гушосдора, различают указанные в табл. 27—6 типы асфальтобетонов.

Асфальтобетонные облицовки устраивают при наличии грунтовых вод и склонности грунтов основания к пучению на 10-сантиметровом слое песчано-гравелистой или гравелистой подготовки, а при отсутствии этих

Таблица 27—6

Состав различных типов асфальтобетона

Тип асфальтобетона	Крупность содержащегося щебня в *мм*	Содержание асфальтового битума в % от веса всей минеральной части
Крупнозернистый	До 35	5—7,5
Среднезернистый	„ 25	6—8,5
Мелкозернистый	„ 15	7,5—9,5

условий—непосредственно на предварительно уплотненном грунте основания. Толщина облицовок назначается в пределах 5—8 *см*. Для большей водонепроницаемости поверхность таких облицовок рекомендуется окрашивать горячим битумом с добавкой коротковолокнистого асбеста в количестве 10—15% по весу.

Облицовки из асфальтового раствора (песчаный асфальт) представляют собой смеси асфальтового битума, заполнителя и песка, укладываемые при тех же условиях, что и асфальтобетонные смеси. По консистенции их подразделяют на уплотняемые и литые.

Содержание битума обычно достигает 9—14% по весу, состав растворов проектируется лабораторией. Толщина облицовок колеблется от 3 до 5 *см*. Конструкция их такая же, как и асфальтобетонных.

Облицовки, устраиваемые путем пропитывания, представляют слой щебня, уложенного на естественный грунт, уплотненного катком и пропитанного разливом горячего битума с расклинцовкой поверхности щебеночной мелочью.

Этот тип облицовки проницаем для воды и поэтому применим главным образом для защиты грунтов от размыва и только частично для уменьшения потерь от фильтрации. Толщина этих облицовок — примерно 8 *см*.

Основным недостатком асфальтовых облицовок является пробивание их растительностью.

6. Глиняное уплотнение

Этот тип уплотнения применяется в случае песчаных и гравелистых грунтов и представляет собой слой утрамбованной или укатанной глины толщиной от 20 до 100 *см* — в зависимости от глубины канала.

Для предохранения глиняного уплотнения от промерзания поверх него укладывают защитный слой из песка, мелкого камня и гравия толщиной 40—100 *см*. В пределах колебания горизонтов воды устраивают дополнительное укрепление из каменной наброски или мостовой (см. фиг. 27—6).

При глиняном уплотнении наиболее часто встречается заложение откосов $m=2{,}5 \div 4$. Проверка устойчивости глиняной одежды и защитного слоя производится по способу, применяемому при расчете экранов и защитного слоя в земляных плотинах.

7. Кольматаж

Кольматаж как мера борьбы с фильтрационными потерями основан на создании водонепроницаемой пленки путем вмывания фильтрационным потоком осажденных мелких частиц глины, искусственно вводимой в канал в виде глинистого раствора, путем забросси ее в воду или отсыпки тонкого 10-сантиметрового слоя глины по периметру канала.

Ввиду трудности достижения равномерной осадки частиц по длине канала и возможности размывов образовавшейся пленки кольматаж недостаточно надежен, его применение рационально только в сочетании с другими типами укреплений.

Для обеспечения кольматажа нужно, чтобы скорости в канале были невелики, а грунт ложа канала был разнородным по гранулометрическому составу с отсутствием крупных пор, не заполненных мелким материалом.

8. Нефтяные одежды

Одежды этого типа, кроме уменьшения фильтрационных потерь, повышают связность и устойчивость откосов, но вследствие возможности вымыва нефтяных остатков недолговечны (1—2 года).

Для нефтяных одежд применяется легкая и тяжелая нефть с большим содержанием смолистых веществ; тяжелая нефть предварительно подогревается (до 100°). На устройство 1 $м^2$ нефтяного покрытия (путем непосредственного полива и пропитывания естественной поверхности либо полива с предварительным рыхлением и последующей утрамбовкой) обычно расходуется от 10 до 19 *л* нефтяных остатков.

9. Способ искусственного солонцевания грунтов

Этот способ, предложенный А. Н. Соколовским как средство борьбы с потерями на фильтрацию, основан на внесении в почву натриевых солей (NaCl). В результате химической реакции структура почвы приобретает качества солонца и становится маловодопроницаемой. По опытным данным, введение 2—5 *кг* NaCl на 1 $м^2$ поверхности (в зависимости от характера грунта) дает хорошие результаты. Например, по данным Каменской-Днепровской опытной станции, обработка одного из каналов (грунт — легкий пылеватый суглинок) по такому способу при норме NaCl в 2,5 $кг/м^2$ позволила уменьшить потери на фильтрацию в 9—10 раз.

10. Биологические способы уменьшения водопроницаемости грунтов

К биологическим способам уменьшения водопроницаемости грунтов относится искусственное оглеение грунта (предложенное в 1947 г.[1]). В грунт вводится органическое вещество (солома, растительные отходы и т. п.), после заполнения канала водой органическое вещество разлагается анаэробными бактериями и при этом происходит повышение дисперсности, пластичности и водонепроницаемости грунта.

Практически этот способ осуществляется путем смешения грунта русла канала с резаной соломой и т. п. в виде слоя 5—7 *см*, покрываемого сверху защитным слоем слегка уплотненного грунта в 10—15 *см*.

11. Механическое уплотнение

Механическое уплотнение с предварительным рыхлением может существенно снизить водопроницаемость суглинистых грунтов, имеющих малую плотность, структурных грунтов с сосредоточенными ходами фильтрации.

Уплотнение производится при соответствующей оптимальной влажности, глубина уплотнения должна быть не менее 25 *см* с увеличением объемного веса грунта в уплотненном слое на 20—25%.

---

[1] Г. М. Ломизе, А. С. Вознесенский и С. Г. Хлебников, О противофильтрационных мероприятиях в каналах и водоемах, журнал „Гидротехника и мелиорация" № 9, 1951.

12. Дренаж облицовки

Дренаж под облицовками во избежание их повреждения от напора грунтовых и фильтрационных вод является необходимым мероприятием. Дренаж, обеспечивающий отвод грунтовых и фильтрационных вод наружу, осуществляется: 1) путем устройства под облицовкой соответствующей подготовки из слоя крупного песка, гравия и гальки; 2) путем устройства системы дрен, отводящих воду непосредственно в канал или за его пределы.

При отсутствии грунтовых вод для суглинистых и супесчаных грунтов, мергелей и конгломератов подготовка толщиной 10—20 *см* из гравия, щебня или крупного песка является достаточным дренажным мероприятием. В случае притока грунтовых вод толщину подготовки доводят до 20—30 *см*, а в случае значительного их количества — переходят на устройство специальной системы дрен.

В судоходных каналах для защиты покрытий от разрушающего воздействия волн под облицовкой устраивают подготовку по принципу обратного фильтра (при отсутствии грунтовых вод).

27—6. УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ ОБЛИЦОВОК РАЗНОГО ТИПА

При выборе типа облицовки учитывают следующее.

Облицовки из камня в виде наброски или каменной мостовой применимы главным образом на больших каналах (например, судоходных) для защиты от размыва (волнения), механических повреждений, а также для защиты от зарастания и вредной деятельности землеройных животных.

Если задачей облицовки является только защита откосов канала от механических повреждений в пределах возможного действия ветровых и судоходных волн, можно ограничиваться устройством облицовки по высоте откосов лишь в зоне действия указанных факторов.

Действие волн определяется вверх от наивысшего, а вниз — от наинизшего горизонта воды в канале.

В судоходных каналах амплитуда судоходной волны должна определяться для наибольшего расчетного судна и максимальной допускаемой скорости по каналу.

Приближенно полная высота волны может быть определена по формуле П. К. Божича:

$$h=\frac{v^2}{2g}\left(0{,}65+3{,}2\,\frac{b_1 t}{B_к h_к}\right)^2, \qquad (27—18)$$

где v — расчетная скорость судна в *м/сек*;
g — ускорение силы тяжести в *м/сек*^{2};
b_1 — ширина судна в *м*;
t — осадка судна в *м*;
$B_к$ — ширина канала в *м*;
$h_к$ — глубина воды в канале в *м*.

Зная полную высоту волны h, по формуле того же автора можно определить высоту интерферированной волны у берега:

$$h_б = h\left[1+\sqrt{\frac{2l}{B_к}\operatorname{tg}\alpha}-0{,}027\left(1+\sqrt{\frac{2l}{B_к}\operatorname{tg}\alpha}\right)\sqrt[4]{0{,}5B_к \operatorname{ctg}\alpha - l}\right]. \qquad (27—19)$$

Здесь l — длина судна в *м*;
α — угол наклона откоса к горизонту в град.

Зная $h_б$ по рекомендуемой ГОСТ 3255-46 эмпирической формуле Н. Н. Джунковского, можно определить высоту вскатывания волны на откос (от спокойного уровня):

$$h_в = 3{,}2kh_б \operatorname{tg}\alpha, \qquad (27—20)$$

где k — коэффициент, зависящий от степени шероховатости откоса (см. гл. 7).

Имея $h_в$, можно по формуле Божича П. К.[1] подсчитывать высоту верхней границы крепления над спокойным уровнем:

$$h' = h_в + 0{,}5k\sin\alpha. \qquad (27—21)$$

Обычно на наших каналах величина h' получается в пределах 1—1,5 *м*. Нижняя граница крепления определяется из условия устройства его на 1,5 *м* ниже минимального горизонта воды в канале.

Для укрепления откосов в пределах действия волн тип облицовки в виде булыжной мостовой и каменной наброски является одним из наиболее целесообразных. Недостаток его — невозможность механизации работ или очень малая ее степень.

Для определения необходимой толщины каменного покрытия некоторыми авторами предложены эмпирические формулы.

По П. К. Божичу толщина покрытия находится по формуле:

$$\delta = \frac{0{,}36\,h_б}{(\gamma_к - 1)\cos\alpha}. \qquad (27—22)$$

Здесь $\gamma_к$ — объемный вес камня в *т/м*^{3}.

Инженером М. И. Лупинским[2] на основании экспериментальных исследований, проведенных в ВНИИ Водгео для определения толщины каменного покрытия, предложены следующие зависимости:

по формуле

$$Q = 11h^3 \qquad (27—23)$$

находят средний вес рваного камня, уложенного в покрытие (Q *кг*), после чего толщину покрытия определяют по формуле:

$$\delta = 1{,}36\sqrt[3]{\frac{Q}{\gamma_к}}, \qquad (27—24)$$

где δ — толщина покрытия в *м*;
$\gamma_к$ — объемный вес камня в *кг/м*^{3};
h — высота волны в *м*.

Облицовки из пластичных грунтов применяются главным образом для уменьшения потерь на фильтрацию при прохождении каналов в сильно водопроницаемых грунтах и при отсутствии выклинивания на откосах грунтовых вод.

Облицовки по типу глубокой пропитки битумом применимы главным образом при отсутствии выклинивания грунтовых вод и для защиты от размыва, механических воздействий и частично для уменьшения потерь на фильтрацию и уменьшения шероховатости.

---

[1] Д-р техн. наук П. К. Божич, О высоте выката волны на откос сооружения, журнал „Морской флот" № 2, 1948.

[2] М. И. Лупинский, Каменные крепления откосов земляных плотин, журнал „Гидротехническое строительство" № 5, 1952.

Облицовки из бетона, железобетона, асфальтобетона и асфальтового раствора являются наиболее универсальными, обладают достаточной водонепроницаемостью, высокой сопротивляемостью размыву, механическим повреждениям, действию землеройных животных, зарастанию канала и малой шероховатостью.

Железобетонные и бетонные облицовки применимы при всех условиях за исключением случая возможных значительных деформаций русла и при содержании в грунтах органической кислоты.

Опыт применения асфальтобетонных облицовок и облицовок из асфальтового раствора еще недостаточен, поэтому их не следует применять при прерывной работе канала в течение теплого времени года и при невозможности устранить развитие растительности.

27—7. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ТРАССЕ КАНАЛОВ

При выборе трассы канала, исходя из его назначения, заданного расхода, принятых и допустимых уклонов, скоростей течения и пр., основными требованиями являются минимальный объем работ и минимальная стоимость канала, что обычно соответствует минимальной длине канала. Канал следует трассировать преимущественно в выемке или полувыемке — полунасыпи.

При трассировке желательно избегать трассы по крутым склонам, склонам с развитыми оползневыми явлениями, по сильно водопроницаемым породам, заболоченным районам, в зонах плывунов, просадочных грунтов и т. п.

Пересеченность местности, характер грунтов и пр. вызывают в ряде случаев необходимость отклонения трассы от кратчайшего расстояния — в обход препятствий — или замены канала на отдельных участках лотком, тоннелем, дюкером или мостом-водоводом.

При необходимости трассировки канала на косогорах, особенно крутых, оползневых или скальных, в каждом конкретном случае принимаются соответствующие конструктивные решения, обеспечивающие нормальную работу сооружения (устройство ограждающих и подпорных стенок, проходка неблагоприятных участков тоннелем и лотками и пр.).

При прохождении канала в просадочных грунтах (лёссах) для предотвращения его деформации прибегают к методу предварительной его замочки.

При трассировке канала следует избегать большого количества закруглений с малыми радиусами, вызывающих дополнительную потерю напора, размыв откосов, отложение наносов и другие нежелательные явления.

При сильно пересеченной местности для земляных каналов радиусы закруглений обычно принимаются $R_к \geqslant 5{,}5B_к$ ($B_к$ — ширина канала по водному зеркалу), а для бетонных $R_к \geqslant 2{,}5B_к$.

В оросительных каналах обычными радиусами закруглений являются $R_к \geqslant 10B_к$; в судоходных $R_к \geqslant 5l$, а на затруднительных участках $R_к \geqslant 3l$ (l — наибольшая длина судна).

ЛИТЕРАТУРА

1. Божич П. К., Джунковский Н. Н., Морское волнение и его действие на сооружения и берега, Машстройиздат, 1949.
2. ГОСТ 3908-47, Транспортирующая способность и незаиляющие скорости течения воды в каналах.
3. ГОСТ 3255-46, Нагрузки на гидротехнические сооружения, воздействия волновые.
4. Гришин М. М., Гидротехнические сооружения, часть II, Стройиздат, 1949.
5. Замарин Е. А., Транспортирующая способность и допускаемые скорости течения в каналах, Госстройиздат, 1951.
6. Королев А. А. и Гинько С. С., Открытые подводящие каналы гидростанций, ОНТИ, Гл. редакция строит. литературы, 1937.
7. Костяков А. Н., Основы мелиорации, Сельхозгиз, 1951.
8. Крицкий С. Н., Менкель М. Ф., Россинский К. И., Зимний термический режим водохранилищ, рек и каналов, Госэнергоиздат, 1947.
9. Макридин Н. В., Одежды каналов как средство борьбы с фильтрацией, ОНТИ, НКТП СССР, 1936.
10. Соколовский А. Н., Борьба с фильтрацией, осолонцеванием грунтов при постройке водоемов, Сельхозгиз, 1952.
11. Стандарты, нормы и технические условия проектирования гидротехнических сооружений гидроэлектростанций, сборник № 1, Госстройиздат, 1939.
12. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Деривационные каналы гидроэлектростанций, (ТУ 24-108-48), Госэнергоиздат, 1948.
13. Трассирование открытых деривационных каналов, Инструкция, Гидроэнергопроект, Госэнергоиздат, 1950.
14. Строительные нормы и правила, часть II, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

ГЛАВА ДВАДЦАТЬ ВОСЬМАЯ

СООРУЖЕНИЯ НА КАНАЛАХ

28—1. КЛАССИФИКАЦИЯ СООРУЖЕНИЙ НА КАНАЛАХ

Сопрягающие сооружения, возводимые в местах существенного изменения продольного или поперечного профиля канала:

а) переходные участки или вставки (переходы), применяемые при небольших изменениях продольного или поперечного профилей соседних участков канала; устраиваются эти участки плавными во избежание отложения наносов, чрезмерных потерь напора и т. д.;

б) перепады и быстротоки, устраиваемые при резком изменении отметок дна соседних участков канала (см. гл. 25);

в) судоходные шлюзы на судоходных каналах (см. гл. 32);

г) лесосплавные лотки на сплавных каналах (см. гл. 33).

Сооружения при пересечении трассы канала с водотоками и суходолами (в том числе и с руслами селевых потоков): а) мосты-водоводы (акведуки) и селепроводы (селедуки); б) дюкеры; в) трубы.

Сооружения при пересечении канала с путями сообщения: а) паромы (плавучие переправы); б) дорожные мосты через каналы; в) галереи для проезда транспорта под каналом, проходящим в насыпи; г) мосты-водоводы (акведуки) при прохождении дороги под мостом-водоводом.

Лотки — искусственные русла, устраиваемые вместо каналов на участках трассы со сложным пересеченным рельефом, при неблагоприятных для устройства канала геологических условиях, в случае больших земляных работ при строительстве последнего и вообще во всех случаях, когда канал обходится дороже лотка[1].

Тоннели, сооружаемые при пересечении трассой каналов сильно возвышенных (гористых, холмистых) участков местности, обойти которые оказывается нецелесообразным.

Сооружения по регулированию и измерению расходов воды в местах ответвлений канала: а) вододелители, б) водомеры.

Ремонтные и предохранительные сооружения на каналах: а) водосбросы (водосливы), сбрасывающие избыточные расходы во избежание переполнения канала, например, при внезапном сбросе нагрузки турбинами гидростанции;

б) водоспуски (водовыпуски) и наносовыпуски — для опорожнения канала и промыва наносов;

в) переключатели — для выключения отдельных участков канала (при наличии двух его линий) на период ремонта или осмотра;

г) аварийные заграждения (ворота), устраиваемые обычно на судоходных каналах.

В настоящей главе рассматриваются лишь мосты-водоводы (в том числе и селепроводы), дюкеры и трубы.

[1] Лотки бывают на сплошных основаниях и на эстакадах. По конструкции лотки на эстакадах сходны с некоторыми конструкциями рассматриваемых ниже мостов-водоводов. Подробнее о лотках см. [3].

28—2. МОСТЫ-ВОДОВОДЫ И СЕЛЕПРОВОДЫ

1. Типы мостов-водоводов (акведуков) и селепроводов

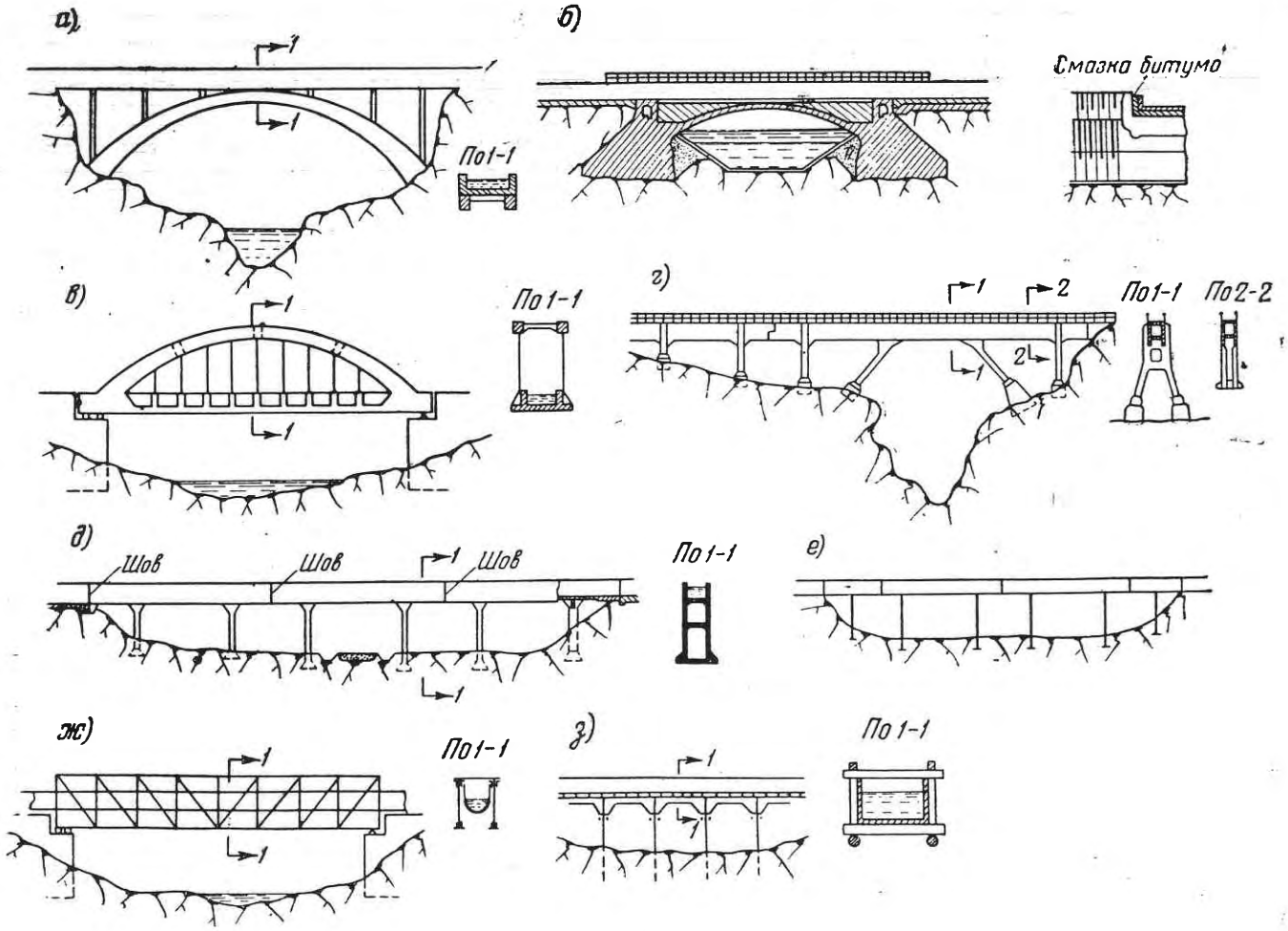
Общие замечания. Мосты-водоводы и селепроводы устраиваются при пересечениях канала с водотоками, суходолами и дорогами на разных уровнях, обычно при достаточно значительных разностях в этих уровнях. При этом может быть два случая: 1) канал проводится мостом-водоводом над водотоком (рекой, ручьем), суходолом или дорогой (фиг. 28—1,*а*, *в*—*з*); 2) канал проходит под мостом-водоводом (или селепроводом), который предназначается для пропуска ручья или селевого потока (фиг. 28—1,*б*)*.

Верхнее строение мостов-водоводов и селепроводов представляет собой лоток для пропуска воды или селевого потока. Судоходные мосты-водоводы, по лоткам которых пропускаются суда, иногда называются мостами-каналами.

Материалы. Мосты-водоводы и селепроводы строят: из железобетона (бетонируемые на месте или из сборных элементов), из металла (стальные), из дерева и комбинированные — из нескольких материалов (например, опоры — бетонные или каменные, пролетное строение — железобетонное; при малых мостах-водоводах — устои из кирпича или бутовой кладки на цементном растворе, пролетное строение — деревянное, лоток — деревянный или в виде металлической трубы и т. д.).

Наиболее часто выполняют мосты-водоводы—железобетонными и деревянными, а селепроводы — железобетонными.

* Могут быть случаи устройства мостов-водоводов и селепроводов и при отсутствии канала — для пропуска ручья или селевого потока над дорогой.



Фиг. 28—1. Типы мостов-водоводов

Основные конструктивные схемы. По характеру работы лотка моста-водовода (селепровода) следует различать два типа этих сооружений.

Тип I — лоток расположен на несущей мостовой конструкции и является вместе с весом воды (или селевого потока) в нем нагрузкой на пролетное строение этой мостовой конструкции (фиг. 28—1,*а, б, ж, з*).

Тип II — стенки и днище лотка являются одновременно несущими пролетными конструкциями (фиг. 28—1, *в—е*).

Сооружения типа II часто оказываются более экономичными, чем типа I, однако в ряде случаев, особенно при больших пролетах между опорами, а также при арочных конструкциях (фиг. 28—1, *а, б*) и деревянных сооружениях, целесообразно применение сооружений типа I.

Конструктивные схемы мостов-водоводов бывают различными, некоторые из них приведены на фиг. 28—1*. Выбор той или иной схемы зависит от местных условий и производится во многом аналогично тому, как при проектировании мостов.

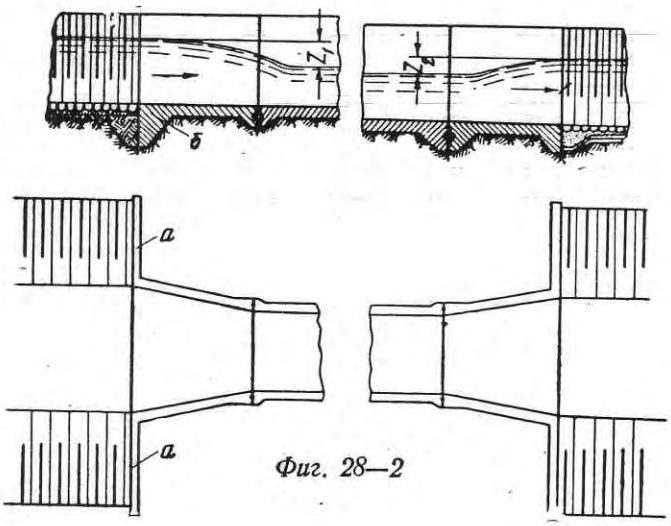
Например, при устройстве моста-водовода через довольно узкое и глубокое ущелье с прочными берегами удачной может быть арочная конструкция (фиг. 28—1,*а*) или рамная конструкция (фиг. 28—1,*г*); при больших пролетах и необходимости избежать устройства в реке промежуточных опор, а также в случае возведения весьма массивных устоев на нескальных грунтах целесообразно применять конструкцию, показанную на фиг. 28—1,*в*; при широких и неглубоких долинах применяются рамные мосты-водоводы (фиг. 28—1,*д, е*), состоящие из консольных рам; деревянные мосты-водоводы выполняются в виде лотка, расположенного на мосте той или иной конструкции, например, балочной или подкосно-ригельной (фиг. 28—1,*з*) и т. д.

В мосте-водоводе подвесной конструкции (фиг. 28—1,*ж*) материал лотка работает на растяжение (если лоток собирают из деревянных клепок, то на растяжение работают бандажи).

2. Конструктивные особенности мостов-водоводов

Сопряжение моста-водовода с каналом желательно устраивать плавным, путем устройства переходного участка достаточно хорошо обтекаемой

* В последнее время в горных условиях для сравнительно небольших расходов (до 7 *м*³/*сек*) нашли применение мосты-водоводы подвесной конструкции — см. [9].



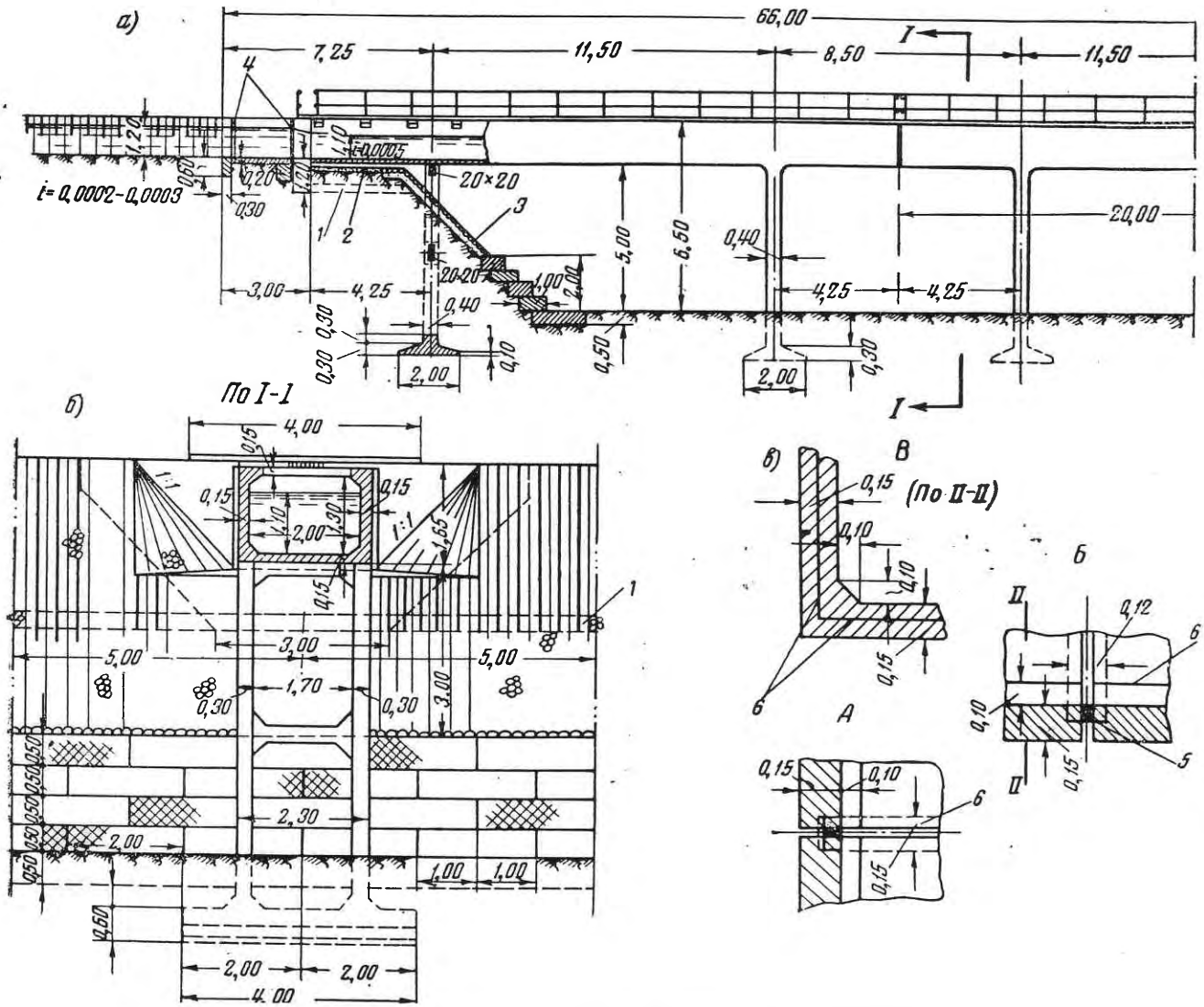
Фиг. 28—2

формы, например раструбной (фиг. 28—2), во избежание излишних потерь энергии (см. также типы сопряжений на фиг. 19—49 гл. 19), хотя нередко при небольших мостах-водоводах и допустимости увеличенных гидравлических потерь это сопряжение выполняется и просто в виде обратных стенок без устройства плавного перехода (фиг. 28—3).

Боковые обратные стенки *а* (фиг. 28—2) являются одновременно и противофильтрационными; кроме того, при нескальных грунтах обычно устраивают и противофильтрационный зуб *б* (или шпунт).

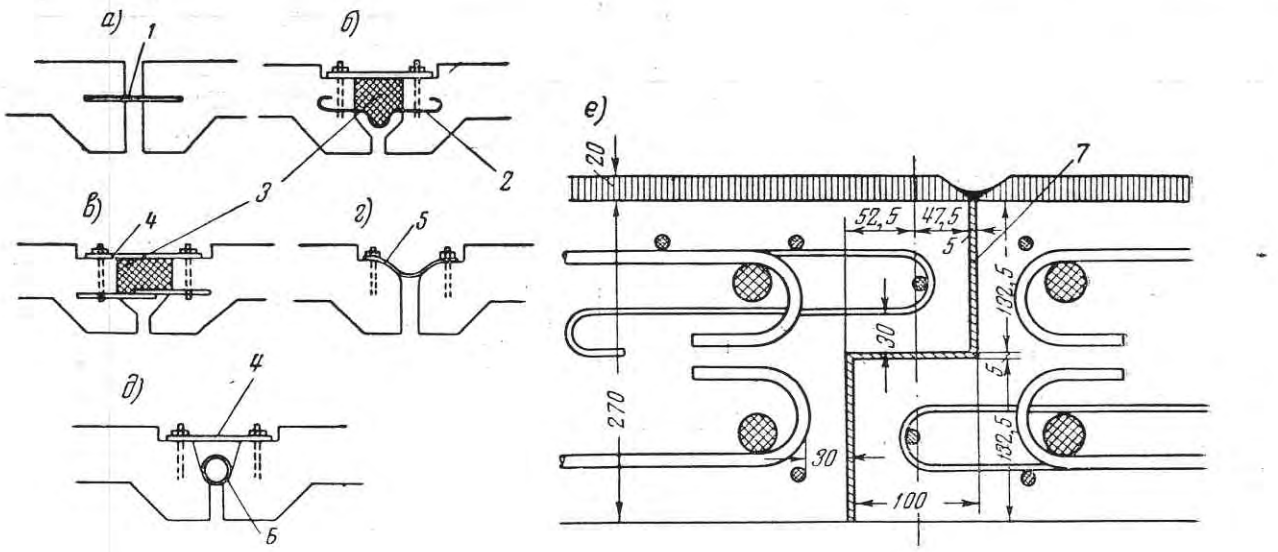
На случай ремонта и осмотра лотка моста-водовода устраивают при его входе и выходе пазы для ремонтных заграждений (фиг. 28—3).

Водонепроницаемость лотков железобетонных мостов-водоводов обеспечивается применением плотного водонепроницаемого бетона, а иногда и покрытием внутренних поверхностей лотка водонепроницаемыми битуминозными материалами (фиг. 28—4,*е*).



Фиг. 28—3. Типовой мост-водовод Средазводпроиза для расхода 4,75 м³/сек

а — разрез по оси; *б* — разрез по *I—I*; *в* — детали уплотнительных швов; *А* — план; *Б* — разрез по оси лотка; *В* — разрез по *II—II*; *1* — выход дрен на огкос; *2* — трамбованный гравий; *3* — мощение булыжным камнем; *4* — пазы для ремонтных заграждений; *5* — забивка смоляной паклей; *6* — металлическая пластинка 0,3×12 *см*



Фиг. 28—4. Типы уплотнений швов мостов-водоводов

1 — металлический лист (один конец покрыт маслом, мылом или парафином); *2* — металлический лист с выгибом для компенсации; *3* — битум; *4* — металлические пластинки с овальными отверстиями для болтов; *5* — прорезиненное полотно; *6* — прорезиненная трубка $d=5 \div 7$ *см* с отверстиями для заполнения водой из моста-водовода; *7* — битуминозный материал

Швы между отдельными секциями мостов-водоводов (являющиеся температурно-усадочными, а при нескальных и полускальных основаниях — и осадочными) выполняются с водонепроницаемыми уплотнениями. Типы таких уплотнений бывают различными (см. фиг. 28—4 и 28—3).

Для отвода профильтровавшейся из канала воды с обоих концов мостов-водоводов на нескальных основаниях устраивают дренаж (фиг. 28—1,*б* и фиг. 28—3).

Иногда лотки мостов-водоводов перекрывают сверху плитой (фиг. 28—1,*г*), например, для осуществления проезда по верху лотка или для предохранения воды от загрязнения; для увеличения жесткости стенок лотка иногда устраивают стяжки, а для небольших мостов-водоводов на оросительной сети иногда вместо лотков применяют металлические трубы, обычно с $d \leqslant 300$ *мм* (см. [16]).

3. Конструктивные особенности селепроводов

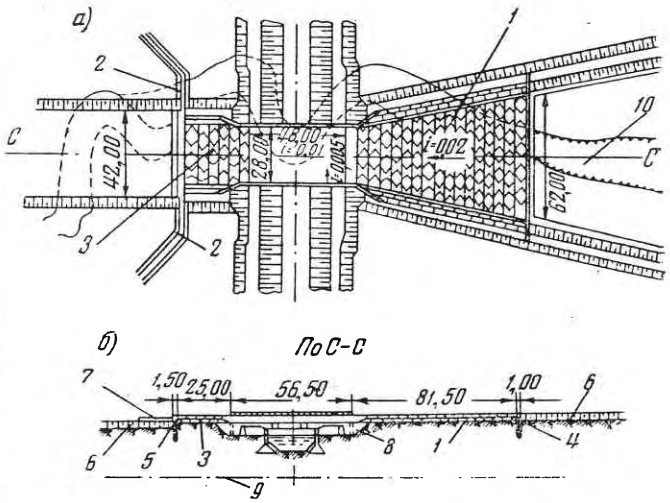
В отличие от мостов-водоводов селепроводы требуют обязательного устройства:

а) воронкообразной укрепленной (например, бетонными плитами) подходной части (фиг. 28—5), обеспечивающей плавный подвод селевого потока к сооружению; иногда в подходной части селепровода устраивают дополнительные струенаправляющие дамбы (см. [12]).

б) хорошо укрепленной и огражденной дамбами *2* сбросной части *3* (фиг. 28—5);

в) ограждения подходной *1* и сбросной *3* частей глубокими шпорами *4* и *5*, служащими для предотвращения прорыва селя в канал под селепроводом;

г) облицовки лотка сооружения, хорошо сопротивляющейся истиранию (железобетонное или бетонное покрытие на битумной прослойке, иногда чугунные плиты) и легко сменяемой при повреждении без нарушения целостности основной несущей конструкции сооружения;

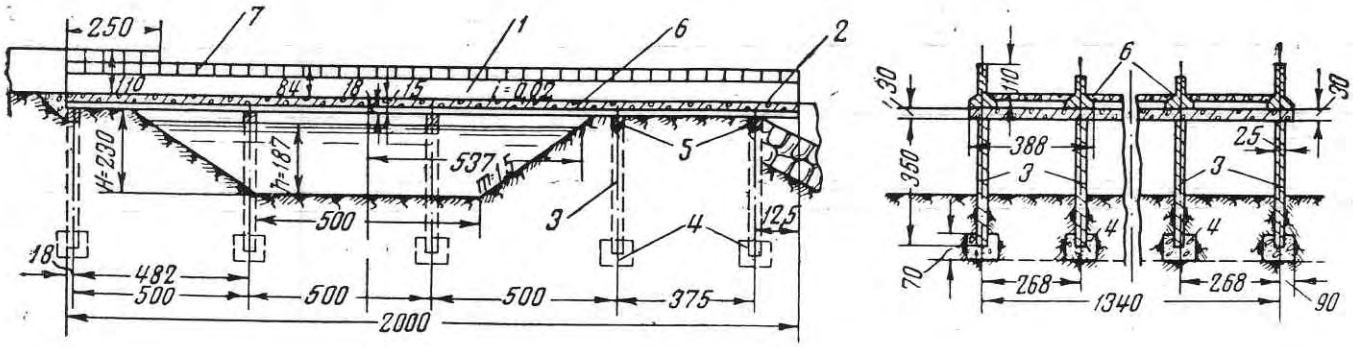


Фиг. 28—5. Железобетонный селепровод (Средняя Азия)

а — план; *б* — продольный разрез по оси *C—C*; *1* — подходная часть, укрепленная бетонными плитами; *2* — дамбы, ограждающие сбросную часть; *3* — сбросная часть, укрепленная бетонными плитами; *4* — шпора № 1; *5* — шпора № 2; *6* — габионы; *7* — одиночное мощение камнем; *8* — засыпка; *9* — уровень грунтовых вод; *10* — засыпка русла

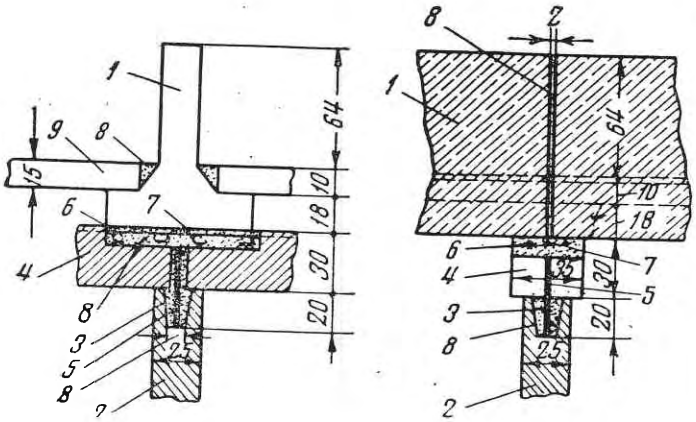
д) уклонов селепровода и подводящего и отводящего его участков, не меньших (желательно больших) чем уклон русла потока, чтобы избежать отложения наносов перед сооружением.

Перекрывать лоток селепровода плитой сверху не рекомендуется во избежание образования селевых затворов. Ось сооружения следует принимать прямолинейной.



Фиг. 28—6. Схема сборного железобетонного селепровода

1 — тавровая балка — блок № 1а; *2* — консольная балка — блок № 1б; *3* — стойка 25×25 *см* — блок № 2; *4* — фундамент — блок № 3; *5* — насадка 35×30 *см* — блок № 4; *6* — плиты — блок № 5; *7* — бортовые накладки — блок № 6



Фиг. 28—7. Узел соединения блоков селепровода

1 — тавровая балка—блок № 1; *2* — стойка—блок № 2; *3* — гнездо в торце стойки; *4* — насадка—блок № 4; *5* — металлический штырь *d*=30 *мм*; *l*=40 *см*; *6* — продольная арматура насадки; *7* — дополнительные стержни, перекрывающие шов; *8* — заливка цементным раствором; *9* — плита—блок № 5

4. Сборные железобетонные конструкции

При массовом строительстве мостов-водоводов и селепроводов, а также при сооружении их в малообжитых безводных местах и при отсутствии на месте строительства подходящих инертных материалов особенно рациональными и экономичными являются сборные железобетонные конструкции.

Достоинствами сборных конструкций являются: 1) возможность возведения их скоростными методами; 2) возможность строительства их в зимнее время без существенных производственных осложнений; 3) возможность легко обеспечить высокое качество сборных элементов при изготовлении их на заводе; 4) экономичность и уменьшение трудовых затрат.

На Большом Ферганском канале (БФК) имени И. В. Сталина были применены сборные железобетонные селепроводы (мосты-водоводы) (фиг. 28—6 и узел соединения блоков — фиг. 28—7)*. Веса отдельных элементов (блоков) селепроводов БФК изменялись от 0,05 до 3,25 *т*.

* См. [19].

5. Указания по статическому расчету

Статический расчет мостов-водоводов и селепроводов производится, как мостов соответствующего типа. При этом расчет упрощается ввиду наличия постоянной равномерно распределенной нагрузки (вес воды или селевого потока в лотке и собственный вес лотка). В случае перекрытия лотка моста-водовода сверху плитой для проезда в расчете учитывается и подвижная нагрузка.

При рамных консольных конструкциях (см. фиг. 28—1,*д*,*е*) размеры консолей принимают обычно такими, чтобы было соблюдено равенство изгибающих моментов на опоре (в месте заделки консоли) и в середине пролета рамы.

При проектировании высоких мостов-водоводов и селепроводов необходимо проверять их устойчивость с учетом бокового ветра в случае опорожненного лотка.

6. Указания по гидравлическому расчету

Гидравлический расчет мостов-водоводов производится по формуле равномерного движения воды (см. гл. 2). Во избежание осаждения наносов скорости течения воды в лотке и уклон лотка назначают с учетом транспортирующей способности потока (см. гл. 7); обычно скорости течения воды в лотке принимают несколько бо́льшими, чем скорости в водотоке перед сооружением.

При гидравлическом расчете определяется перепад z_1 (см. фиг. 28—2) при входе в лоток и перепад восстановления z_2 при выходе из лотка (см. гл. 2).

Для гидравлического расчета малых мостов-водоводов на оросительной сети (с расходами Q до 100 *л/сек*) составлены таблицы, позволяющие быстро определить поперечное сечение лотка или трубы в зависимости от расхода воды и уклона (см. [16]).

При гидравлическом расчете селепроводов коэффициент C в формуле равномерного движения приближенно можно определять по формуле проф. М. Ф. Срибного (см. [12]):

$$C = \frac{6{,}5\,R^{1/6}}{J^{1/4}\,(\varphi\gamma_{\text{н}} + 1)^{1/2}}, \qquad (28-1)$$

где R — гидравлический радиус в *м*;
J — уклон;

$\gamma_н$ — удельный вес наносов (обычно в среднем $\gamma_н = 2{,}4$ $т/м^3$);

$\varphi = \frac{\gamma_с - 1}{\gamma_н - \gamma_с}$ — коэффициент селеносности, причем

$\gamma_с$ — объемный вес селевой массы, изменяющийся обычно в пределах от 1,1 до 1,8 $т/м^3$.

28—3. ДЮКЕРЫ

1. Типы дюкеров

Общие замечания. Дюкеры представляют собой напорные трубопроводы, устраиваемые на каналах или водоводах при пересечении их с реками, каналами, суходолами, селевыми руслами и дорогами. Назначение дюкера то же, что и моста-водовода, но его можно устраивать, например, в случае пересечения канала с дорогой или двух каналов, проходящих на одном уровне (рис. 28—8, *а, б, в*), если устройство моста-водовода невозможно, например, при пересечении водотока с судоходной рекой, когда нужно выдержать необходимые судоходные габариты. Устройство дюкера целесообразно и в случае пересечения водоводом (каналом) глубоких и широких рек или долин (фиг. 28—8, *г* и *д*).

Пересечение дюкера с водотоком (суходолом, дорогой) делается обычно под прямым углом.

Материалы. Дюкеры выполняют из бетона, железобетона, дерева, стали и комбинированными из нескольких материалов (например, в верхней части из железобетона, а в нижней — из дерева).

Бетонные дюкеры применяются при небольших значениях H (фиг. 28—8,*а*), примерно при $H \leqslant 3 \div 5$ *м*; они имеют обычно круглое поперечное сечение[1].

Железобетонные дюкеры широко применяются обычно при H до 30 *м*, но в отдельных случаях и при больших напорах (примерно до 50—60 *м*).

Деревянные дюкеры (незакопанные) имеют довольно большое распространение. Они могут применяться при больших напорах (примерно до 90—100 *м*), как и деревянные напорные трубопроводы непрерывного типа (см. гл. 29). В этом случае в верхних частях дюкер целесообразно устраивать из железобетона, чтобы деревянная часть дюкера работала под напором не менее 5—6 *м* с целью пропитки клепок водой во избежание быстрого гниения дерева.

Стальные дюкеры применяются довольно редко, например, при больших напорах ($H > 50$ *м*) или на газопроводах, нефтепроводах; их выполняют из круглых труб.

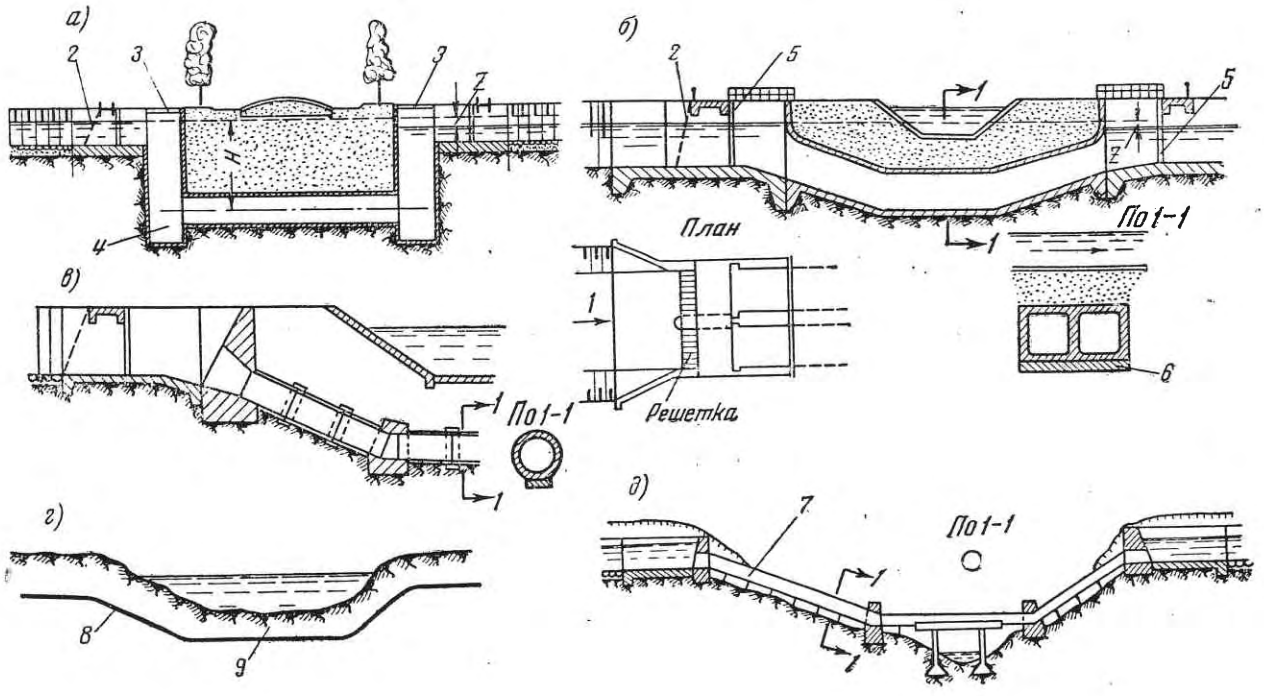
Небольшие дюкеры при малых напорах (порядка 1—3 *м*) на оросительной сети устраивают в ряде случаев из различных материалов; грязевики-шахты (колодцы) дюкера — из кирпича или бутовой кладки на цементном растворе, трубы — из железобетона, стали и т. д. [16].

Основные конструктивные схемы. Дюкеры разделяются на два основных типа.

Тип I — засыпанные, под пересекаемым водотоком, суходолом, дорогой (фиг. 28—8,*а—г*).

Тип II — проложенные по склонам и дну глубокой и широкой долины, обычно на всем протяжении от-

[1] При прямоугольных сечениях наблюдались случаи образования продольных трещин.



Фиг. 28—8. Типы дюкеров

1 — канал; *2* — решетка; *3* — крышка; *4* — грязевик; *5* — пазы для ремонтных заграждений; *6* — тощий бетон; *7* — труба (железобетонная, деревянная или стальная); *8* — стальная труба; *9* — защитный слой

крытые[1], и проведенные через русло водотока по мосту (эстакаде), называемые вследствие этого иногда дюкерами мостового типа. Дюкеры этого типа, как правило, имеют круглое поперечное сечение (фиг. 28—8,*д*).

Дюкеры типа I подразделяются по своей конструкции на шахтные (колодезные) (фиг. 28—8,*а*) и криволинейные (фиг. 28—8,*б,в*).

Шахтные дюкеры применяются обычно при небольших H (примерно до 3—5 *м*) и выполняются бетонными (или железобетонными) или деревянными рублеными (грязевики шахты представляют собой срубы).

Криволинейные дюкеры (фиг. 28—8,*б*) наиболее широко распространены, они выполняются обычно из железобетонных труб круглых или прямоугольных.

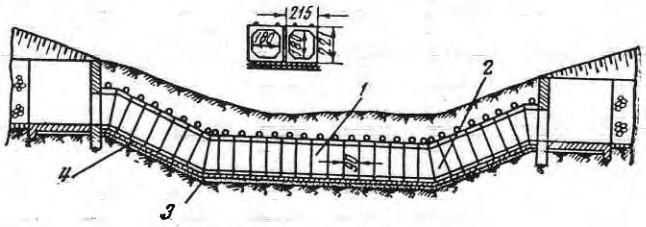
Разновидностью криволинейных являются дюкеры из отдельных прямолинейных сборных звеньев, имеющие в местах поворотов оси бетонные или железобетонные массивы (фиг. 28—8,*в*).

В зависимости от местных условий (например, пропускаемого расхода) дюкеры выполняют в виде одной или нескольких ниток (труб). Устройство нескольких (чаще двух-трех) параллельных труб вместо одной трубы большего размера бывает обычно более целесообразным, так как дает возможность осмотра и ремонта одной из секций при работе других и обеспечивает получение меньшего веса отдельных звеньев труб при сборных конструкциях дюкеров.

2. Применение сборных конструкций

Сборные и частично сборные конструкции дюкеров широко применяют из-за их ценных качеств (п. 28—2,*а*). К полностью сборным следует отнести дюкеры на водоводах, обычно выполняемые из стальных труб (фиг. 28—8,*г*).

[1] Железобетонные и стальные трубы на склонах могут быть и засыпанными для уменьшения температурных напряжений.



Фиг. 28—9. Схема дюкера из сборных железобетонных труб

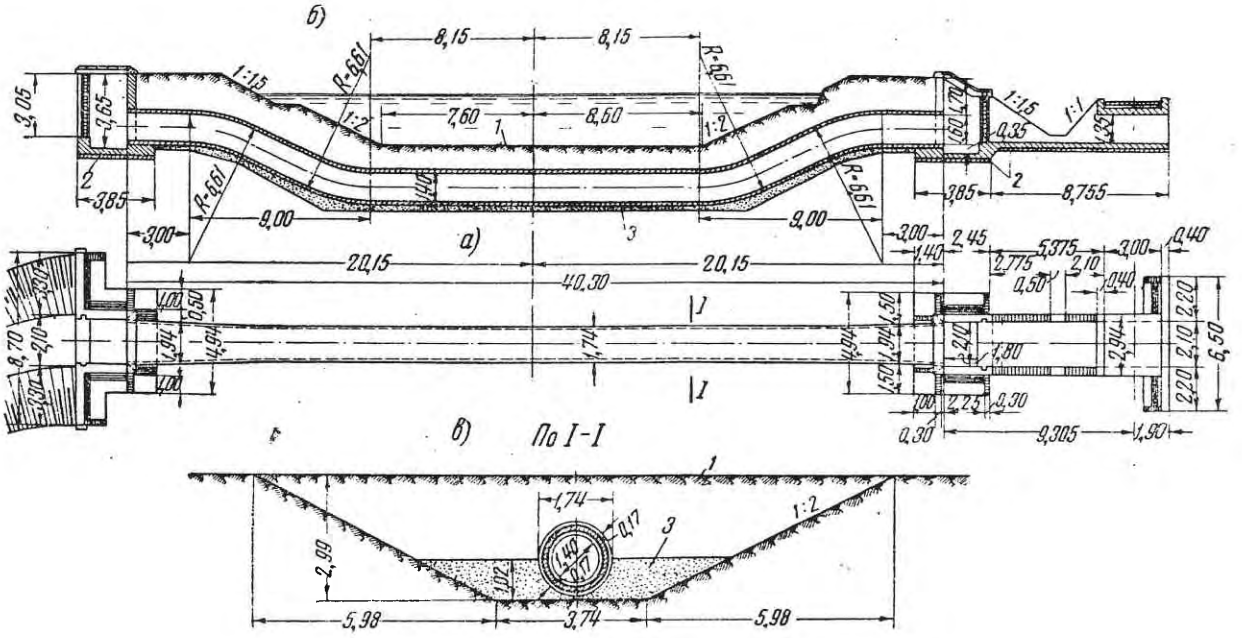
1 — блок № 1; *2* — блок № 2; *3* — слой гравия; *4* — слой тощего бетона

При частично сборных дюкерах, обычно железобетонных, сборными являются трубы, входной же и выходной оголовки бетонируют на месте.

На фиг. 28—9 приведена схема двухочкового дюкера из сборных прямоугольных железобетонных труб, рассчитанного на пропуск расхода 18 $м^3/сек$. Два таких дюкера построены на БФК под селевыми руслами. Как видно на фиг. 28—9, трубы собирались из небольших стандартных блоков двух типов: № 1—труба прямая с объемом железобетона 1,29 $м^3$, весом 3,1 *т*; № 2 — труба скошенная с объемом железобетона 0,81 $м^3$, весом 1,94 *т*. Подробности строительства этих дюкеров указаны в [19].

Сборные трубы из звеньев выполняются также и по схеме фиг. 28—8,*в*.

При прокладке труб дюкеров под рекой или каналом применяется способ укладки сразу всей криволинейной трубы дюкера (последовательно каждой нитки) в предварительно разработанную землесосным снарядом траншею.



Фиг. 28—10. Железобетонный дюкер из сплошной криволинейной трубы, доставленной к месту укладки наплаву

а — план; *б* — продольный разрез; *в* — разрез на *I—I*; *1* — дно канала; *2* — тощий бетон; *3* — песчаная подсыпка

Криволинейная труба при этом с торцов временно закрывается крышками (герметически) и транспортируется наплаву к месту укладки, где погружается путем накачки в нее воды (см. [1]).

На фиг. 28—10 приведен один из таких дюкеров.

Дюкеры из стальных труб также устраиваются из устанавливаемых на место крупных звеньев. При этом в зависимости от местных условий применяют различные методы разработки подводной траншеи под дюкер (на малых реках — канатно-скреперными установками, взрывным методом, на судоходных реках — землесосными снарядами и т. д.) и различные способы транспортирования и установки на место труб (продергивание трубы вдоль траншеи; при нешироких, но достаточно глубоких реках — укладка труб с заводкой их по воде и т. д.).

Сборные железобетонные или стальные трубы целесообразно в большинстве случаев применять и при открытых дюкерах мостового типа (фиг. 28—8,*д*). При достаточно больших напорах можно успешно применять напряженно армированные железобетонные трубы [13].

Факторами, не благоприятствующими применению сборных и частично сборных дюкеров, могут быть, например, большие размеры поперечных сечений труб, строительство лишь одного дюкера на данном тракте (отсутствие необходимости в массовом изготовлении сборных элементов).

3. Элементы конструкций дюкеров

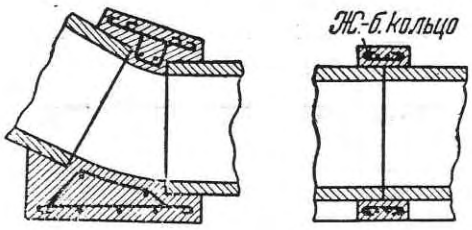
Сопряжения дюкера с каналом целесообразно устраивать плавными (см., например, фиг. 28—8,*б*) с целью уменьшения потерь напора.

Оголовки дюкеров, как и мостов-водоводов (см. выше), имеют обычно противофильтрационные боковые обратные стенки, зуб или шпунт, дренажи.

Для предотвращения попадания в дюкер плавающих тел необходимо перед входом в него устанавливать решетки, а для обеспечения возможности осмотра и ремонта труб — ремонтные заграждения у обоих оголовков (фиг. 28—8,*а,б,в*).

В ряде случаев (главным образом при небольших дюкерах шахтного типа) устраивают песколовки или грязевые колодцы (грязевики) для задержания наносов и более удобной очистки трубы при опорожненном дюкере (фиг. 28—8,*а*) (если эта очистка потребуется). Во избежание несчастных случаев вход и выход дюкера закрывают сверху крышками (фиг. 28—8,*а*) или ограждают перилами (фиг. 28—8,*б*). При дюкерах мостового типа (фиг. 28—8,*д*) в пониженной части следует в каждой трубе устраивать люк для промыва отложившихся наносов [6].

Расстояния между швами в дюкерах типа I (засыпанных) назначаются главным образом в зависимости от конструкции дюкера, способов и условий его возведения, характера грунтов основания. При сборных трубах из коротких звеньев (фиг. 28—8,*в*, 28—9) швы располагаются часто — в соответствии с длиной звена, устанавливаемой в зависимости от грузоподъемности применяемых средств для транспортировки и установки звеньев на место. При трубах дюкера, целиком доставляемых на место наплаву (см. фиг. 28—10 и выше, п. 2), швы обычно делают лишь в месте сопряжения трубы с оголовками. Стальные засыпанные дюкеры водоводов (газопроводов, нефтепроводов; фиг. 28—8,*г*) обычно устраивают без постоянных швов (швы монтажные — сварные).



Фиг. 28—11. Соединение звеньевых труб железобетонного дюкера

В отдельных случаях, например при резком изменении характера основания по длине дюкера (возможность неравномерных осадок), может оказаться необходимым устройство дополнительных постоянных швов, особенно в железобетонных трубах, для которых длина может быть ограничена и из условия напряжений, возникающих при транспортировании и укладке.

В бетонных и железобетонных дюкерах, бетонируемых на месте, постоянные и временные швы следует располагать в соответствии с указаниями ГОСТ 4286-48 (см. гл. 10), причем для засыпанных дюкеров устройство постоянных швов обычно необходимо лишь в местах примыкания труб к оголовкам, если по геологическим условиям не требуется устройства дополнительных осадочных швов. Для дюкеров типа II — с открытыми трубами (фиг. 28—8,*д*) — швы с компенсаторами и промежуточные опоры располагают аналогично тому, как в открытых напорных трубопроводах (см. гл. 29 и [4]), учитывая условия температурного режима, рельефа и геологии местности, материал трубопровода.

Конструкции швов дюкеров бывают различными. В железобетонных (или бетонных) дюкерах типа I с трубами из отдельных звеньев стыки между этими звеньями заливают цементным раствором [19] или устраивают дополнительное железобетонное кольцо (фиг. 28—11), также с заливкой цементным раствором.

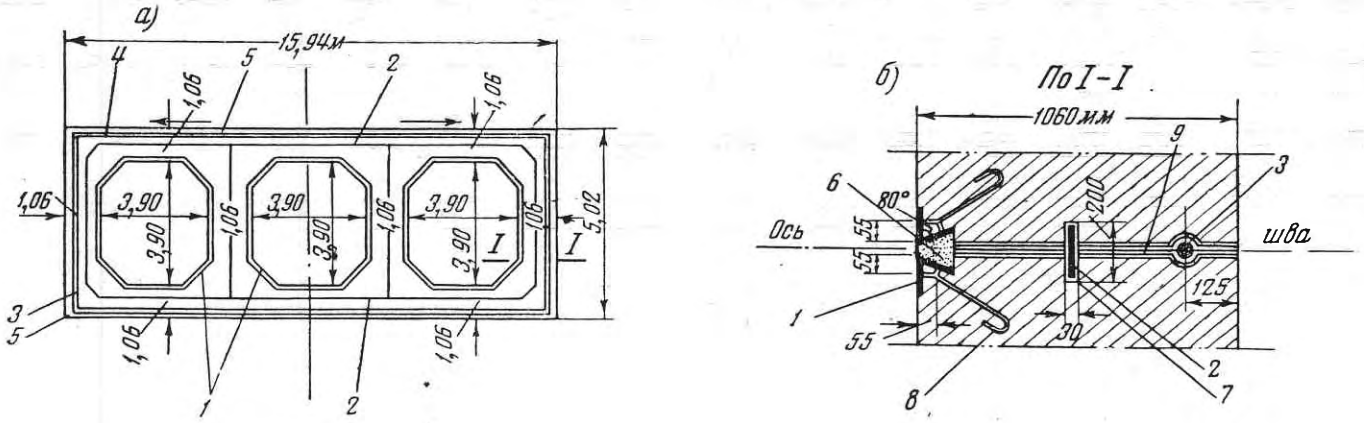
Временные швы дюкеров, бетонируемых на месте, следует делать с уплотнениями простейшего типа той или иной конструкции, желательно с применением металлического листа. Одна из возможных конструкций постоянного шва железобетонного дюкера показана на фиг. 28—12; можно применять и конструкции швов с такими же уплотнениями, как у труб водоспусков под земляными плотинами (см. гл. 25).

Сварные швы металлических труб дюкеров следует проверять гидравлической опрессовкой под давлением (иногда до 70 *ат*) и для придания стыкам большей монтажной прочности приваривать к ним лепестковые муфты.

Конструкции швов дюкеров типа II — с открытыми трубами — аналогичны конструкциям швов напорных трубопроводов (см. гл. 29 и [4]).

Для предотвращения коррозии стальных засыпанных труб дюкеров устраивают по внешней поверхности трубы антикоррозийную гидроизоляцию, например из слоя праймера, нескольких слоев битума (например, семи слоев), двух слоев гидроизола и слоя мешковины.

Если имеются агрессивные для бетона воды, то гидроизоляцию устраивают и при железобетонных (или бетонных) трубах дюкера.



Фиг. 28—12. Уплотнение постоянного шва железобетонного дюкера

а — вид с торца; *б* — разрез по *I—I*; *1* — угловая сталь 100×100×10 *мм*; *2* — свинцовая полоса; *3* — просмоленный канат *d*=5 *см*; *4* — гудронная шпонка; *5* — защитный слой; *6* — конопатка со смолой; *7* — заполнение битумом; *8* — анкеры *d*=16 *мм*, *l*=30 *см* через каждые 20 *см*; *9* — три слоя толя

4. Указания по статическому расчету

Статический расчет засыпанных труб дюкеров производят на внутреннее давление воды и внешнее давление засыпки грунта и грунтовых вод (см. гл. 29).

В соответствующих случаях следует учитывать сейсмические и другие нагрузки.

Дюкеры прямоугольных поперечных сечений рассчитывают как замкнутые прямоугольные рамы, а круглых — как трубы.

Для труб дюкеров, укладываемых на место целиком или весьма крупными звеньями, следует учитывать также возникновение в них напряжений при укладке (например, в доставляемых наплаву трубах возникают напряжения от кручения и изгиба, когда наклонные концы трубы начинают приподниматься из воды), а также напряжений при изгибе трубы, как балки, работающей на неоднородном основании, и напряжений, возникающих во время засыпки трубы грунтом. Поэтому в железобетонных трубах требуется не только поперечная, но и достаточно сильная продольная арматура (см., например, фиг. 28—10). Следует отметить, что точное определение указанных напряжений затруднительно, вследствие чего при определении их обычно приходится ограничиваться приближенными расчетами.

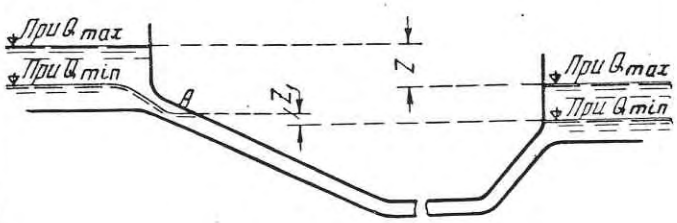
При расчете открытых труб стальных и железобетонных дюкеров, кроме давления воды, веса труб с водой и прочих сил, следует учитывать температурные усилия.

Расчет дюкеров типа II и их опор производится аналогично расчету напорных трубопроводов гидроэлектростанций (см. гл. 29 и [4]).

5. Указания по гидравлическому расчету

Гидравлический расчет дюкера производится по заданной скорости течения воды в трубе v, которую выбирают на основе технико-экономических подсчетов и исходя из условия незаиляемости дюкера. Обычно скорость v принимают порядка 1,5—4 *м/сек*.

Величина потерь напора $z=h_w$ в дюкере (фиг. 28—8, *а, б*) определяется, как для напорных трубопроводов. При этом учитываются все местные потери — на вход,



Фиг. 28—13

в решетках, на повороты, на выход (см. гл. 29 и 30) — и потери на трение по длине труб, определяемые, как указано в гл. 29.

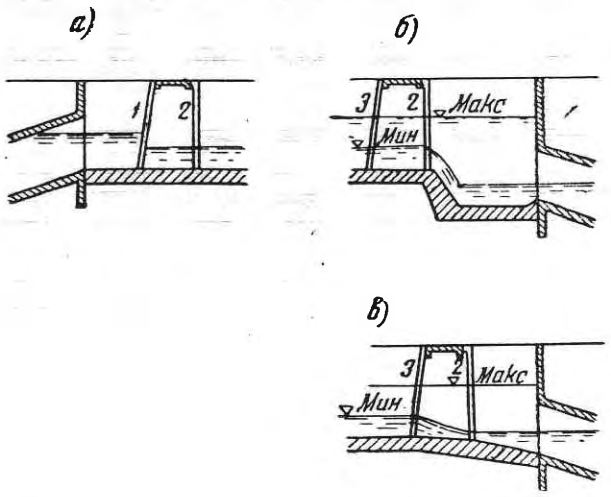
Если пропускаемые по дюкеру расходы не являются примерно постоянными, а колеблются в довольно значительных пределах, то при длинных дюкерах (обычно порядка нескольких сотен метров), кроме основного расчета на пропуск максимального расчетного расхода Q_{max}, следует произвести поверку и на пропуск минимального расхода Q_{min}, определив при этом новое, меньшее, значение потерь напора z_1 (фиг. 28—13), и выяснить этим положение A окончания кривой спада при входе, т. е. место прыжкового сопряжения.

Следует избегать прыжка в трубе, так как перемещающийся по длине трубы прыжок с пульсирующими давлениями может неблагоприятно отразиться на работе дюкера (гидравлические удары, расстройство швов и т. д. [7]).

Для уничтожения прыжка в самой трубе имеются различные конструкции, например, приведенные на фиг. 28—14 [6].

Так, устройством спиц *1* или щита в выходном оголовке дюкера (фиг. 28—14,*а*) можно создать добавочные сопротивления и этим ликвидировать прыжок в трубе. Такая конструкция проста, но требует управления и соответствующего надзора за сооружением (если щит не автоматизирован).

При не слишком большой разности $z—z_1$ (фиг. 28—13) может оказаться целесообразным устройство водобойного колодца во входном оголовке (фиг. 28—14,*б*). При уровне A в трубах (фиг. 28—13), близком к отметке дна подводящего канала, приемлемой оказывает-



Фиг. 28—14. Схемы оголовков длинных дюкеров, работающих при переменных расходах

1 — спицы; *2* — паз для ремонтного заграждения; *3* — решетка

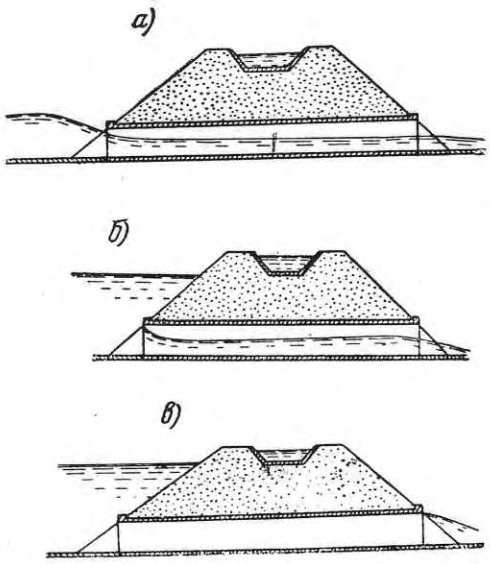
я наиболее простая конструкция с небольшим понижением дна оголовка при входе в трубу, которое вообще часто делают (фиг. 28—8, *б, в*) для обеспечения плавности входа воды в трубу.

Для ориентировочного гидравлического расчета небольших дюкеров на оросительной сети (*d*—до 400 *мм*, *Q*—до 310 *л/сек*) имеются таблицы (см. [16]).

28—4. ТРУБЫ ПОД НАСЫПЯМИ

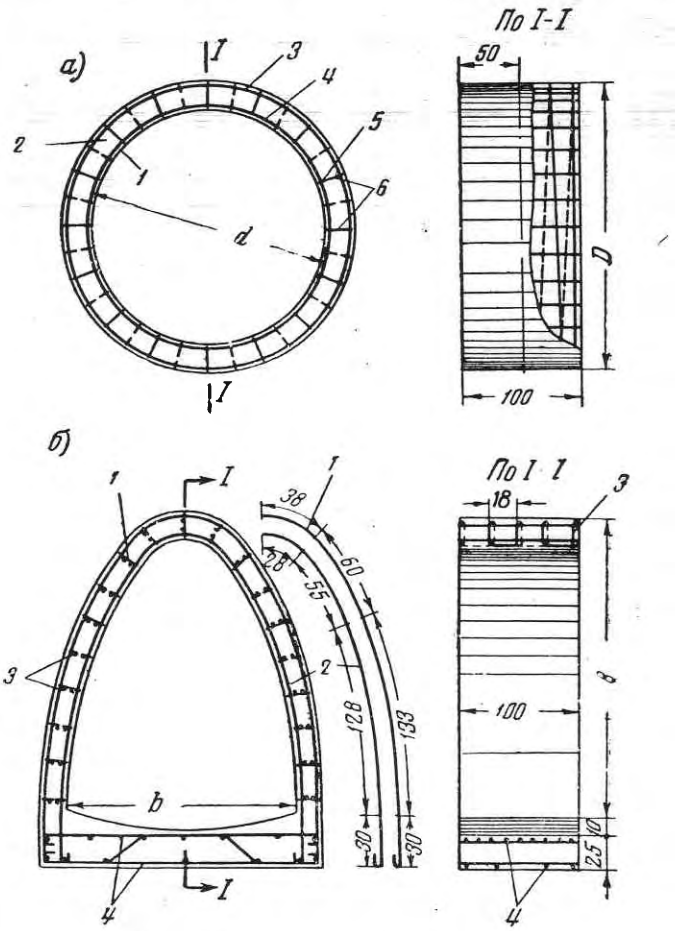
1. Типы труб

Трубы устраивают для пропуска небольших водотоков, протекающих обычно в неглубоких и нешироких долинах под проходящими в насыпях каналами, т. е. в тех случаях, когда дно канала расположено выше



Фиг. 28—15. Схемы труб

а — безнапорная; *б* — полунапорная; *в* — напорная



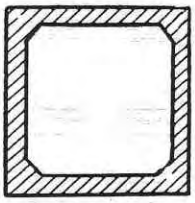
Фиг. 28—16. Сечения труб

а — круглое (поперечный разрез и наружный вид с фрагментом разреза *I—I*): *1* — бетон марки 170; *2* — защитный слой 2 *см*; *3* — верхняя спиральная арматура; *4* — нижняя спиральная арматура; *5* — распределительная арматура; *6* — хомуты; *б* — овоидальное (поперечный разрез и разрез по *I—I*): *1* — верхняя рабочая арматура стенок; *2* — нижняя рабочая арматура стенок; *3* — распределительная арматура; *4* — арматура днища

дна пересекаемого водотока (суходола) и когда устройство акведука на канале оказывается менее экономичным решением, чем проведение канала в насыпи и устройство в последней трубы.

Для пропуска селевых потоков трубы, как правило, не применяют во избежание их забивки; при сильно пониженной селеносности потока трубы иногда применяют. Кроме того, трубы широко используют в дорожном строительстве для пропуска небольших водотоков под насыпями железных и шоссейных дорог.

Материалы. Трубы под насыпями выполняют железобетонными, бетонными, каменными, кирпичными и металлическими (чугунными или из гофрированной оцинкованной стали) — (см. [8], [11], [15]). В настоящее время наиболее широко применяются железобетонные трубы как под дорожными насыпями, так и под каналами, бетонные же трубы применяются редко, а чугунные практически не применяются. Деревянные трубы являются временными сооружениями (срок



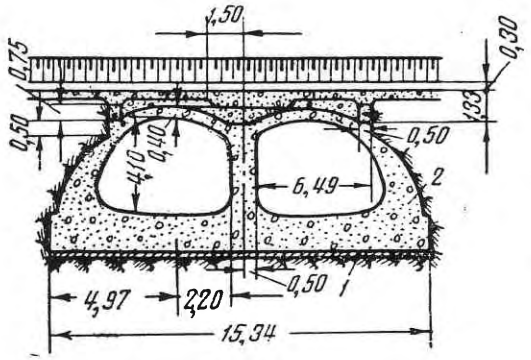
Фиг. 28—17. Прямоугольное поперечное сечение трубы

службы — в среднем 5—8 лет) и под каналами обычно не применяются[1].

По характеру работы при пропуске через них воды трубы разделяются на безнапорные (фиг. 28—15,*а*), полунапорные (фиг. 28—15,*б*) и напорные (фиг. 28—15,*в*).

Поперечные сечения труб бывают: круглые, прямоугольные, овоидальные и различные сводчатые (в том числе коробовые).

Круглые (фиг. 28—16,*а*) железобетонные трубы из сборных звеньев (длина звена обычно l = = 1 *м*) применяются в большинстве случаев стандартных небольших диаметров d=0,5; 0,75; 1,0; 1,25; 1,5;

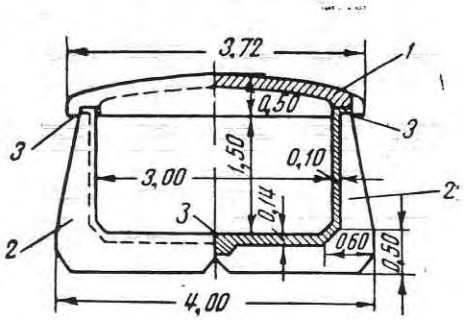


Фиг. 28—18. Поперечное сечение двухочковой трубы

1 — подготовка из плотного бетона; *2* — изоляция битумным матом

2 *м*. Гофрированные стальные трубы обычно имеют диаметры d=0,75; 1; 1,5; 2 и 2,5 *м*.

[1] Бетонные, чугунные и деревянные трубы далее не рассматриваются. О них — см., например [8], [11], [15].



Фиг. 28—19. Прямоугольное поперечное сечение сборной трубы конструкции акад. Г. П. Передерия

1 — перекрытие; *2* — полурама стенки; *3* — стыки (длина звена—1,2 *м*; основание под трубой — гравийно-песчаная подушка)

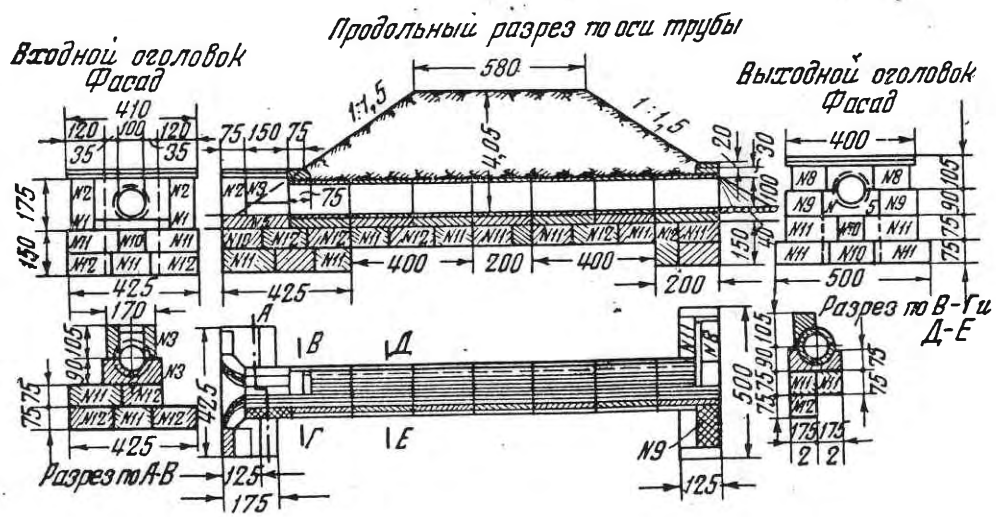
Прямоугольные (фиг. 28—17 и 28—22) трубы применялись довольно редко, но в дальнейшем должны получить большее распространение (см. [10]) при выполнении их сборными железобетонными — при малых отверстиях (примерно до 1,5—2 *м*), а также в виде бетонных или каменных стенок с плитами-распорками (фиг. 28—22) — при различных отверстиях (чаще до 3 *м*, реже больше).

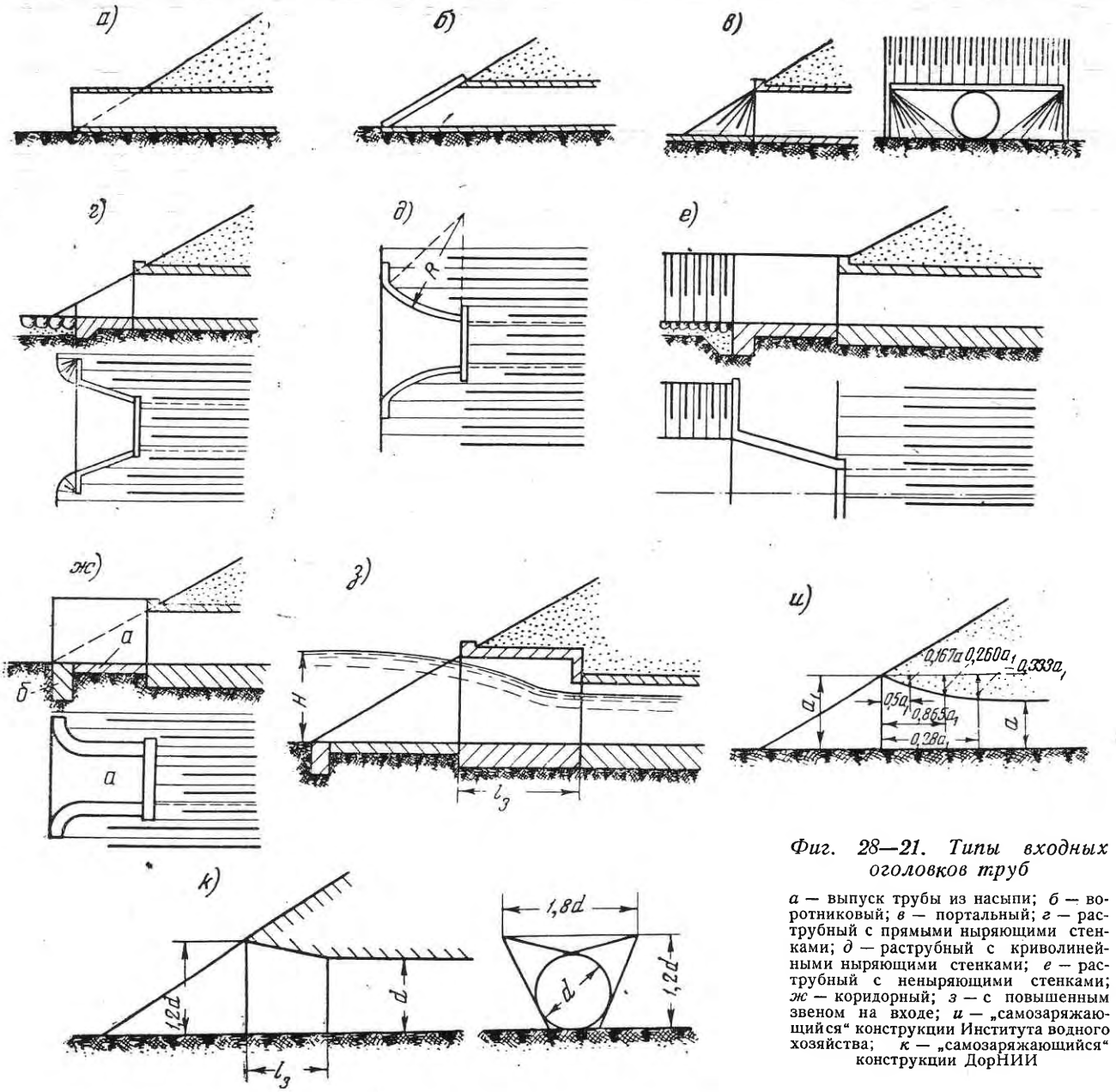
Овоидальные (фиг. 28—16,*б*) железобетонные трубы применяют с отверстием b=1; 1,25; 1,5; 2; 2,5; 3; 4; 5; 6 *м*, причем сборные звенья обычно применяют при b до 1,5 *м*. Каменные одноочковые трубы в типовых проектах Союзтранспроекта имеют отверстия b=1; 1,25; 1,75; 2; 2,5; 3; 3,5; 4; 4,5; 5 и 6 *м*.

Трубы в поперечном сечении бывают одноочковые (фиг. 28—16, 28—17 и 28—19) и многоочковые, чаще двух- (фиг. 28—18) или трехочковые.

2. Применение сборных железобетонных конструкций

Трубы из сборных звеньев широко применяются, их устраивают обычно при небольших отверстиях (примерно до 2 *м*), когда звенья можно осуществить не слишком тяжелыми (обычно до 3 *т*) и не слишком


Продольный разрез по оси трубы
Входной оголовок
Фасад
Выходной оголовок
Фасад
580
1:1,5
1:1,5
4,05
410
120
100
120
35
35
75 150 75
20
50
400
N8
N8
N9
N9
N11
N10
N11
N1
N2
N2
N3
75
N1
N10
N11
N12
N12
N11
N11
N11
N12
N12
N11
N12
N11



Фиг. 28—21. Типы входных оголовков труб

а — выпуск трубы из насыпи; *б* — воротниковый; *в* — портальный; *г* — раструбный с прямыми ныряющими стенками; *д* — раструбный с криволинейными ныряющими стенками; *е* — раструбный с неныряющими стенками; *ж* — коридорный; *з* — с повышенным звеном на входе; *и* — „самозаряжающийся" конструкции Института водного хозяйства; *к* — „самозаряжающийся" конструкции ДорНИИ

короткими (чаще длиной 1 *м*) [8], [15]. Поперечное сечение таких труб, как правило, круглое (фиг. 28—16,*а*), но может быть и прямоугольным (фиг. 28—17). Заслуживает внимания сборная конструкция прямоугольной трубы из перекрытия и двух полурам (фиг. 28—19), предложенная акад. Г. П. Передерием [15].

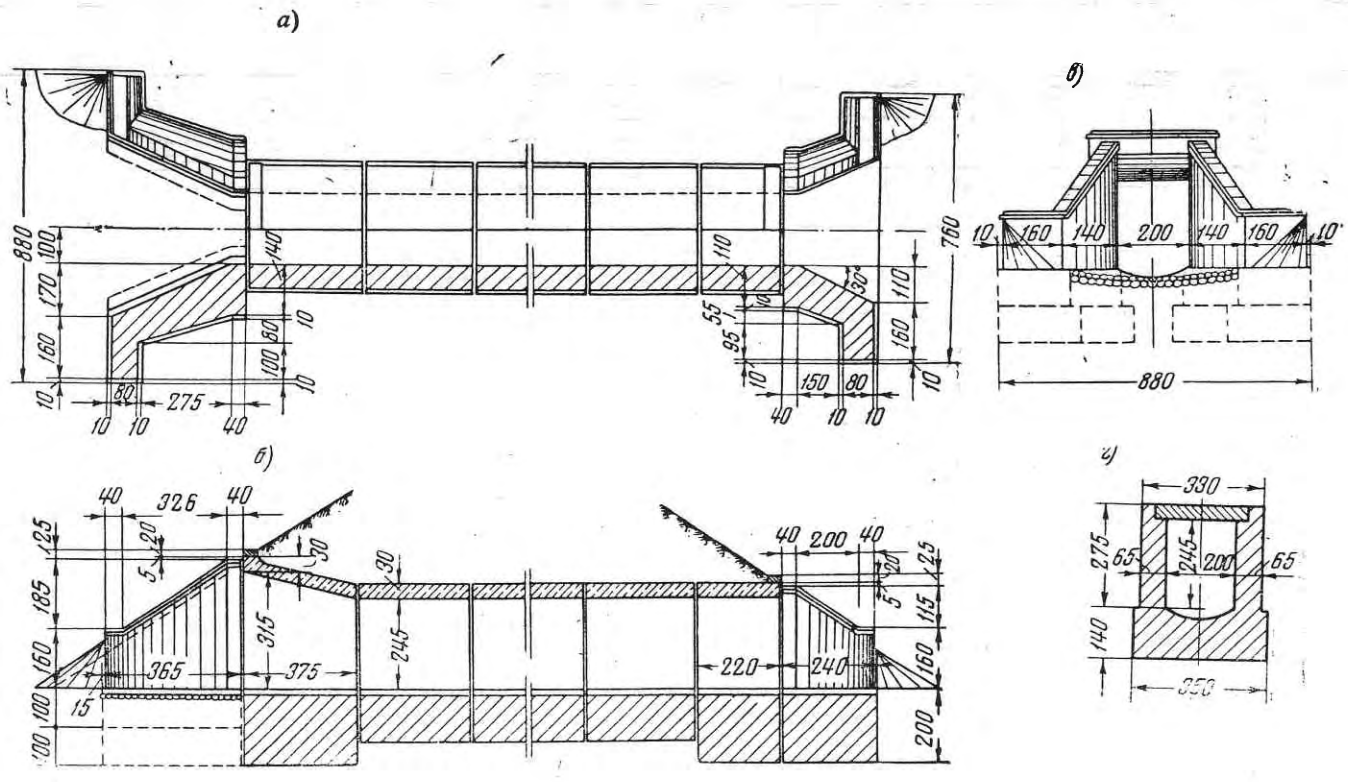
При современных средствах механизации должны быть рациональными сборные трубы и больших поперечных сечений.

Круглая железобетонная труба из сборных элементов показана на фиг. 28—20.

3. Элементы конструкций труб

При входе в трубу и выходе из нее устраивают оголовок, который может быть: а) в виде трубы, выпущенной из насыпи (фиг. 28—21,*а*); б) воротниковым — со стенками, срезанными по откосу насыпи (фиг. 28—21,*б*); в) портальным (фиг. 28—21,*в*); г) раструбным — с ныряющими стенками прямыми (фиг. 28—21,*г*) или криволинейными (фиг. 28—21,*д*); д) коридорным (фиг. 28—21,*ж*). Могут быть и оголовки раструбные с неныряющими стенками (фиг. 28—21,*е*).

Оголовки, приведенные на фиг. 28—21,*а, б,* просты, но гидравлически несовершенны, коридорный оголовок (фиг. 28—21,*ж*) требует большего объема кладки, чем оголовки портальный (фиг. 28—21,*в*) и раструбный (фиг. 28—21,*г*); коридорный оголовок устраивается при входе для увеличения пропускной способности трубы и в качестве выходного оголовка не применяется. Наиболее распространены в настоящее время оголовки (входные и выходные) *раструбные* и *портальные* (фиг. 28—21,*в г,*). Для увеличения пропускной способности



Фиг. 28—22. Прямоугольная труба

а — план; *б* — продольный разрез; *в* — входной оголовок; *г* — поперечный разрез

трубы при сохранении ее безнапорной работы делают в ряде случаев при входе повышенное звено длиной $l_з=1{,}2H$ (фиг. 28—21,*з*), в пределах которого размещается кривая спада при входе.

В случае, если при затопленном со стороны верхнего бьефа входе надо обеспечить напорную работу трубы, а не полунапорную, может оказаться целесообразным устраивать достаточно плавной формы «самозаряжающийся» входной оголовок того или иного типа [например, конструкции института водного хозяйства имени Вильямса (фиг. 28—21,*и*)* или (при круглых трубах) конструкции ДорНИИ (фиг. 28—21,*к*)**].

Фундаменты массивных оголовков при нескальных основаниях закладывают ниже глубины промерзания грунта. Крепление—лоток *а* (фиг. 28—21,*ж*, фиг. 28—22) между стенками оголовка, если это крепление не связано жестко со стенками оголовка, нет необходимости значительно заглублять.

Нижнюю часть фундамента под звеньями труб нередко заменяют щебнем, втрамбованным в грунт, или песчаной подушкой.

При скальных основаниях фундаменты облегчаются.

Во избежание подмыва трубы при входе и особенно при выходе из нее устраивают крепления в соответствии с допустимыми скоростями течения воды. Часто при этом делают зуб (или шпунт) *б* (фиг. 28—21, *ж*, 28—23). В случае необходимости за трубой для предотвращения размывов устраиваются водобойный колодец, гасители энергии, растекатели потока, а затем уже рисберма.

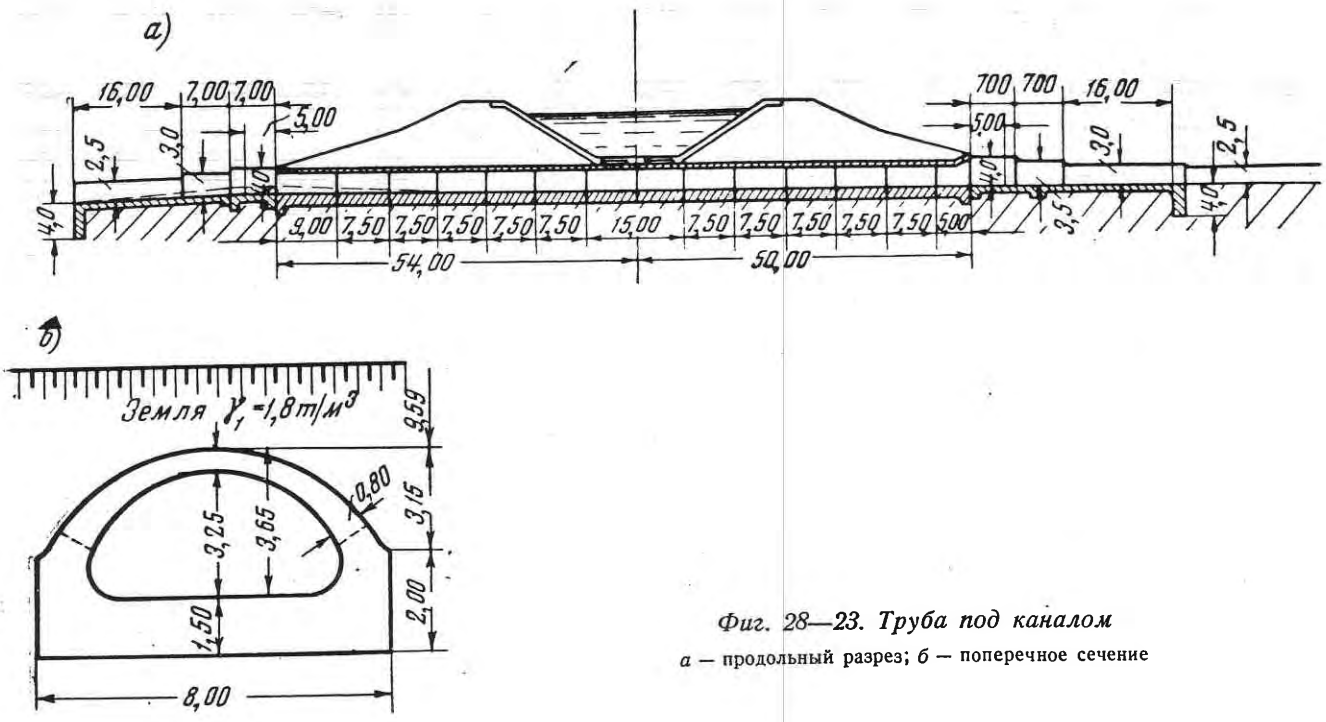
При пропуске через трубу потоков, содержащих крупные донные наносы, водобойный колодец и гасители энергии устраивать не следует, а необходимо выполнять крепление, например, в виде фартука из железобетонных плит с устройством достаточно заглубленного зуба.

Для предотвращения повреждения труб при неравномерных осадках (на нескальных основаниях), связанных с неравномерностью нагрузки на трубу по ее длине, швы между звеньями устраивают обычно на расстоянии 2—5 *м* друг от друга, реже—до 10 *м*. Принято считать, что расстояние между швами не должно превосходить 2—3 высот трубы. Конструкции звеньев и швов между ними должны допускать смещения отдельных звеньев без нарушения водонепроницаемости шва. При малосжимаемых грунтах основания, например, гравелисто-галечных, расстояния между осадочными швами увеличивают (см. например, фиг. 28—23), при скальных основаниях они могут быть весьма значительными (см. ГОСТ 4286-48 и 28—3, п. 3).

В железобетонных трубах часто применяют швы с уплотнением проваренной в битуме паклей и прокладкой толя или рубероида на битуме с наружной поверхности (фиг. 28—24)[1]. Если шов между звеньями не является осадочным (например, при сборных коротких звеньях и при необходимости устройства осадочных швов через несколько звеньев), то поверх прова-

* Предложен канд. техн. наук П. Ф. Кочеуловым.
** Предложен д-ром техн. наук Е. В. Болдаковым.

[1] Подробно о швах см. [8], [11] и [15].



Фиг. 28—23. Труба под каналом

а — продольный разрез; *б* — поперечное сечение

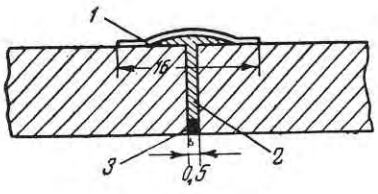
ренной в битуме пакли шов можно заливать жирным цементным раствором. Делают швы и аналогичные швам дюкеров (см. выше).

Особенно большое внимание обращается на водонепроницаемость швов при напорных трубах; в этом случае швы по конструкции аналогичны швам водоспусков (см. гл. 25).

Гидроизоляцию наружной поверхности трубы устраивают в виде различных битумных покрытий (например, просмоленная мешковина на слое битума или толь на битуме и т. д.) или слоя мятой глины обычно толщиной порядка 15—20 *см*.

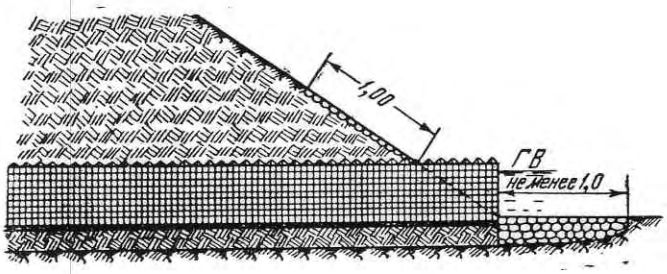
Гофрированные трубы из оцинкованной стали [8], [15], являясь достаточно гибкими, приспособляются к неравномерным осадкам без устройства осадочных швов и не требуют массивных фундаментов (достаточна подготовка из слоя трамбованной глины со щебнем — фиг. 28—25). Звенья таких труб ввинчивают друг в друга (волны-гофры используются как нарезки) и соединяют заклепками или специальными скобами. Такие стыки допускают работу трубы как напорной.

Конструктивные особенности труб на косогорах — см. в [15] и [8].



Фиг. 28—24. Шов железобетонной трубы

1 — толь или рубероид на горячем битуме; *2* — заливка горячим битумом или смолой; *3* — пакля, проваренная в битуме



Фиг. 28—25. Гофрированная труба

4. Указания по статическому расчету

Статический расчет безнапорных и полунапорных труб следует производить на действие внешней нагрузки от засыпки грунта (см. гл. 29 и [8], [15]) с учетом собственного веса элементов трубы или оголовков. Для тонкостенных труб собственный вес их можно в расчете и не учитывать. Кроме указанных сил, следует учитывать нагрузку от воды в трубе, а также в соответствующих случаях сейсмические силы, подвижную нагрузку на насыпи над трубой, давление грунтовой воды и т. д.

Для напорных труб в расчете учитывается давление воды под напором.

Расчетная схема и метод расчета трубы (оголовков) под действием указанных нагрузок выбираются в зависимости от конструкции и типа трубы (оголовков). Так, круглые и прямоугольные железобетонные трубы (см. фиг. 28—17) рассматривают как замкнутые сечения (см. [18]), а прямоугольные трубы с массивными стенками и верхней плитой-распоркой (фиг. 28—22)—принимая, что стенки и плита работают раздельно. Стенку считают защемленной в нижнем

сечении и опертой верхним концом на плиту, а плиту-распорку — рассчитывают как балку и т. д.[1]. Трубы овоидальные и различные сводчатые следует рассчитывать в зависимости от конструкции либо расчленяя поперечное сечение на свод и боковые массивные стенки и нижний лоток, либо рассматривая трубу как подъемистый свод, упруго заделанный в нижний лоток, подобно расчету обделок безнапорных тоннелей (см. [3], [18]).

5. Указания по гидравлическому расчету

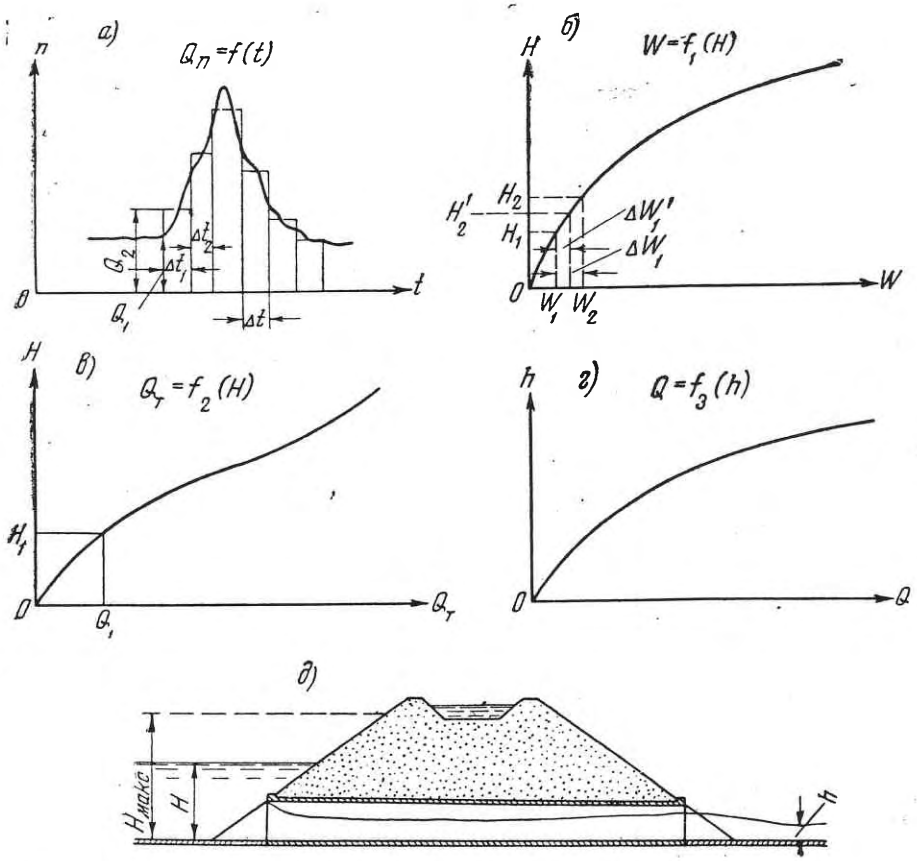
Гидравлический расчет труб под каналами и насыпями рекомендуется производить по методам, описанным в гл. 2 и разработанным на основе многочисленных опытов Института Водгео с учетом данных ряда других исследований, проведенных за последнее время[2].

В общем случае при гидравлическом расчете водопропускных труб не следует исходить из условной «расчетной» допускаемой скорости в конце трубы порядка 5—6 *м/сек*, как это обычно делается в дорожной практике, а надлежит при расчете, кроме определения пропускной способности трубы (при заданных расходах Q и допустимых глубинах перед трубой H), проверить, каковы условия сопряжения вытекающей из трубы струи с нижним бьефом, рассчитать и запроектировать в соответствии с местными условиями (характером грунта, глубиной нижнего бьефа, удельными расходами и т. д.) устройства в нижнем бьефе по предотвращению опасного размыва за трубой (гасители и растекатели потока, водобойный колодец, глубокий зуб с допущением размывов за ним, устройство соответствующей рисбермы, иногда с «ковшом» в ее конце — для уменьшения опасности подмывов, и т. д.).

Если пропускаемые через трубу максимальные расходы непродолжительны и при паводке перед трубой создается некоторое, достаточное по объему W «водохранилище», то размеры поперечного сечения трубы следует назначать с учетом уменьшения паводкового расхода за счет регулирующей способности «водохранилища». В этом случае расчет носит поверочный характер (сечением и типом трубы надо задаваться). Для расчета необходимо иметь (фиг. 28—26): 1) гидрограф притока воды к трубе во времени $Q_п=f(t)$ при паводке; 2) кривую объемов «водохранилища» перед трубой $W=f_1(H)$; 3) кривую пропускной способности трубы $Q_т=f_2(H)$, которая строится по данным гл. 2, и в ряде случаев, если труба подтапливается с нижнего бьефа и это влияет на ее пропускную способность, — кривую $Q=f_3(h)$ (зависимость расхода от глубины нижнего бьефа)[1]. Паводочный гидрограф разбивается на небольшие интервалы времени Δt, обычно равные. По расходу перед паводком Q_1, по кривой $Q_т=f_2(H)$ находят глубину перед трубой H_1, а по кривой $W=f_1(H)$ — соответствующий H_1 начальный объем W_1. Затем для середины интервала первого участка времени Δt_1 по гидрографу определяют притекающий к трубе средний за время Δt_1 расход Q_2 и в первом приближении подсчитывают объем воды ΔW_1, задерживающийся перед трубой и вызывающий повышение горизонта H:

$$\Delta W_1 = (Q_2 - Q_1)\,\Delta t_1.$$

Зная объем $W_2=W_1+\Delta W_1$, по кривой $W=f_1(H)$ находят глубину воды перед трубой H_2 для конца отрезка времени Δt_1. Затем расчет повторяют с учетом того, что за время Δt_1 средний расход, пропускаемый трубой, в действительности будет больше принятого Q_1. При $H'_{ср}=\dfrac{H_1+H_2}{2}$ по кривой $Q_т=f_2(H)$ определяют расход $Q_{т1}$ и соответствующее значение $\Delta W_1'=(Q_2-Q_{т1})\,\Delta_{t1}$, после чего, зная $W_2'=W_1+\Delta W_1'$, по кривой $W=f_1(H)$ отыскивают глубину перед трубой H_2' во вто-



Фиг. 28—26. Графики к гидравлическому расчету водопропускных труб

а — гидрограф протока воды к трубе во времени; *б* — кривая объемов „водохранилища" перед трубой; *в* — кривая пропускной способности трубы; *г* — кривая зависимости расхода от глубины нижнего бьефа; *д* — расчетная схема

[1] См. приближенный расчет прямоугольной трубы в [10].

[2] Следует иметь в виду, что единого нового общепризнанного гидравлического метода расчета труб в настоящее время еще не существует (см., например, [5], [10], [17]), и в ряде случаев в литературе наряду с новыми данными приводятся устаревшие и спорные положения.

[1] Эта кривая нужна также для расчета сопряжения в нижнем бьефе.

ром приближений, которую обычно и можно считать окончательной.

После этого аналогичные подсчеты производят для следующих интервалов времени: $\Delta t_2, \Delta t_3$ и т. д.

В результате определяют максимальную глубину воды перед трубой H_{max}. Если она меньше допустимой (из условия недопущения перелива воды через верх насыпи и т. д.), то поперечное сечение трубы можно уменьшить, в противном же случае — увеличить, произведя в обоих случаях снова поверочный расчет.

28—5. ВЫБОР ТИПА ВОДОПРОВОДЯЩИХ СООРУЖЕНИЙ

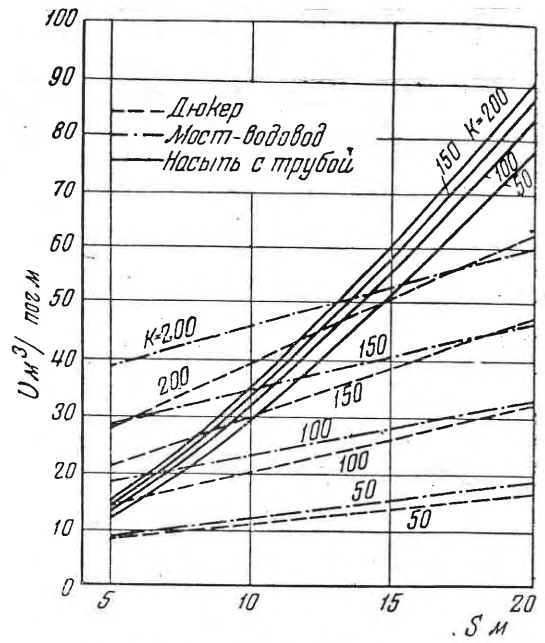
При выборе типа водопроводящих сооружений следует учитывать весь комплекс местных условий — топографических, геологических, гидрологических, производственных, а также технико-экономические и эксплуатационные показатели различных типов и вариантов сооружений. При этом надо иметь в виду общие замечания, приведенные выше, а также следующие обстоятельства:

а) на энергетических каналах[1] в большинстве случаев приходится избегать устройства дюкеров[1] по эксплуатационным соображениям (опасность закупорки шугой и т. д.);

б) на оросительных каналах обычно экономически целесообразными оказываются дюкеры[1] и насыпи[1] с трубами под ними, однако в ряде случаев целесообразно применять и мосты-водоводы преимущественно по производственно-эксплуатационным или архитектурным соображениям.

Для получения предварительного представления об ориентировочных сравнительных экономических характеристиках железобетонных дюкеров и мостов-водоводов, а также насыпей (с трубами) на фиг. 28—27 приводится график, составленный доц. канд. техн. наук А. И. Островским [14] для нескальных оснований (лёссовидные суглинки) и для длины сооружения L=100 *м*.

[1] Для пропуска воды канала.



Фиг. 28—27. График для предварительного определения экономических характеристик дюкеров, мостов-водоводов и труб (по А. И. Островскому)

Обозначения на графике:

V — объем приведенного бетона в $м^3$ на 1 *пог. м* длины водопроводящего сооружения (моста-водовода, дюкера, канала в насыпи);

S — высота перехода (насыпи, моста-водовода, дюкера) в *м*;

$K = \frac{Q}{\sqrt{z}}$ — расходная характеристика, где Q — расход в $м^3/сек$; z — потеря напора в *м*.

ЛИТЕРАТУРА

1. Басевич А. З. и Кельмет Ф. Ф., Атлас железобетонных конструкций гидротехнических сооружений и пояснительный текст к нему (А. З. Басевич, Железобетонные конструкции гидротехнических сооружений), Стройиздат, 1940.
2. Гидротехнические сооружения, под ред. проф. Е. В. Близняка и проф. М. М. Гришина, т. II, Стройиздат, 1939.
3. Гришин М. М., Гидротехнические сооружения, ч. II, Стройиздат, 1949.
4. Губин Ф. Ф., Гидроэлектрические станции, Госэнергоиздат, 1949.
5. Даденков Ю. Н. и Зубрий П. Е., Гидротехнические расчеты, Гостехиздат Украины, 1950.
6. Замарин Е. А., Проектирование гидротехнических сооружений, Сельхозгиз, 1952.
7. Замарин Е. А., Попов К. В., Фандеев В. В., Гидротехнические сооружения, Сельхозгиз, 1952.
8. Колоколов Н. М. и Никонов И. Н., Искусственные сооружения на железнодорожном транспорте, Трансжелдориздат, 1943.
9. Кондрашов В. Д., Подвесные акведуки на оросительных каналах Дагестана, журнал „Гидротехническое строительство" № 12, 1951.
10. Кочеулов П. Ф. и Кузнецов И. А., Водопропускные трубы под насыпями. Научные записки Московского гидромелиоративного института имени В. Р. Вильямса, т. XV, 1948.
11. Кропотов И. И., Искусственные сооружения. Дориздат, 1949.
12. Непорожний П. С., Защита гидроэлектростанций от селевых потоков, Госэнергоиздат, 1947.
13. Овсянкин В. И., Железобетонные напорные трубы, Госстройиздат, 1951.
14. Островский А. И., Технико-экономические показатели водопроводящих сооружений, Труды института энергетики Академии наук Узбекской ССР, вып. 2, Гидротехнический сборник, изд. Академии наук УзССР, Ташкент, 1948.
15. Передерий Г. П., Курс мостов, т. II, Трубы. Деревянные мосты, Трансжелдориздат, 1945.
16. Попова В. Я., Сооружения на оросительных системах, Сельхозгиз, 1948.
17. Справочник дорожника, Гостехиздат Украины, Киев, 1949.
18. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Гидротехнические туннели гидроэлектростанций (ТУ 11-51), 1952.
19. Фенин Н. К., Кошурников Б. В., Опыт применения крупных блоков в сборных железобетонных ирригационных сооружениях, журнал „Гидротехническое строительство" № 5—6, 1946.

ГЛАВА ДВАДЦАТЬ ДЕВЯТАЯ

НАПОРНЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ

29—1. ТИПЫ И КОНСТРУКЦИИ ТРУБОПРОВОДОВ[1]

1. Типы трубопроводов и пределы их применения

В практике гидротехнического строительства применяются трубопроводы:

а) **металлические**, изготовляемые из листовой стали сварными, при малых диаметрах цельнотянутыми и клепаными — при специальном обосновании. Для особо высоких напоров до недавнего прошлого применялись бандажированные трубопроводы;

б) **деревянные** — из отдельных звеньев (при малых диаметрах) и непрерывного типа из клепки с металлическими бандажами;

в) **железобетонные**, изготовляемые полностью или частично на месте укладки.

Предел применения обычных металлических трубопроводов с толщиной стенок до 32 *мм* определяется произведением $HD \leqslant 540$ *м*², где H — напор в *м*; D — диаметр в *м*.

Пределы применения деревянных непрерывных трубопроводов ориентировочно определяются также произведением HD и приведены в табл. 29—1.

Таблица 29—1

Пределы применения деревянных трубопроводов

Для $D = 0{,}5$ *м*	1 *м*	3 *м*	5 *м*
$HD \leqslant 100$ *м*²	140 *м*²	180 *м*²	200 *м*²

Железобетонные трубопроводы применяют при напоре до 25—30 *м*, редко до 50 *м*, и при диаметрах от очень малых — вплоть до 5 — 7 *м*.

Металлические и деревянные непрерывные трубопроводы обычно устраивают открытыми на опорах, а железобетонные — засыпанными, на сплошной постели.

Трассу металлического и деревянного трубопроводов принимают с таким расчетом, чтобы пьезометрическая линия ни при каких условиях работы трубопровода не пересекала шелыгу трубы и имела запас избыточного давления не менее 10% от статического напора в каждой точке на оси трубопровода.

По характеру своей работы трубопроводы разделяются на три вида: водоводы (деривационные — энергетические, ирригационные, водоснабженческие), дюкеры и турбинные трубопроводы. Первые — водоводы — отличаются тем, что имеют часто значительную длину (до десятков километров), прокладываются по возможно более спокойной трассе, со сравнительно небольшими напорами и обычно не подвержены воздействию гидравлических ударов. Вторые — дюкеры — сравнительно короткие трубопроводы, устраиваемые при пересечении водоводов (каналов) с водотоками, оврагами и др., но не подверженные обычно гидравлическим ударам. Третьи — турбинные трубопроводы — отличаются тем, что имеют обычно сравнительно небольшую длину, прокладываются с большими уклонами по косогору, имеют возрастающие по длине и достигающие больших значений напоры и подвержены гидравлическим ударам, зависящим от режима работы турбин.

2. Наивыгоднейший диаметр трубопровода

Наивыгоднейший диаметр D_0 трубопровода определяется на основании технико-экономических расчетов с учетом реальных условий его работы. Для грубо предварительных соображений по всем типам трубопроводов пользуются формулой:

$$D_0 = \sqrt[7]{\frac{5{,}2\,Q_{max}^3}{H}}, \qquad (29—1)$$

где H — статический напор в *м*;
Q_{max} — расход воды в *м*³/*сек*.

3. Устройства на трубопроводах

Трубопроводы имеют следующие устройства: а) воздушные клапаны (в повышенных точках) для впуска и выпуска воздуха; б) патрубки с затворами (в пониженных точках) для выпуска воды и осевших наносов; в) устройства для медленного наполнения трубопровода водой; г) смотровые лазы; д) предохранительный затвор и воздушную трубу или клапан в начале трубопровода; е) компенсаторы на металлических трубопроводах.

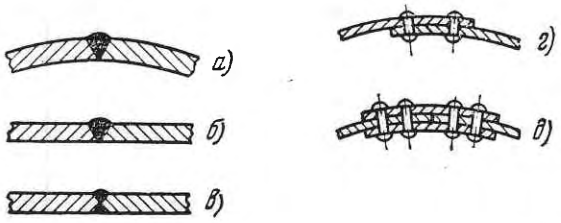
[1] Напорные водопроводные трубы в настоящей главе не рассматриваются. Конструирование и расчет их см. специальные курсы и справочники (например, Н. Н. Гениев, Н. Н. Абрамов, В. И. Павлов, „Водоснабжение", Госстройиздат, 1950).

Кроме того, открытые трубопроводы (укладываемые на анкерных и промежуточных опорах) в зависимости от характера местности, по которой пролегает трасса трубопровода, и реальных условий работы имеют на своей трассе неразмываемые лотки, продольные и поперечные дрены, боковые водоотводы и отбойные стенки на случай разрыва трубопровода.

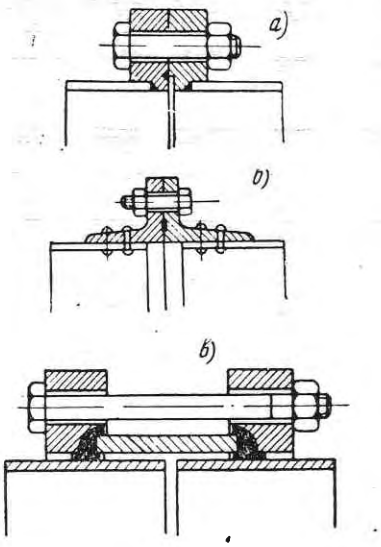
4. Конструкции трубопроводов и их опор

Металлические трубопроводы. В сварных трубопроводах продольные швы осуществляются только как стыковые, без накладок (фиг. 29—1,*а*). Поперечные швы выполняются преимущественно встык (фиг. 29—1,*б, в*). Соединение отдельных звеньев между собой может быть сварным, клепаным или на фланцах.

В клепаных трубопроводах применяются: продольные швы — встык с двумя накладками (при любой толщине стенок) и внахлестку (при $\delta \leqslant 12$ *мм*) (фиг. 29—1, *г, д*); поперечные швы — внахлестку или встык с одной ($\delta \leqslant 12$ *мм*) и с двумя ($\delta > 12$ *мм*) накладками. Независимо от типа шва число рядов заклепок



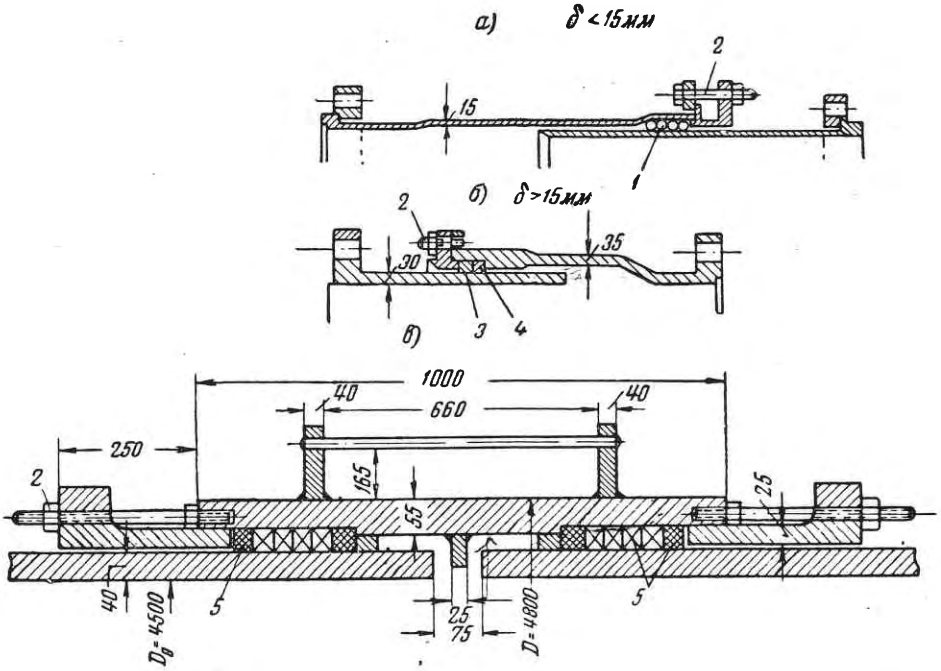
Фиг. 29—1. Детали швов



Фиг. 29—2. Фланцевые соединения

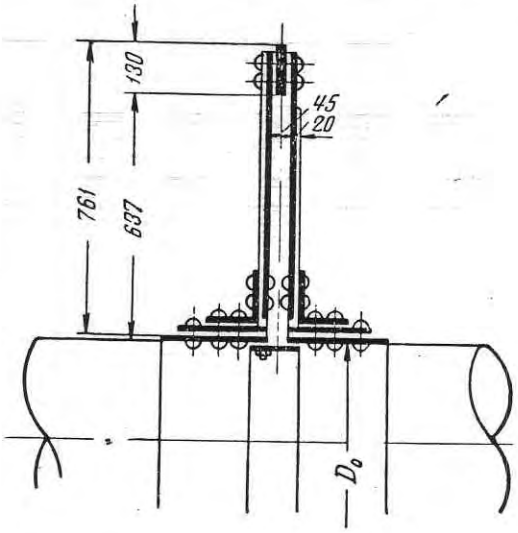
должно быть не менее двух. Клепаные монтажные поперечные швы применяются в исключительных случаях при условии специального обоснования. Фланцы применяются двух типов: жесткие (фиг. 29—2, *а, б*) и свободные (рис. 29—2,*в*).

Для возможности свободного продольного расширения или сокращения трубопроводов устраиваются температурные компенсаторы (муфты) двух основных типов: скользящие сальниковые (фиг. 29—3, *а, б, в*) и эластичные тарельчатые (фиг. 29—4). Уплотнение ком-

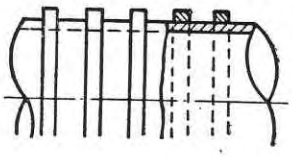


Фиг. 29—3. Сальниковые компенсаторы

1 — пенька с резиновым ядром; *2* — болты для затяжки набивки; *3* — кожа; *4* — бронза; *5* — пеньковая или резиновая набивка



Фиг. 29—4. Тарельчатый компенсатор



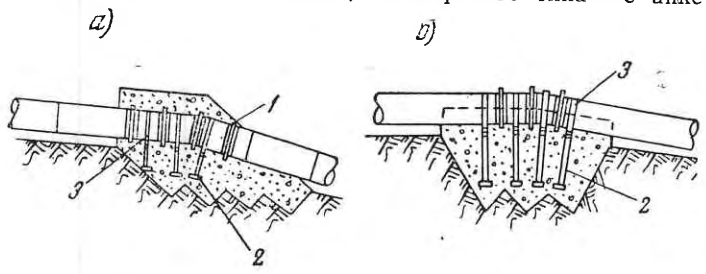
Фиг. 29—5. Бандажированный трубопровод

пенсаторов выполняется из резины, просмоленной пеньки, пенькового шнура с резиновой сердцевиной и асбеста с пропиткой во всех случаях уплотняющего материала животным салом с графитным порошком.

Во избежание смятия оболочки трубопровода (в случае отказа работы воздухопроводных устройств), а также для целей транспорта и монтажа трубопроводы снабжаются специальными кольцами жесткости из полосовой, угловой или Т-образного сечения стали, привариваемыми к оболочке трубопровода с внешней поверхности. Бандажированные трубопроводы (фиг. 29—5) состоят из сварной или цельнотянутой трубы, на которую надевают стальные кольца без шва—бандажи.

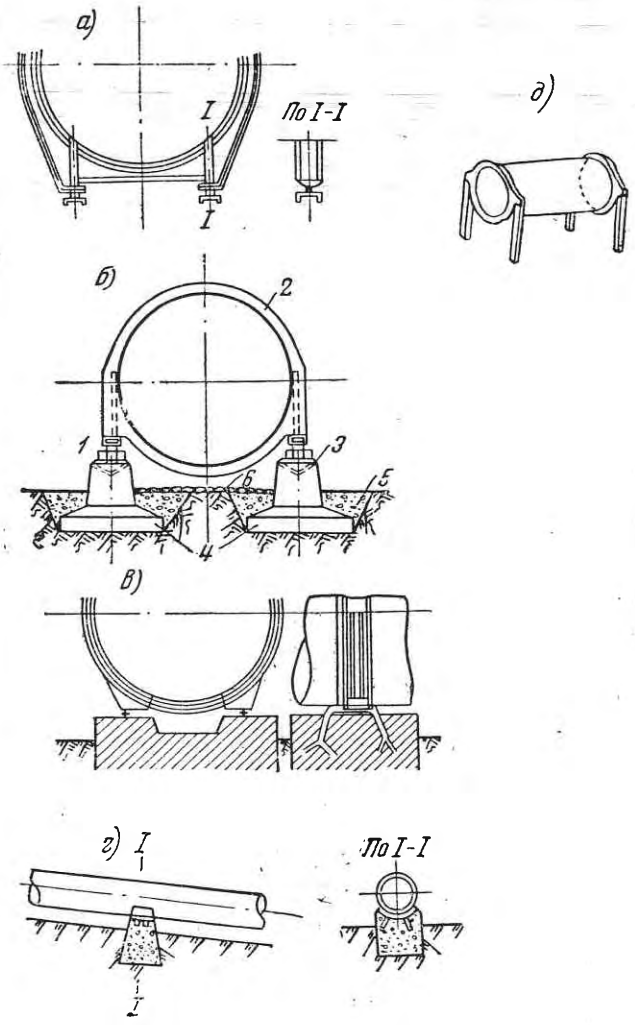
Лазы, располагаемые на расстоянии не более 200 *м*, изготовляются круглыми (450 *мм*) или прямоугольными (400×500 *мм*). Для труб $D<800$ *мм* вставляются специальные звенья на фланцах.

Анкерные опоры применяются из бетона или железобетона: закрытого типа — с заделкой трубы по всему периметру (фиг. 29—26,*а*) и открытого типа — с анке-



Фиг. 29—6. Анкерные опоры металлических трубопроводов

1 — уголки; *2* — анкеры; *3* — хомуты



Фиг. 29—7. Промежуточные опоры металлических трубопроводов

1 — шарнирная опора; *2* — опорное кольцо жесткости; *3* — опорная плита; *4* — железобетонная опора; *5* — обратная засыпка; *6* — защитное покрытие

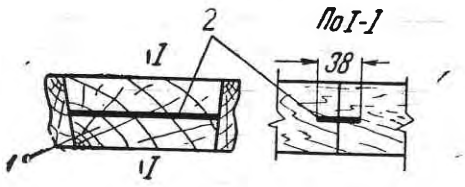
ровкой трубы при помощи колец, ферм или тяг (фиг. 29—6,*б*).

Промежуточные опоры применяются катковые (рис. 29—7,*а*) или качающиеся (фиг. 29—7,*б*), а также скользящие — для труб $D<2\,000$ *мм* (фиг. 29—7,*в*) и седловые — для труб $D<1\,000$ *мм* (фиг. 29—7,*г*). Опирание трубопровода на промежуточные опоры осуществляется при помощи жесткого кольца, приваренного к оболочке трубы, причем кольцо опирается на бетонные или железобетонные фундаменты только в двух точках (фиг. 29—7,*д*).

Конструкция промежуточных опор должна обеспечивать возможность осевого перемещения, высотную регулировку трубопровода, а на отдельных участках — небольшого поперечного его перемещения по опорам.

Деревянные трубопроводы. Длина клепок принимается не менее 2,3 *м* для труб $D\leqslant 2\,000$ *мм* и не менее 3 *м* для труб $D>2\,000$ *мм*.

Деревянные трубопроводы прокладываются открытыми (не засыпанными землей).



Фиг. 29—8. Уплотнение торцовых стыков

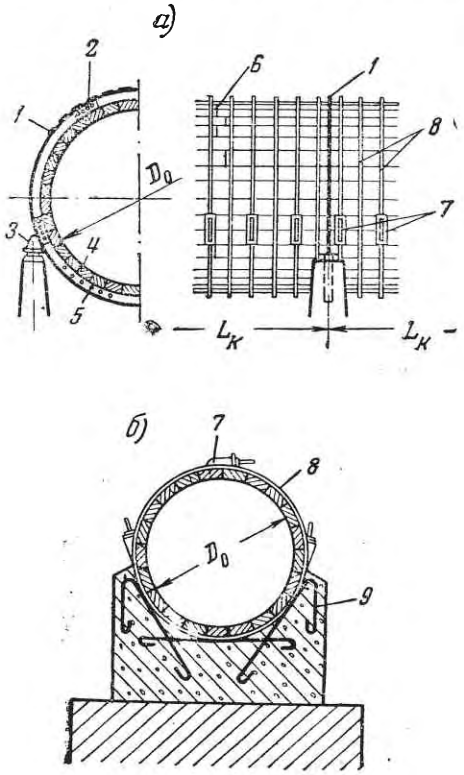
1 — торец клепки; *2* — пластинка из стали или дуба 2—3 *мм*

Торцовые стыки смежных клепок располагаются вперевязку не менее чем через 60 *см* и осуществляются при помощи пластинок из стали или дуба толщиной 2—3 *мм*, шириной на 2—3 *мм* более ширины досок и длиной 38—40 *мм* (фиг. 29—8).

Бандажи для трубопроводов $D \leqslant 1\,200$ *мм* выполняются цельными, для трубопроводов $D = 1\,300 \div 3\,000$ *мм* — составными из двух прутков, а для трубопроводов $D \geqslant 3\,200$ *мм* — из трех прутков.

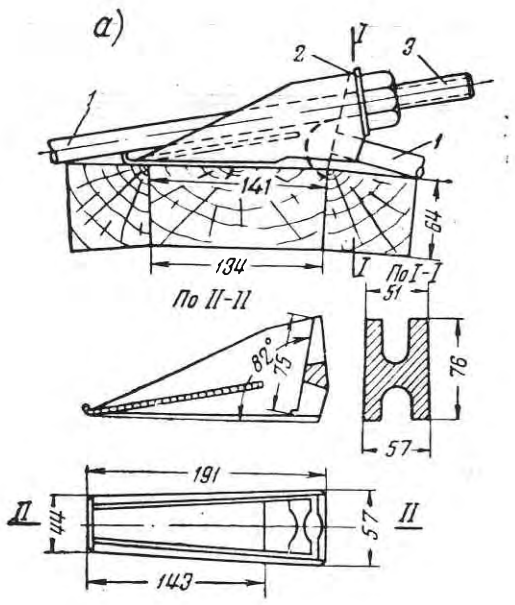
Промежуточные опоры выполняются из: дерева (при $D < 2\,500$ *мм*), бетона (при $D < 1\,500$ *мм*), железобетона и металла — для всех диаметров (фиг. 29—9, *а* и *б*). Опоры из бутовой кладки допускаются только для трубопроводов IV класса.

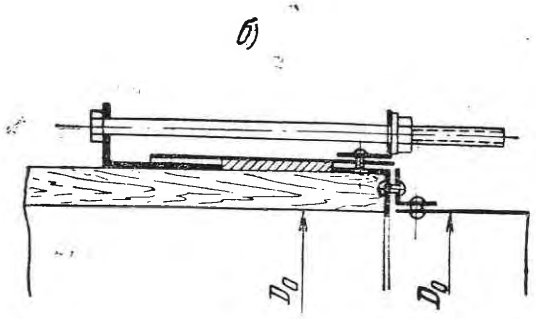
Конструкция трубопроводов в седловых опорах должна обеспечивать возможность смены бандажей.



Фиг. 29—9. Промежуточные опоры деревянных трубопроводов

а — кольцевая металлическая опора; *б* — седловая опора; *1* — опорное кольцо; *2* — накладки; *3*—опорная косынка; *4* —заклепки; *5*—прокладка; *6* — стыки клепки; *7* — башмаки бандажей; *8* — бандажи; *9* — арматура опоры





Фиг. 29—10. Детали деревянного трубопровода

а — башмак бандажа; *б* — соединение деревянной трубы с металлической; *1* — бандаж *d*=19 *мм*; *2* — шайба 3×50 *мм*; *3* — винтовая нарезка *l*=178 *мм*

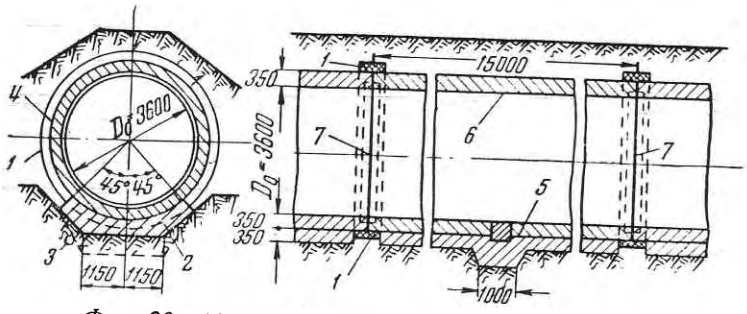
Соединение деревянной трубы с металлической и детали башмака даны на фиг. 29—10, *а, б*.

Железобетонные трубопроводы. Эти трубопроводы выполняются из отдельных звеньев (при малых диаметрах), соединяемых муфтами, или бетонируются на месте отдельными участками длиной от 15 *м* и более (фиг. 29—11) согласно расчета.

Соединение отдельных участков производится при помощи муфт (фиг. 29—12) не ранее чем через 40 дней после окончания бетонирования трубопровода.

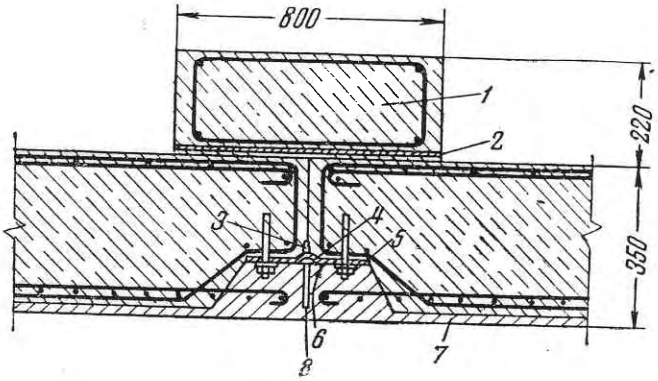
Расстояние между стержнями рабочей кольцевой арматуры допускается не более 1,5 δ (где δ — толщина стенки), но не более 17 *см* (фиг. 29—13).

Распределительная продольная арматура располагается внутри кольцевой с расстоянием между стержнями примерно 15 *см*, а диаметр ее принимается равным около 0,6 диаметра кольцевой арматуры.



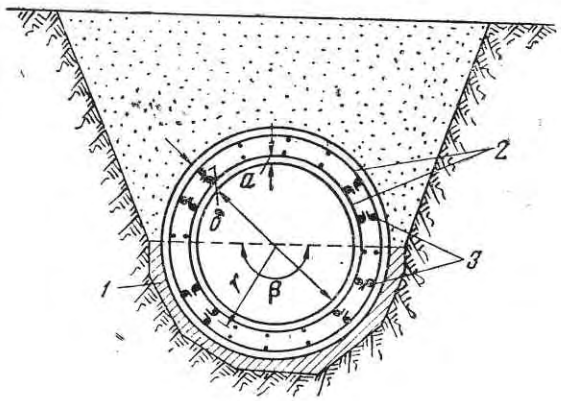
Фиг. 29—11. Железобетонный трубопровод

1 — муфта; *2* — бетонная постель; *3* — дренаж; *4* — окраска гудроном; *5* — слой асфальтового картона; *6* — штукатурка; *7* — шов



Фиг. 29—12. Соединительная муфта

1 — муфта; *2* — два слоя асфальтового картона; *3* — просмоленная веревка; *4* — пеньковая веревка; *5* — один слой асфальтового картона; *6* — медный лист толщиной 1 *мм*; *7* — торкрет; *8* — свинец



Фиг. 29—13. Железобетонный трубопровод на сплошной бетонной постели

1 — бетонная постель; *2* — кольцевая рабочая арматура; *3* — продольная распределительная арматура

29—2. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ТРУБОПРОВОДОВ

1. Потери напора на трение

Эти потери по длине трубопровода определяются по следующим формулам.

а) Для металлического трубопровода

$$i = a\frac{v^{1,9}}{D_0^{1,1}}, \qquad (29—2)$$

где i — гидравлический уклон;
D_0 — внутренний диаметр в *м*;
v — средняя скорость воды в *м/сек*.
Значения коэффициента a даны в табл. 29—2.

Таблица 29—2

Значения коэффициента a к формуле (29—2)

Характеристика трубопровода	Коэффициент a
С клепаными продольными и поперечными швами:	
а) толщина листов от 6 до 11 *мм* при соединении внахлестку .	0,00114
б) то же, при соединении встык с накладками	0,00124
в) толщина листов более 12 *мм* при соединении встык с накладками	0,00134
С гладкими продольными швами и с выступающими заклепочными головками в поперечных швах . . .	0,00088
С гладкой внутренней поверхностью (сварные, цельнотянутые)	0,00083

Примечание. Для старых труб потери напора увеличиваются на коэффициент $\beta = e^{kT}$, где $e = 2{,}71$; T — возраст трубы в годах; $k = 0{,}010$ — для чистой воды и $k = 0{,}015$ — для воды, сильно разъедающей стенки трубы.

б) Для деревянного трубопровода

$$i = 0{,}000885\frac{v^{1,8}}{D_0^{1,17}}. \qquad (29—3)$$

Примечание. При наличии в воде наносов i увеличивается на 10%, если возможность отложения наносов в трубопроводе маловероятна; на 20%, если возможность отложения наносов в трубопроводе очевидна.

в) Для железобетонного трубопровода

$$i = a\frac{v^2}{D_0^{1,25}}. \qquad (29—4)$$

Значения коэффициента a даны в табл. 29—3.

Таблица 29—3

Значения коэффициента a к формуле (29—4)

Характеристика трубопровода	Коэффициент a
При коротких звеньях и малоудовлетворительном производстве работ, особенно в стыках	0,00153
При удовлетворительном производстве работ, оштукатуренный	0,001135
При хорошем производстве работ и тщательной штукатурке	0,000917
При высоком качестве производства работ с железнением	0,000797

2. Местные потери напора

Эти потери (в метрах) определяются по следующим формулам.

а) Вход в трубопровод

$$\Delta h_1 = \xi_1\frac{v^2}{2g}, \qquad (29—5)$$

где v — средняя скорость течения воды в трубопроводе в *м/сек;*

ξ_1 — коэффициент сопротивления, указанный в табл. 29—4.

Таблица 29—4

Значения коэффициента сопротивления ξ_1

Очертание входной кромки трубопровода	Коэффициент ξ_1
Без округления	0,50
Слегка округленное	0,20—0,25
Весьма плавное	0,05—0,10

б) Выход из трубопровода в бассейн или канал

$$\Delta h_2 = \xi_2\frac{v^2}{2g}, \qquad (29—6)$$

где ξ_2 — коэффициент сопротивления, равный 1,0.

в) Переходный конус (расходящийся)

$$\Delta h_3 = \xi_3\frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}, \qquad (29—7)$$

где v_1 и v_2 — средние скорости воды перед и за переходным конусом в *м/сек;*

θ — центральный угол конусности в град.;

ξ_3 — коэффициент сопротивления, принимаемый по табл. 29—5.

Таблица 29—5

Значение коэффициента сопротивления ξ_3

θ в град.	5	10	15	20	30	40	45	50	60
ξ_3	0,13	0,17	0,26	0,41	0,71	0,90	0,98	1,03	1,12

Примечание. На участках трубопровода с плавным уменьшением его диаметра местные потери напора не учитываются.

г) Плавное закругление (колено)

$$\Delta h_4 = \xi_4\frac{\theta v^2}{90\cdot 2g}, \qquad (29—8)$$

где θ — центральный угол закругления в град.;

ξ_4 — коэффициент сопротивления, принимаемый по табл. 29—6.

Таблица 29—6

Значение коэффициента сопротивления ξ_4

$\frac{D_0}{2R}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
ξ_4	0,13	0,14	0,16	0,21	0,29

Примечание. D_0 — внутренний диаметр трубопровода в *м*; R — радиус закругления оси трубопровода в *м*.

3. Гидравлический удар[1]

Если в заданной точке движущегося потока (напорного или безнапорного) скорость и давление зависят не только от координат x, y и z точки, но и от времени t, то такое движение называется **неустановившимся**.

Примером неустановившегося напорного движения может служить движение ударной волны в трубопроводе гидростанции или насосной станции при пуске, остановке и регулировании работы турбин и насосов, при быстром закрытии задвижки в водопроводе и т. п.

Ударная волна в напорном трубопроводе распространяется почти мгновенно и сопровождается резким изменением давления в жидкости.

Скорость распространения ударной волны и изменение величины самого давления зависят от упругих свойств жидкости и материала стенок трубы.

Теория гидравлического удара разработана в 1898 г. Н. Е. Жуковским [7], давшим формулу величины добавочного давления в напорном трубопроводе при гидравлическом ударе:

$$\Delta p = \rho c v_0, \qquad (29—9)$$

где Δp — добавочное давление в напорном трубопроводе в *кг/м*^{2};

ρ — плотность воды;

[1] Пункт 3 написан канд. техн. наук А. М. Латышенковым.

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \; кг\,сек^2/м^4;$$

c — скорость распространения ударной волны в *м/сек*;

v_0 — средняя скорость движения жидкости в трубопроводе до закрытия затвора в *м/сек*.

Скорость распространения ударной волны, по Жуковскому, определяется по формуле:

$$c = \sqrt{\frac{E_1}{\rho\left(1+\frac{E_1}{E_2}\cdot\frac{D_0}{\delta}\right)}} \; м/сек, \quad (29—10)$$

где $E_1 = 2{,}07 \cdot 10^8$ *кг/м²* — модуль упругости воды;

E_2 — модуль упругости материала стенок трубы (табл. 29—7);

D_0 — внутренний диаметр трубы в *м*;

δ — толщина стенок трубы в *м*.

Таблица 29—7

Модули упругости материала труб

Материал	E_2 в *кг/м²*	$\frac{E_1}{E_2}$
Сталь	$2{,}1 \cdot 10^{10}$	0,01
Чугун	$1{,}0 \cdot 10^{10}$	0,02
Бетон	$2 \cdot 10^9$	0,1
Дерево	$1 \cdot 10^9$	0,2
Свинец	$5 \cdot 10^8 \div 2 \cdot 10^7$	0,4÷10

Для труб из различных материалов формула для скорости распространения ударной волны будет иметь вид:

для стальных, чугунных и резиновых труб

$$c = \frac{1\,425}{\sqrt{1+\frac{E_1}{E_2}\cdot\frac{D_0}{\delta}}} \; м/сек; \quad (29—11)$$

для железобетонных труб

$$c = \frac{1\,425}{\sqrt{1+0{,}1\frac{D_0}{\delta(1+9{,}5\alpha)}}} \; м/сек, \quad (29—12)$$

где α — коэффициент армирования кольцевой арматурой, равный отношению $\frac{f}{\delta}$; обычно $\alpha = 0{,}015 \div 0{,}05$;

f — площадь в *см²* сечения кольцевой арматуры в площади продольного сечения на 1 *пог. м* длины трубы;

δ — толщина стенок трубы в *см*;

для деревянных труб (по данным технических условий и норм Главгидроэнергостроя 1942 г.)

$$c = \frac{\Sigma L_i}{\Sigma\left(L_i\sqrt{l_i}\right)}\cdot\frac{10\,200\sqrt{f_б D_0}}{\sqrt{D_0^2+4\,600 f_б}} \; м/сек, \quad (29—13)$$

где ΣL_i — суммарная длина участка деревянного трубопровода диаметром D_0 в *см*;

l_i — расстояние между осями бандажей (шаг) в *см*;

$f_б$ — площадь сечения одного бандажа в *см²*.

Период повышения давления в трубопроводе от нормального до $p + \Delta p$, а затем понижения его до нормального, называется фазой гидравлического удара τ_0:

$$\tau_0 = \frac{2L}{c},$$

где L — полная длина трубопровода.

После периода повышения давления и понижения его до нормального следует период понижения давления ниже нормального, а затем повышения до нормального, также равный

$$\tau_0 = \frac{2L}{c}.$$

Таким образом, полный период гидравлического удара в трубопроводе, охватывающий две фазы, равен:

$$2\tau_0 = \frac{4L}{c}.$$

Если закрытие затвора (задвижки) в трубопроводе происходит не мгновенно, а в течение малого конечного промежутка времени $T_з$, то при $T_з < \frac{2L}{c}$ в любой промежуток времени $t < T_з$ повышение давления в трубопроводе

$$\Delta p = \rho c (v_0 - v_t), \quad (29—14)$$

где v_t — скорость в трубопроводе в момент времени t.

При полном закрытии затвора, когда $t = T_з$, $v_t = 0$:

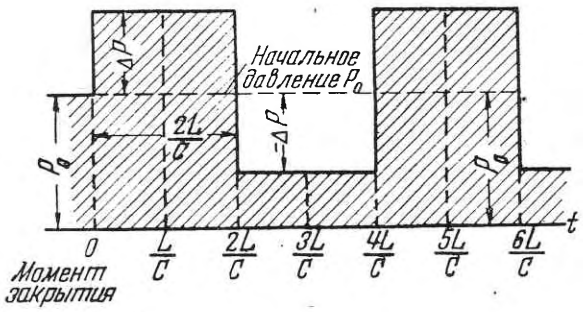
$$\Delta p = \rho c v_0. \quad (29—15)$$

Ниже рассмотрены частные случаи закрытия затвора.

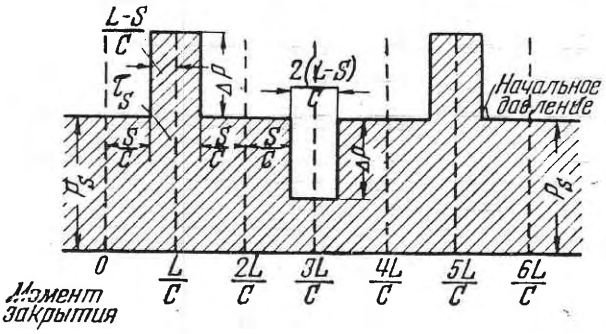
а) Мгновенное закрытие затвора.

В этом случае добавочное давление

$$\Delta p = \Delta p_{max} = \rho c v_0. \quad (29—16)$$



Фиг. 29—14. Диаграмма изменения давления у затвора



Фиг. 29—15. Диаграмма изменения давления в сечении на расстоянии s от затвора

Диаграмма изменения давления у затвора имеет вид, изображенный на фиг. 29—14, и представляет собой ступенчатую линию с длиной ступеней

$$\tau_0 = \frac{2L}{c}.$$

При расположении сечения на расстоянии s от затвора диаграмма давления будет иметь вид, изображенный на фиг. 29—15, — это ступенчатая кривая с периодом повышения и понижения давления

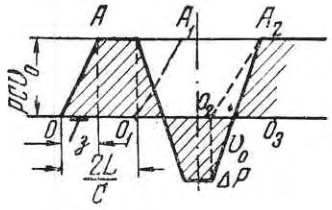
$$\tau_s = \frac{2(L-s)}{c}.$$

б) Мгновенный переход скорости в начальном сечении от значения v_0 к значению $v_1 > 0$ под влиянием мгновенного частичного закрытия затвора. В этом случае диаграмма давления будет иметь вид, изображенный на фиг. 29—14, но величина Δp уменьшится до величины

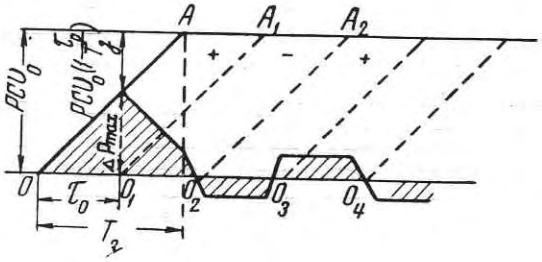
$$\rho c (v_0 - v_1), \text{ т. е.;}$$

$$\Delta p = \rho c (v_0 - v_1). \qquad (29—17)$$

в) Постепенное уменьшение скорости в начальном сечении от v_0 до нуля в течение промежутка времени $T_з < \frac{2L}{c}$. (Время закрытия затвора меньше периода фазы — см. фиг. 29—16). В этом случае добавочное давление будет линейно изменяться от 0 до наибольшего в конце периода $T_з$, равного $\Delta p_{max} = \rho c\, v_0$, как при мгновенном закрытии. Это повышенное давление будет у затвора сохраняться в течение времени $\frac{2L}{c} - T_з$,



Фиг. 29—16. Диаграмма изменения давления для случая, когда время закрытия затвора меньше периода фазы



Фиг. 29—17. Диаграмма изменения давления для случая, когда время закрытия затвора больше периода фазы

а на расстоянии s от затвора — в течение периода $\frac{2(L-s)}{c} - T_з$.

г) Постепенное уменьшение скорости в начальном сечении до нуля в течение промежутка времени $T_з > \frac{2L}{c}$ (время закрытия затвора больше периода фазы).

Возьмем линейный закон убывания скорости

$$v_t = v_0 \left(1 - \frac{t}{T}\right).$$

На фиг. 29—17 приведена диаграмма изменения повышенного давления Δp при $T_з \approx 2\tau_0 = \frac{4L}{c}$. В этом случае повышение давления в трубопроводе нигде не достигнет значения $\rho c\, v_0$, а будет линейно изменяться от нуля до величины в конце первой фазы:

$$\Delta p_{max} = \rho c (v_0 - v_t), \qquad (29—18)$$

когда $t = \tau_0 = \frac{2L}{c}$ и скорость $v_t = v_0 \left(1 - \frac{t}{T_з}\right) = v_0 \left(1 - \frac{2L}{cT_з}\right)$.

Подставив в формулу (29—18) значение v_t, получим:

$$\Delta p_{max} = \frac{2pLv_0}{T_з}$$

или, разделив на γ, получим:

$$\Delta h_{max} = \frac{2Lv_0}{gT_з}. \qquad (29—19)$$

В сечении трубопровода, отстоящем на расстоянии s от затвора, наибольшее повышение давления будет:

$$\Delta p_s = \frac{\Delta p_{max}(L-s)}{L} = \frac{2\rho(L-s)v_0}{T_з} \qquad (29—20)$$

или

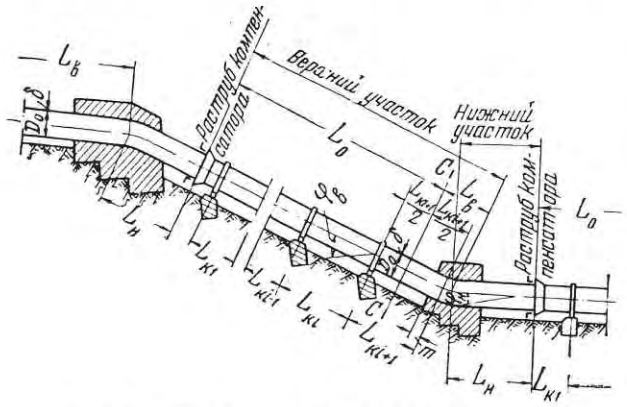
$$\Delta h_s = \frac{2(L-s)v_0}{gT_з}. \qquad (29—21)$$

Для предотвращения разрушающего действия гидравлического удара на трубопровод и затворы устраи-

вают уравнительные резервуары. Теория гидравлического удара, а также расчет уравнительных резервуаров более подробно освещены в специальных трудах[1].

29—3. СТАТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ТРУБОПРОВОДА И ЕГО ОПОР

Детальные статические расчеты металлического трубопровода и его опор производят согласно ТУ 9-51 [13]. В настоящем параграфе приведены основные данные и формулы для этих расчетов.



Фиг. 29—18. Расчетная схема разрезного трубопровода

[1] П. Г. Киселев, Справочник по гидравлическим расчетам, гл. 10, § 10—15, Госэнергоиздат, 1952.
М. А. Мостков и А. А. Башкиров, Расчеты гидравлического удара, Госэнергоиздат, 1952.
А. Е. Жмудь, Гидравлический удар в гидротурбинных установках, Госэнергоиздат, 1953.
Д. Н. Смирнов, Фактические данные о гидравлическом ударе в трубопроводе значительной длины. Журнал „Гидротехническое строительство" № 9, 1952.

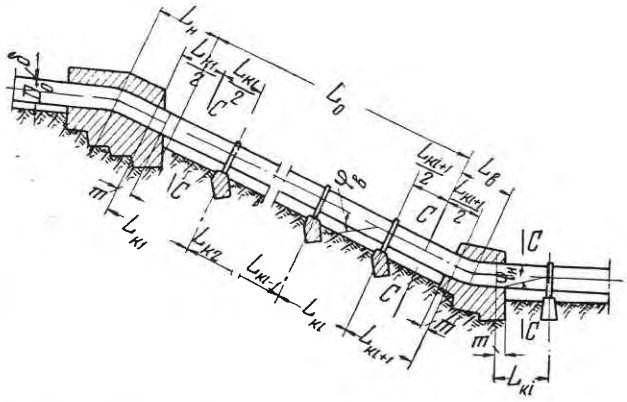
1. Силы, действующие на трубопровод и его опоры

Силами, действующими на трубопровод и его опоры (фиг. 29—18 и 29—19) при статических расчетах, принимаются:

а) основные — по табл. 29—8 в зависимости от реальных условий работы трубопровода и угла наклона его оси к горизонту;

б) дополнительные — динамическое повышение давления (см. 29—2, п. 3); вакуум, возникающий при опорожнении трубопровода; силы, возникающие при частичном заполнении пологих участков трубопровода (при $D_0 > 2400$ *мм*, $\delta < 14$ *мм* и $\varphi < 15°$); ветровая нагрузка; снеговая нагрузка; силы, возникающие при испытании и монтаже трубопроводов;

в) особые — сейсмические силы согласно ПСП-101-51 «Положение по строительству в сейсмических районах».



Фиг. 29—19. Расчетная схема неразрезного трубопровода

Примечание. m — расстояние до ближайшей анкерной тяги при анкеровке трубопровода без заделки, $m = 0{,}15\ D_0$ — при полной заделке трубопровода

Таблица 29—8

Силы, действующие на трубопровод и его опоры

Направление воздействия относительно оси трубопровода	Наименование действующих сил (см. фиг. 29—18 и 29—19)	Расчетные формулы	Знаки сил: верхний участок, повышение температуры	Знаки сил: верхний участок, понижение температуры	Знаки сил: нижний участок, повышение температуры	Знаки сил: нижний участок, понижение температуры	Учитывается при расчете трубопровода: разрезного, оболочка	разрезного, опоры: промежуточная	разрезного, опоры: анкерная	неразрезного, оболочка	неразрезного, опоры: промежуточная	неразрезного, опоры: анкерная	№ примечания
Осевое	Составляющая веса металлической конструкции трубопровода	$N_1 = g_{тр} L_1 \sin\varphi$ (29—22)	+	+	+	+	*		*	*		*	1; 2; 3; 8
	Внутреннее давление воды на закрытый затвор или заглушку	$N_2 = \frac{\pi D_0^2}{4} H_р \gamma$ (29—23)	±	±	±	±	*		*	*		*	1; 5
	Внутреннее давление воды на повороте трубы	$N_3 = \frac{\pi D_0^2}{4} H_р \gamma$ (29—24)	+	+	—	—	*		*	*		*	1; 6
	Внутреннее давление воды при изменении диаметра трубопровода	$N_4 = \frac{\pi}{4}\left[D_{01}^2 - D_{02}^2\right] H_р \gamma$ (29—25)	±	±	±	±	*		*	*		*	1; 8

Продолжение табл. 29—8

Направление воздействия относительно оси трубопровода	Наименование действующих сил (см. фиг. 29—18 и 29—19)	Расчетные формулы	Знаки сил: верхний участок, повышение температуры	Знаки сил: верхний участок, понижение температуры	Знаки сил: нижний участок, повышение температуры	Знаки сил: нижний участок, понижение температуры	Учитывается при расчете трубопровода: Разрезного, Оболочка	Разрезного, Опоры, Промежуточная	Разрезного, Опоры, Анкерная	Неразрезного, Оболочка	Неразрезного, Опоры, Промежуточная	Неразрезного, Опоры, Анкерная	№ примечания
			Температуры										
Осевое	Внутреннее давление воды на торец сальникового компенсатора	$N_5 = \frac{\pi}{4}\left(D_1^2 - D_2^2\right) H_p \gamma$ (29—26)	+	+	−	−	*		*				1
	Трение воды о стенки трубопровода	$N_6 = \frac{\pi D_0^2}{4} h_w \gamma$ (29—27)	+	+	+	+	*		*	*		*	1; 7; 8
	Трение в сальниковых компенсаторах при изменении температуры	$N_7 = \pi D_1 l_к f_к H_p \gamma$ (29—28)	+	−	−	+	*		*				1; 10; 12
	Трение трубы по промежуточным опорам при изменении температуры	$N_8 = (g_{тр} + g_в) L_1 f \cos\varphi$ (29—29)	+	−	−	+	*	*	*	*	*	*	1; 2; 3; 4; 11; 1
	Составляющая центробежной силы воды, вызванная поворотом оси трубопровода	$N_9 = \frac{\pi D_0^2}{4} \frac{v^2}{g} \gamma$ (29—30)	+	+	−	−	*		*	*		*	1
	Сила, вызванная поперечной деформацией: при постоянной толщине оболочки	$N'_{10} = \mu \sigma_{z\,кот} F_{об}$ (29—31)	−	−	+	+				*		*	1; 12
	Сила, вызванная поперечной деформацией: при переменной толщине оболочки	$N''_{10} = \mu \sum L_i \sigma_{z\,кот} : \sum \frac{L_i}{F_{об\,i}}$ (29—32)	−	−	+	+				*		*	1; 12
	Сила, вызванная изменением температуры: при постоянной толщине оболочки	$N'_{11} = \alpha E F_{об} \Delta t$ (29—33)	∓	±	∓	±				*		*	1; 9; 2 12
	Сила, вызванная изменением температуры: при переменной толщине оболочки	$N''_{11} = \alpha E \Delta t \sum L_i : \sum \frac{L_i}{F_{об\,i}}$ (29—34)	∓	±	∓	±				*		*	1; 9; 12
Нормальное	Составляющая веса металлической конструкции трубопровода	$Q_{тр} = g_{тр} L_2 \cos\varphi$ (29—35)	+	+	+	+	*	*		*	*		1; 3
	Составляющая веса воды	$Q_в = g_в L_2 \cos\varphi$ (29—36)	+	+	+	+	*	*		*	*		1; 3
Радиальное	Внутреннее давление воды	$P = H_p \gamma$ (29—37)	По радиусу от центра окружности в оболочке				*		*	*		*	1; 3
Вертикальное	Вес металлической конструкции трубопровода на участках $L_в$ или $L_н$	$G_{тр} = g_{тр} L$ (29—38)	+	+	+	+			*			*	1; 3
	Вертикальная составляющая от нормальной составляющей веса воды на участке $L_в$ или $L_н$	$G_в = g_в L \cos^2\varphi$ (29—39)	+	+	+	+			*			*	1; 3
	Вес промежуточной опоры	$G_{пр} = U_{пр} \gamma_{оп}$ (29—40)	+	+	+	+		*			*		1
	Вес анкерной опоры	$G_{анк} = U_{анк} \gamma_{оп}$ (29—41)	+	+	+	+			*			*	1

Продолжение табл. 29—8

Направление воздействия относительно оси трубопровода	Наименование действующих сил (см. фиг. 29—18 и 29—19)	Расчетные формулы	Знаки сил: верхний участок, повышение температуры	Знаки сил: верхний участок, понижение температуры	Знаки сил: нижний участок, повышение температуры	Знаки сил: нижний участок, понижение температуры	Учитывается при расчете трубопровода: Разрезного, Опоры, Оболочка	Разрезного, Опоры, Промежуточная	Разрезного, Опоры, Анкерная	Неразрезного, Оболочка	Неразрезного, Опоры, Промежуточная	Неразрезного, Опоры, Анкерная	№ примечания
Горизонтальное	Горизонтальная составляющая от нормальной составляющей веса воды на участках $L_в$ или $L_н$	$T_в = g_в L \sin\varphi \cos\varphi$ (29—42)	—	—	—	—			*			*	1; 3
	Активное давление грунта на опору (при расположении на мягких грунтах)	По нормам	+	+				*	*		*	*	1

Обозначения величин, входящих в формулы

$g_{тр}$ — вес 1 *пог. м* металлической конструкции трубопровода;
$g_в$ — вес воды в 1 *пог. м* трубы;
$V_{анк}$ — объем анкерной опоры;
γ — вес единицы объема воды в $т/м^3$;
$\gamma_{оп}$ — объемный вес материала опоры;
$V_{пр}$ — объем промежуточной опоры;
$H_р$ — расчетный напор в центре рассматриваемого сечения трубопровода;
$\sigma_{z\,кот}$ — котельное напряжение, определяемое по котельной формуле (29—45);
Δt — разность температур;
h_w — потеря напора на трение;
v — скорость течения воды в трубопроводе в *м/сек*;
D_0 — внутренний диаметр трубы;
D_{01}, D_{02} — наибольший и наименьший внутренние диаметры труб при переменном диаметре трубопровода;
D_1 — наружный диаметр патрубка компенсатора (внутренний диаметр набивки);
D_2 — внутренний диаметр патрубка компенсатора;
L_1 — расстояние от конца патрубка компенсатора до расчетного сечения в пределах L_0;

$$L_2 = \frac{L_{кi} + L_{кi-1}}{2}, \qquad (29—43)$$

L — длина расчетного участка трубопровода для разрезного трубопровода, равная $L_в$ или $L_н$;
L_l — длина расчетного участка трубопровода с постоянной толщиной стенки и постоянным диаметром;
$l_к$ — длина набивки в компенсаторе;
$F_{об}$ — площадь поперечного сечения оболочки;
$F_{об\,i}$ — то же, на участке с постоянными диаметрами и толщиной стенки;
φ — угол наклона оси трубы к горизонту в град.
$f_к$ — коэффициент трения в компенсаторе, равный 0,3;
f — коэффициент трения при движении трубы по промежуточной опоре: для катковых опор—0,1; для скользящих опор — 0,3 — 0,5;
μ — коэффициент Пуассона;
α — коэффициент линейного расширения;
E — модуль упругости в $кг/см^2$;
$g = 9{,}81$ $м/сек^2$ — ускорение силы тяжести.

Примечания. 1. Для осевых и горизонтальных сил направление считается положительным (+) при действии их к нижележащему участку трубы и отрицательным (—) при действии их к вышележащему участку трубы. Для вертикальных и нормальных сил направление считается положительным (+) при действии их сверху вниз.

2. Силы N_1 и N_8 должны вычисляться для участков трубопровода L_0, опирающихся на промежуточные опоры, которыми воспринимаются нормальные к оси трубопровода составляющие веса (фиг. 29—18 и 29—19).

3. При вычислениях сил N_1, N_8, $Q_{тр}$, $Q_в$, $G_{тр}$, $G_в$ и $T_в$ следует учитывать переменность нагрузок $g_{тр}$ и $g_в$, зависящих от диаметра трубопровода и толщины его оболочки.

4. При вычислении силы N_8, действующей на одну промежуточную опору, за расчетный пролет принимается пролет, равный полусумме пролетов от рассчитываемой промежуточной опоры до ближайших к ней промежуточных опор, соответственно верхней и нижней $\left(\text{т. е. } L_2 = \frac{L_{кi} + L_{кi-1}}{2} \text{ по фиг. 29—18}\right)$.

5. Сила N_2 учитывается при расчете анкерных опор, расположенных непосредственно у затвора. При расположении затвора между двумя анкерными опорами сила N_2 может действовать как на одну из них, так и на обе опоры в зависимости от типа трубопровода, конструкции поперечных швов и условий работы трубопровода.

6. Сила N_3 определяется для верхнего участка трубопровода—по диаметру и напору в начале поворота, для нижнего участка—по диаметру и напору в конце поворота. При малых диаметрах сила N_3 вычисляется по диаметру и давлению в центре колена в точке пересечения осей).

7. При малых скоростях учет силы N_6 не обязателен.

8. Распределение силы N_1 для неразрезного трубопровода между верхней и нижней анкерными опорами зависит от расположения замыкающего шва относительно анкерных опор по длине трубопровода Распределение сил N_4 и N_6 для неразрезного трубопровода подлежит специальному обоснованию в зависимости от расчетной схемы.

9. Верхний знак силы N_{11} относится к оболочке трубопровода и соответственно обозначает: (—) сжатие, (+) растяжение оболочки, а нижний знак — к анкерным опорам с обозначением направления силы согласно примечанию 1.

10. При малых напорах произведение $l_к f_к H_р \gamma$ должно приниматься не менее 0,75 *т/м*.

11. В неразрезных трубопроводах сила N_8 учитывается только для гибких участков.

12. В разрезных трубопроводах силы N_{10} и N_{11} не учитываются, так как их сумма не превышает суммы сил трения на промежуточных опорах и в компенсаторах (N_7 и N_8).

13. $H_р = H_0 + \Delta p$,
где H_0 — максимальный статический напор;
Δp — наибольшее повышение давления при гидравлическом ударе; для турбинных трубопроводов Δp должно быть не менее $0{,}15\,H_0$.
Для трубопроводов, не подверженных гидравлическим ударам, $H_р$ определяется по пьезометрической линии при максимальных напорах воды на обоих концах трубопровода.

14. Размерность величин, входящих в формулы: вес в тоннах, линейные размеры и напоры в метрах, объемы — в кубических метрах.

15. Трубопроводы неразрезного типа применяются лишь при условии специального обоснования.

2. Расчет трубопровода

Расчет трубопровода на прочность производят на сумму действующих одновременно сил и проверяют в отношении напряжений на действие дополнительных сил в наиневыгоднейшей возможной их комбинации.

Основными расчетными сечениями оболочек являются сечения в серединах пролетов между промежуточными опорами, опорные сечения в местах заделки оболочки в опорные кольца промежуточных опор и сечения оболочки в местах расположения на ней колец жесткости.

Действительные напряжения в оболочке трубопровода (фиг. 29—20) определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_1 &= \sqrt{(\sigma_z-\sigma_y)^2+4\tau_{yz}^2} \leqslant [\sigma];\\ \sigma_2 &= \sqrt{(\sigma_x-\sigma_z)^2+4\tau_{xz}^2} \leqslant [\sigma];\\ \sigma_3 &= \sqrt{(\sigma_x-\sigma_y)^2+4\tau_{xy}^2} \leqslant [\sigma],\end{aligned}\right\} \qquad (29—44)$$

где σ_1, σ_2, σ_3 — приведенные напряжения;

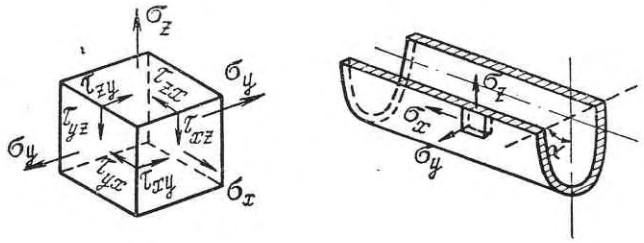
σ_x, σ_y, σ_z — равнодействующие нормальных напряжений для трех взаимно перпендикулярных площадок, определяемые по формулам ТУ 9-51;

τ_{xy}, τ_{yz}, τ_{xz} — равнодействующие касательных напряжений для тех же площадок, определяемые по формулам ТУ 9-51;

$[\sigma]$ — допускаемое напряжение, определяемое по табл. 29—10.

В предварительных стадиях проектирования расчет производят только на внутреннее давление; при этом допускаемые напряжения снижаются на 25%, т. е.:

$$\sigma_a = \frac{\gamma H_p D_0}{2\delta} \leqslant 0{,}75\,[\sigma]. \qquad (29—45)$$



Фиг. 29—20. Напряжения в оболочке металлического трубопровода

Для клепаных трубопроводов учитывается ослабление шва введением коэффициента $\zeta_3 = \frac{a-d}{a}$, где a — шаг заклепок в направлении шва, d — диаметр отверстия заклепки.

Полученная расчетом толщина оболочки δ должна быть увеличена: на 1 *мм* — в трубопроводах, не подверженных истирающему действию наносов и воздействию железобактерий, на 2 *мм* — в трубопроводах, подверженных указанным воздействиям и более 2 *мм* при пропуске агрессивных вод (при специальном обосновании).

Проверка на устойчивость трубопровода против смятия при образовании в нем вакуума производится по формулам:

для гладких труб

$$\delta \geqslant \frac{D_0}{130}\ мм; \qquad (26—46)$$

для труб с кольцами жесткости

$$EJ \geqslant \frac{k p_v D_0^3 l}{24}\ кг/см^2, \qquad (29—47)$$

где D_0 — внутренний диаметр трубопровода в *см*;

l — расстояние между кольцами жесткости в *см*;

p_v — полный вакуум, $p_v = 1\ кг/см^2$;

EJ — жесткость участка стенки трубопровода длиной l с кольцом жесткости;

$E = 2\,100\,000\ кг/см^2$;

k — коэффициент запаса; $k \geqslant 2$.

В табл. 29—9 даны максимально допустимые расстояния между кольцами жесткости в сантиметрах, рассчитанные на наружное атмосферное давление при вакууме внутри трубы $p_v = 1\ кг/см^2$ и коэффициенте запаса $k=2$.

Допускаемые напряжения $[\sigma]$ для оболочки и деталей трубопроводов II класса принимаются согласно табл. 29—10.

3. Расчет опор

Расстояние между опорами трубопровода назначают по расчету в зависимости от топографических и геологических условий трассы трубопровода, а также от диаметра трубопровода и от колебаний температуры воздуха.

Расстояние между анкерными опорами принимают не более 150—180 *м*, а между промежуточными — в пределах от 6 до 20 *м*.

Расчет опор производят на сумму действующих одновременно основных (с последующей проверкой на действие дополнительных и особых) сил в наиневыгоднейшей для работы опоры комбинации их для случаев: наполненного трубопровода, при открытых или закрытых на нем затворах и опорожненного трубопровода.

Расчет опор состоит из проверки устойчивости опор на сдвиг и из определения напряжений в швах кладки и в грунте (фиг. 29—21, 29—22).

Коэффициент устойчивости на сдвиг $k_{сдв}$ определяют формулой:

$$k_{сдв} = \frac{\Sigma G f_0}{\Sigma T}, \qquad (29—48)$$

где ΣG и ΣT — вертикальная и горизонтальная составляющие равнодействующей всех вертикальных и горизонтальных сил, действующих на опору, согласно табл. 29—8;

f_0 — коэффициент трения кладки по грунту основания;

$k_{сдв}$ — принимают при действии: основных сил $\geqslant 1{,}5$; основных и дополнительных $\geqslant 1{,}2$, основных, дополнительных и особых $\geqslant 1{,}1$.

Допустимые расстояния l между кольцами жесткости

Таблица 29—9

D_0 — внутренний диаметр трубопровода в *мм*; δ — расчетная толщина оболочки в *мм*; l — расстояние между кольцами жесткости в *см*.

Примечания 1. Минимальные значения l определяют границу применения толщин оболочки при данном D_0.

2. Максимальные значения l определяют границу толщин оболочки, свыше которых кольца жесткости для данного D_0 не требуются.

D_0 в *мм*	Значения l в *см*														
550	600														
600	540														
650	360														
700	360														
750	360														
800	300														
850	200	800													
900		800													
950		600													
1 000		600													
1 100		540													
1 200		450	1 080												
1 300		400	900												
1 400		360	720												
1 500		300	600	1 260											
1 600			540	1 080											
1 700			500	1 080	1 800										
1 800			450	900	1 400										
1 900			400	600	1 260										
2 000			400	600	1 080	2 000									
2 100			360	600	1 000	1 650									
2 200			360	600	1 000	1 500									
2 300			360	540	800	1 200	2 000								
2 400			360	540	720	1 200	2 000								
2 500			360	540	720	1 200	1 800								
2 600			300	450	720	1 200	1 500								
2 700			300	450	600	1 000	1 400								
2 800			300	450	600	900	1 400	2 000							
2 900			270	450	600	800	1 200	1 800							
3 000			270	450	600	800	1 200	1 650							
3 200			200	400	540	800	1 080	1 600	2 000						
3 400			200	360	540	800	1 000	1 260	1 800						
3 600			180	300	450	720	900	1 200	1 600						
3 800			180	300	450	600	800	1 080	1 260	2 000					
4 000			180	300	450	600	800	1 080	1 260	2 000					
4 200				200	450	600	750	1 080	1 200	1 500	2 000				
4 400				200	400	600	750	900	1 200	1 400	2 000				
4 600				200	400	540	720	800	1 080	1 400	1 800				
4 800				200	400	540	720	800	1 080	1 400	1 600				
5 000				200	360	500	720	800	1 000	1 260	1 400	1 650			
5 200				200	360	500	720	800	1 000	1 260	1 400	1 650	2 000		
5 400				200	200	450	600	750	900	1 080	1 400	1 500	1 800		
5 600				200	200	450	540	750	900	1 080	1 400	1 500	1 800		
5 800				180	200	360	540	750	900	1 000	1 200	1 500	1 650	2 000	
6 000				180	200	360	540	750	900	1 000	1 200	1 500	1 650	2 000	
6 200					200	360	450	600	800	900	1 080	1 260	1 650	1 800	
6 400					200	300	450	600	800	900	1 080	1 260	1 400	1 800	
6 600					200	300	400	600	800	900	1 080	1 260	1 400	1 800	
6 800					200	300	400	540	800	900	1 080	1 260	1 400	1 650	2 000
7 000					200	300	400	540	800	900	1 080	1 260	1 400	1 650	2 000
δ в *мм*	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32

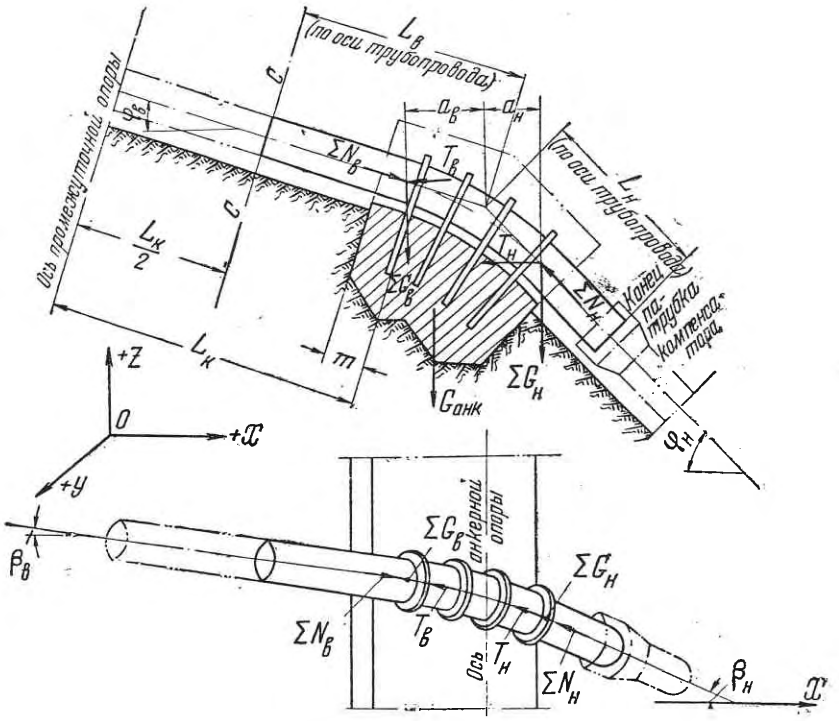
Таблица 29—10

Допускаемые напряжения для оболочки и деталей трубопроводов II класса

Номер стандарта	Материал и марка материала	Общие напряжения [σ] в *кг/см²* при воздействии сил			Наименование элементов трубопровода
		основных[1]	основных и дополнительных[1]	основных, дополнительных и особых[2]	
ГОСТ 380-50	Ст. 2	1 200	1 550	1 950	Оболочка и прочие ответственные элементы
То же	Ст. 3	1 300	1 650	2 150	То же
ГОСТ 971-41	Отливки из стали 15-4028	1 000	1 400	1 900	Патрубки, фланцы, детали лазов и пр.
ГОСТ 2611-44	Отливки из серого чугуна МСЧ 32-52	800	1 200	1 600	Патрубки на давление ниже 3 *атм*, опорные плиты и другие детали при специальном обосновании
То же	То же, из МСЧ 38-60	1 000	1 400	1 800	

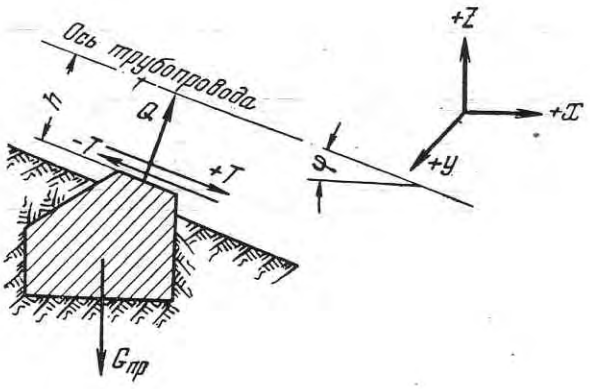
Примечания. Превышение расчетных напряжений над допускаемыми во всех случаях не должно быть более 5 %. При детальных расчетах учитывают местные напряжения, значения которых даны в приложении ТУ 9-51.

[1] $[\sigma]^r$ для сооружений I класса умножаются на 0,9, а для сооружений III и IV классов — на 1,1.
[2] $[\sigma]$ для сооружений I класса умножаются на 0,9, а для сооружений III и IV классов — на 1,0.



Фиг. 29—21. Схемы к расчету опор трубопровода

Примечание. $\Sigma N_в$ и $\Sigma N_н$ — суммарные аксиальные силы, действующие соответственно с верхнего и нижнего участков; $\Sigma G_в$ и $\Sigma G_н$ — суммарные вертикальные силы; $T_в$ и $T_н$ — суммарные горизонтальные силы



Фиг. 29—22. Схема сил, действующих на опору трубопровода

Примечание. T — сила трения трубы по опоре, равная fQ; Q — реакция опоры

Напряжения в кладке опоры и в грунте по подошве опоры определяют по формулам:

$$\sigma = \frac{\Sigma G_1}{bl}\left(1 \pm \frac{6e}{l}\right) \leqslant [\sigma_1]; \qquad (29—49)$$

$$\tau = \frac{\Sigma T_1}{b' l'} \leqslant [\tau_1], \qquad (29—50)$$

где $[\sigma_1]$ и $[\tau_1]$ — допускаемые напряжения при сжатии и скалывании;

ΣG_1 и ΣT_1 — вертикальная и горизонтальная составляющие сил, действующих в рассматриваемом сечении;

b и l — ширина и длина сечения или опоры;

b' и l' — ширина и длина скалываемой площадки.

Величины допускаемых напряжений материалов опор для стали, для бетона и железобетона, а также величины допускаемых давлений на грунты принимаются согласно СН и П, ч. II, главы II-Б. 3, 4 и 6.

29—4. СТАТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ДЕРЕВЯННОГО ТРУБОПРОВОДА И ЕГО ОПОР[1]

1. Силы, действующие на трубопровод и его опоры

При расчетах деревянных трубопроводов учитывают действие следующих сил (см. табл. 29—8).

а) *Основные силы.* На трубопровод действуют: давление воды $p = \gamma H_p$ (значение H_p — см. в примечании 13 к табл. 29—8), давление засыпки и усилия, возникающие вследствие разбухания клепок и первоначальной затяжки бандажей, учтенные в формулах 29—52 и 29—53.

На анкерную опору действуют: вес трубопровода, заполненного водой ($G_{тр}+G_в$), собственный вес опоры ($G_{анк}$), осевое давление на закрытый затвор (N_2), осевое давление на закруглении при заделке колена в опору (N_3), осевые центробежные силы (N_9), активное давление грунта в случае его одностороннего действия (R), внутреннее давление воды (p), внутреннее давление воды при изменении диаметра (N_4).

На промежуточную опору действуют: вес трубопровода, заполненного водой ($G_{тр}+G_в$), собственный вес опоры $G_{пр}$, активное давление грунта (R) и распор — вследствие сплющивания трубопровода при наполнении водой:

$$S = D_0^2 \gamma l, \qquad (29—51)$$

где D_0 — внутренний диаметр трубопровода в *м*;

l — расстояние между серединами двух смежных пролетов в *м*;

γ — вес единицы объема воды в $т/м^3$ (см. фиг. 29—19).

б) *Дополнительные силы:* ветровая нагрузка по ГОСТ 1664-42, снеговая нагрузка по ОСТ 90058-40, силы, возникающие при испытании трубопровода.

в) **Особые силы:** сейсмические воздействия по ПСП 101-51 «Положение по строительству в сейсмических районах».

Внутренние диаметры трубопроводов принимаются: 100 *мм* для D_0 от 500 до 3 000 *мм* и 200 *мм* для $D_0 \geqslant 3\,000$ *мм* при соответствующей толщине клепки (см. табл. 29—11).

Диаметры бандажей d принимаются от 10 до 33 *мм* (согласно табл. 29—12), при этом у бандажей $d \leqslant 14$ *мм* часто, а у бандажей $d > 14$ *мм* обязательно устраивают для резьбы утолщение концов длиной не менее 220 *мм*.

[1] Детальные расчеты проводятся согласно „Нормам и техническим условиям проектирования напорных деревянных трубопроводов для гидроэлектрических станций" (Н 111-53) [12].

2. Расчет трубопровода

Толщина клепки δ принимается согласно табл. 29—11.

Толщина клепки δ

Таблица 29—11

Внутренний диаметр трубопровода D_0 в *мм*	δ в *мм*	Внутренний диаметр трубопровода D_0 в *мм*	δ в *мм*	Внутренний диаметр трубопровода D_0 в *мм*	δ в *мм*	Внутренний диаметр трубопровода D_0 в *мм*	δ в *мм*
500— 800	40	1 500—1 800	62	3 000—3 600	85	5 000	105
900 – 1 100	42	1 900—2 400	71	3 800—4 400	93	—	—
1 200—1 400	50	2 500—2 900	75	4 600 – 4 800	95	—	—

Таблица 29—12

Диаметры бандажей d

d в *мм*	Диаметр утолщенного конца в *мм*	Площадь расчетного сечения бандажа в $см^2$	d в *мм*	Диаметр утолщенного конца в *мм*	Площадь расчетного сечения бандажа в $см^2$
10	—	0,53	—	—	—
12	—	0,74	—	—	—
14	—	1,02	—	—	—
10	14	0,79	22	27	3,80
12	16	1,13	24	30	4,52
14	18	1,54	27	33	5,72
16	20	2,01	30	36	7,07
18	22	2,54	33	39	8,55
20	24	3,14			

Диаметр бандажей и расстояние между ними определяют по формулам:

при расчетном внутреннем давлении воды до 53,3 *м*

$$A = \frac{f_б\,[\sigma_р]}{pR_0 + 8\delta}; \qquad (29—52)$$

при расчетном внутреннем давлении воды более 53,3 *м*

$$A = \frac{f_б\,[\sigma_р]}{p\,(R_0 + 1{,}5\delta)}, \qquad (29—53)$$

где A — расстояние между осями бандажей в *см*;

$f_б = \frac{\pi d^2}{4}$ — площадь расчетного сечения бандажа в $см^2$;

d — диаметр расчетного сечения бандажа в *см* (табл. 29—12);

$[\sigma_р]$ — допускаемое напряжение при растяжении для стали (табл. 29—13);

δ — толщина клепки в *см*;

R_0 — внутренний радиус трубопровода в *см*;

p — расчетное давление воды в $кг/см^2$.

Расстояние между бандажами не допускают более 20 *см*. Количество бандажей на закруглениях увеличивают на 25% от расчетного.

Подсчитанный диаметр бандажа проверяют на смятие древесины клепки поперек волокон от натяжения бандажа:

при диаметре бандажа $d > 1{,}6$ *см* по формуле

$$\sigma_{см} = \frac{\pi d\sigma}{2(R_0+\delta)} \leqslant [\sigma_{см}]_{90}, \qquad (29—54)$$

при $d \leqslant 1{,}6$ *см* по формуле

$$\sigma_{см} = \frac{\pi d\sigma}{3\,(R_0+\delta)} \leqslant [\sigma_{см}]_{90}, \qquad (29—55)$$

где σ — напряжение бандажа в полном его сечении в $кг/см^2$;

$[\sigma_{см}]_{90}$ — допускаемое напряжение при смятии древесины поперек волокон в $кг/см^2$, определяемое по табл. 29—13.

Таблица 29—13

Допускаемые напряжения для древесины и бандажей

Класс капитальности трубопровода	Смятие древесины поперек волокон $[\sigma_{см}]_{90}$ в $кг/см^2$				Растяжение бандажей $[\sigma_р]$ в $кг/см^2$
	сосна	лиственница	кедр	ель	Ст. 3 ГОСТ 380-50
II	45	55	40	—	1 500
III	50	60	45	—	1 600
IV	55	65	50	50	1 700

Допускаемые напряжения для стальных и чугунных башмаков даны в табл. 29—14 и 29—15.

Таблица 29—14

Допускаемые напряжения для стальных башмаков в $кг/см^2$

Род усилий	Марка стали		
	Ст. 3 ГОСТ 5681-51		
	Класс капитальности трубопроводов:		
	II	III	IV
1. Растяжение, сжатие, изгиб	1 450	1 600	1 750
2. Срез	900	1 000	1 050
3. Смятие местное при плотном касании . . .	1 150	1 300	1 400

Таблица 29—15

Допускаемые напряжения для чугунных башмаков в *кг/см²*

Род усилий	Отливки из серого чугуна марок					
	СЧ 12-28 и СЧ 15-32			СЧ 18-36 и СЧ 21-40		
	Класс капитальности трубопроводов					
	II	III	IV	II	III	IV
Сжатие центральное и при изгибе . .	1 000	1 100	1 200	1 300	1 400	1 500
Растяжение при изгибе	300	300	350	400	400	450
Срез	200	200	250	300	300	350
Смятие местное при плотном касании .	500	550	600	650	700	750

Радиусы R закруглений деревянного трубопровода принимаются не менее величин, указанных в табл. 29—16.

Таблица 29—16

Радиусы закруглений деревянных трубопроводов

Внутренний диаметр трубопровода D_0 в *м*	Радиус закругления R в *м*	Внутренний диаметр трубопровода D_0 в *м*	Радиус закругления R в *м*	Примечание
До 1,0	$50\,D_0$	3,2—4,0	$90\,D_0$	В особо трудных топографических условиях допускается уменьшение R на 15 % для $D_0 \leqslant 3$ *м*; на 10 % для $D_0 > 3$ *м*
1,0—2,0	$60\,D_0$	4,2—5,0	$100\,D_0$	
2,1—3,0	$80\,D_0$	—	—	

3. Расчет опор

Анкерные опоры устанавливают на закруглениях с радиусами менее указанных в табл. 29—16 и на прямолинейных участках с уклоном трубопровода более 15° — при специальном обосновании их необходимости.

Трубопровод в местах установки анкерных опор и примыкания к другим сооружениям выполняется металлическим.

Расстояние между промежуточными опорами принимают в зависимости от диаметра трубопровода и толщины клепок в пределах 2—4 *м*.

Угол охвата трубопровода промежуточной опорой должен быть не менее: 100° — для $D_0 = 0{,}5 \div 1$ *м*; 120° — для $D_0 = 1{,}1 \div 2$ *м*; 150° — для $D_0 = 2{,}1 \div 3$ *м*; 180° — для $D_0 = 3{,}2 \div 5{,}0$ *м*.

Расчет устойчивости анкерных и промежуточных опор производят по тем же формулам, что и опор металлических трубопроводов, при действующих силах, указанных в п. 29—3.

Промежуточные опоры проверяют на распор S, действующий в плоскости горизонтального диаметра трубопровода [см. формулу (29—51)].

Величины допускаемых напряжений материалов опор принимают согласно данным п. 29—3.

29—5. СТАТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ТРУБОПРОВОДА

1. Силы, действующие на трубопровод

При расчете железобетонных трубопроводов учитывают действие следующих сил:

а) основные силы — собственный вес, боковое давление земли — по треугольнику и по прямоугольнику, вертикальная нагрузка земли, равномерное давление земли сверху, вертикальная и горизонтальная составляющие веса воды, заполняющей трубопровод, равномерное давление воды над замком трубы, осевые давления воды: на поворотах (N_3), при изменении диаметра (N_4) и центробежные силы (N_9) на закруглениях при отсутствии заделки указанных участков трубопровода в анкерные опоры (определение сил см. табл. 29—17 и 29—8);

б) *дополнительные силы* — повышение давления воды при нарушении нормальной работы регулирующих органов турбины и силы, возникающие при испытаниях трубопровода;

в) Особые силы — сейсмические воздействия по ПСП 101-51 «Положение по строительству в сейсмических районах».

2. Расчет трубопровода

Толщина стенок. При расчете стенок железобетонного трубопровода из всех возможных реальных комбинаций загружения выбирают такие, которые дают наибольшие значения M и N.

Расчет сечений железобетонного трубопровода производят по стадии разрушения с обязательной проверкой на недопустимость появления трещин по общим формулам расчета железобетонных конструкций (см. гл. 10).

Толщину стенок трубопровода в сантиметрах можно приближенно определить по формуле:

$$\delta = 3{,}5 + 0{,}06\,(D_0 - 15), \qquad (29—56)$$

где D_0 — внутренний диаметр трубопровода в *см*.

Арматура. Основная рабочая арматура — кольцевая (см. фиг. 29—11 и 29—13).

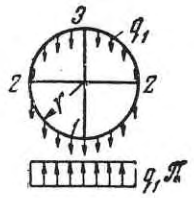
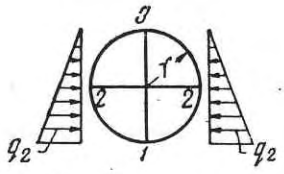
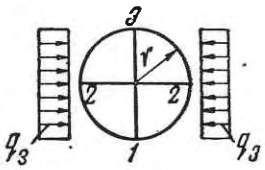
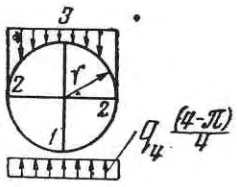
Минимальный процент арматуры принимают: кольцевой — не менее 0,4% от сечения бетона, продольной распределительной — не менее 0,2% от сечения бетона. Арматура — из сталей марок Ст. 3 и Ст. 0 СН и П, ч. II, гл. II-Б. 3, § 1—10. Величину защитного слоя бетона принимают не менее 3 *см*.

Коэффициент запаса для железобетонных стенок трубопровода, расчетные пределы прочности бетона и

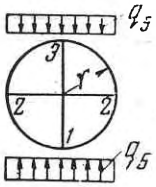
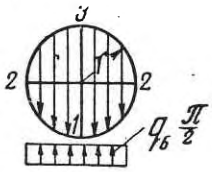
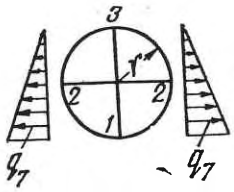
Таблица 29—17

Схемы загружения основными силами и формулы определения расчетных величин для четырех сечений трубопровода

(+M—растяжение внутренних волокон;—M растяжение наружных волокон; +N—сжатие;—N—растяжение)

Схема загружения	Интенсивность нагрузки q (p) в *кг/пог. м*	Расчетные величины в *кг* и *кгм*	№ сечения		
			1	2 (слева и справа)	3
Собственный вес  *Фиг. 29—23*	$q_1 = \gamma_1 \delta$	M	$+0,44063\, q_1 r^2$	$-0,39270\, q_1 r^2$	$+0,34476\, q_1 r^2$
		N	$+0,15398\, q_1 r$	$+1,57080\, q_1 r$	$-0,16667\, q_1 r$
		γ_1 — объемный вес железобетонной стенки в $т/м^3$; δ — толщина стенки в $м$			
Боковое давление грунта  *Фиг. 29—24*	$q_2 = \gamma_2 2r \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$	M	$-0,14583\, q_2 r^2$	$+0,12500\, q_2 r^2$	$-0,10417\, q_2 r^2$
		N	$+0,68750\, q_2 r$	0	$+0,31250\, q_2 r$
		γ_2 — объемный вес грунта в $т/м^3$; φ — угол внутреннего трения грунта в град.			
Боковое давление грунта  *Фиг. 29—25*	$q_3 = \gamma_2 h \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$	M	$-0,25000\, q_3 r^2$	$+0,25000\, q_3 r^2$	$-0,25000\, q_3 r^2$
		N	$+ q_3 r$	0	$+ q_3 r$
		h — высота засыпки над трубой в $м$			
Вертикальная нагрузка  *Фиг. 29—26*	$q_4 = \gamma_2 r$	M	$+0,04440\, q_4 r^2$	$-0,04207\, q_4 r^2$	$+0,02670\, q_4 r^2$
		N	$+0,02083\, q_4 r$	$+0,21460\, q_4 r$	$-0,02083\, q_4 r$

Продолжение табл. 29—17

Схема загружения	Интенсивность нагрузки q (p) в *кг/пог. м*	Расчетные величины в *кг* и *кгм*	№ сечения		
			1	*2* (слева и справа)	*3*
Равномерное давление грунта  *Фиг. 29—27*	$q_5 = \gamma_2 h$	M	$+0,25000\, q_5 r^2$	$-0,25000\, q_5 r^2$	$+0,25000\, q_5 r^2$
		N	0	$+ q_5 r$	0
		r — осевой радиус трубы в *м*			
Вертикальная составляющая веса воды  *Фиг. 29—28*	$q_6 = \gamma_3 r$	M	$-0,05390\, q_6 r^2$	$+0,02316\, q_6 r^2$	$-0,01850\, q_6 r^2$
		N	$-0,04167\, q_6 r$	0	$+0,04167\, q_6 r$
		γ_3 — объемный вес воды 1 *т/м*^{3}			
Горизонтальная составляющая веса воды  *Фиг. 29—29*	$q_7 = \gamma_3 2r$	M	$+0,14583\, q_7 r^2$	$-0,12500\, q_7 r^2$	$+0,10417\, q_7 r^2$
		N	$-0,68750\, q_7 r$	0	$-0,31250\, q_7 r$
Равномерное давление воды ($H_р$—расчетный напор в *м*)	$p = H_р \gamma_3$	M	0	0	0
		N	$-pr$	$-pr$	$-pr$

отношение модулей упругости арматуры и бетона даны в гл. 10, см. также ГОСТ 4286-48 и 4795-53.

Допускаемые напряжения определяют путем деления пределов прочности бетона и пределов текучести арматуры на указанные коэффициенты запаса.

Для напорных железобетонных трубопроводов, имеющих значительную высоту засыпки, применяют овальное очертание трубы, в котором обычное круглое сечение имеет короткие горизонтальные вставки вверху и внизу (в ключе); при таком очертании трубы снижаются расчетные усилия, что позволяет уменьшить толщину стенок трубопровода.

29—6. РАСЧЕТ ТЕМПЕРАТУРНОГО РЕЖИМА ТРУБОПРОВОДОВ[1]

1. Теплопередача через стенки трубопровода, теплоизоляцию и грунт

Термическое сопротивление S в *м час град/ккал* определяется:

через стенки труб

$$S_1 = \frac{\lg \frac{D}{D_0}}{2{,}73\,\lambda_м}; \qquad (29—57)$$

через теплоизоляцию

$$S_2 = \frac{D - D_0}{\pi\lambda_м (D + D_0)}; \qquad (29—58)$$

через грунт

$$S_3 = \frac{\ln\left(\frac{2h}{D} + \sqrt{\left(\frac{2h}{D}\right)^2 - S}\right)}{2\pi\lambda_г}; \qquad (29—59)$$

при $\frac{h}{D} > 1{,}0$ считают приближенно по формуле:

$$S_3 = \frac{\lg \frac{4h}{D}}{2{,}73\,\lambda_г}, \qquad (29—60)$$

где D_0 и D — внутренний и внешний диаметры трубопровода или его теплоизоляции в *м*;

$\lambda_м$ и $\lambda_г$ — коэффициент теплопроводности материала и грунта в *ккал/м час град*;

h — глубина оси трубы под поверхностью земли в *м*.

Примечания. 1. Для металлических трубопроводов S_1 в расчет не принимается.

2. Наличие снега в расчетах игнорируется.

3. При внешнем очертании теплоизоляции по квадрату, а внутреннем — по окружности, в расчет принимается $D = \alpha a$ *м*, где a — сторона квадрата; α — коэффициент, принимаемый равным 1,08 — 1,1.

[1] Для более детальных расчетов трубопроводов ГЭС можно пользоваться методикой, предложенной П. А. Богословским в его книге, „Ледовый режим трубопроводов гидроэлектрических станций", Госэнергоиздат, 1950.

2. Теплоотдача от наружной поверхности надземного трубопровода или теплоизоляции — воздуху

Термическое сопротивление при этом будет

$$S_4 = \frac{1}{k\pi D}. \qquad (29—61)$$

Для трубопровода, защищенного от ветра, $k=9$; при скорости ветра 5 *м/сек* $k=22$, а при скорости ветра 15 *м/сек* $k=45$ *ккал/м² час град.*

3. Расчет температуры воды, текущей в трубопроводе

При расположении трубопровода в среде с постоянной по его длине температурой t_c, наличии постоянных условий теплоизоляции $S = \Sigma S_п = \text{const}$ и постоянном расходе q_0 температурный перепад Δt в градусах определяют по формуле:

$$\Delta t = t_1 - t_2 = (t_1 - t_c)\,\alpha_1 = (t_2 - t_c)\,\alpha_2; \qquad (29—62)$$

$$\alpha_1 = 1 - e^{-B}; \quad \alpha_2 = e^{B} - 1; \quad B = 0{,}278\,\frac{L}{Sq_0}, \qquad (29—63)$$

где t_1 и t_2 — температура воды в начале и в конце трубопровода;

L — длина трубопровода в *км*.

Приближенно можно принимать

$$\alpha_1 = B\left(1 - \frac{B}{2}\right); \quad \alpha_2 = B\left(1 + \frac{B}{2}\right). \qquad (29—64)$$

При $B < 0{,}1$ принимают $\alpha_1 = \alpha_2 = B$.

При заглублении оси трубопровода $h = 0{,}7 \div 1{,}0\,D$ значение t_c принимают близким к температуре воздуха.

4. Замерзание воды в трубопроводе при отсутствии течения

Срок замерзания τ части воды в трубопроводе определяется (в часах) по формуле:

$$\tau = 62\,800\,\frac{S}{t_c}\,(D_0 - d^2), \qquad (29—65)$$

где $S = \Sigma S_п$;

t_c — абсолютная величина отрицательной температуры среды трубопровода;

d — внутренний диаметр ледяной корки; при полном замерзании $d=0$.

5. Термические константы теплоизоляционных материалов и грунтов

Эти константы даны на фиг. 29—30 и в табл. 29—18.

Таблица 29—18

Значения γ и λ

Характеристика и наименование материалов	Объемный вес γ в *кг/м³*	Коэффициент теплопроводности λ в *ккал/м час град*
I. Изделия из асбеста и асфальта		
Асбестоцементные плитки и листы	1 900	0,30
Асбестоцементные термоизоляционные плиты	300—500	0,08—0,11
Асфальтобетон	2 100	0,90
II. Бетоны		
Бетон с каменным щебнем или гравием	2 200	1,10
Железобетон	2 400	1,33
Шлакобетон	1 000—1 500	0,35—0,60
Газобетон и пенобетон	300—1 000	0,11—0,34
III. Гипсовые изделия		
Гипсобетон на котельном шлаке	1 300	0,48
Гипсовые плиты с органическими наполнителями	700	0,20
IV. Грунтовые засыпки и смазки		
Засыпка из сухого песка	1 600	0,50
Засыпка из сухой растительной земли	1 400	0,45
Засыпка из пемзы и туфа	400—600	0,15—0,20
Растительный грунт под сооружением	1 800	1,00
Глино-песчаная смазка в сухом состоянии	1 800	0,60
То же, глино-шлаковая смазка	1 300	0,45
То же, глино-соломенная смазка	1 000	0,30
То же, глино-опилочная смазка	800	0,25
V. Дерево и изделия из него		
Сосна и ель поперек волокон	550	0,15
То же, вдоль волокон	550	0,30
Дуб поперек волокон	800	0,20
То же, вдоль волокон	800	0,35
Стружка в плотной набивке	300	0,10
Опилки древесные	250	0,08
Фибролит на портландцементе	250—600	0,10—0,20

Продолжение

Характеристика и наименование материалов	Объемный вес γ в *кг/м³*	Коэффициент теплопроводности λ в *ккал/м час град*
Фанера клееная	600	0,15
VI. Металлы		
Сталь строительная	7 850	50,0
VII. Камни естественные		
Мрамор, гранит, базальт	2 800	3,0
Песчаники и кварциты	2 450	1,75
Известняки тяжелые	1 700—2 000	0,80—1,00
Известняк ракушечный	1 400	0,55
Артикский туф	1 200	0,40
VIII. Кирпичная кладка		
Кладка из обыкновенного кирпича	1 700—1 800	0,65—0,70
То же, из пористого кирпича	1 350	0,50
IX. Пробковые изделия		
Плиты пробковые	250	0,06
Плиты из отходов пробки	150	0,05
X. Растворы		
Цементно-песчаные растворы	1 800	0,80
Известково-песчаные растворы	1 600	0,70
XI. Рулонные материалы		
Картон бумажный волокнистый	150	0,55
Картон обыкновенный	700	0,15
Картон плотный	1 000	0,20
Рубероид, толь, пергамин	600	0,15
XII. Изделия из соломы и камышита		
Камышит	400	0,12
Соломит	300	0,09
Соломенная резка (набивка)	120	0,04
XIII. Разные материалы		
Вата стеклянная	200	0,05
Вата минеральная	200	0,06
Войлок строительный	150	0,05
Торфоизоляционные плиты	250	0,065
Шлак доменный гранулированный	500—900	0,14—0,22
Шлак топливный	700—1 000	0,19—0,25
Шлаковый кирпич	1 400	0,50
Линолеум	1 100	0,16

ЛИТЕРАТУРА

1. Андриашев М. М., Техника расчета водоводов и водопроводных сетей, изд. Министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1949.
2. ГОСТ 4795-53, „Бетон гидротехнический. Общие требования".
3. Богословский П. А., Ледовый режим трубопроводов гидроэлектрических станций, Госэнергоиздат, 1950.
4. Бушков В. А., Железобетонные конструкции, Стройиздат, 1941.
5. Виноградов А. и Кожевников М., Формулы и номограммы для статического расчета труб, журнал „Москваволгострой" № 2, 1936.
6. Емельянов Л. М., О расчете тонкостенных труб, заложенных в землю, журнал „Гидротехника и мелиорация" № 10, 1952.
7. Жуковский Н. Е., О гидравлическом ударе в водопроводных трубах, Гос. издательство технико-теоретической литературы, 1949.
8. ГОСТ 4286-48, „Конструкции бетонные и железобетонные гидротехнических сооружений. Нормы и технические условия проектирования".
9. ГОСТ 3061-46, „Конструкции деревянные гидротехнических сооружений. Нормы проектирования".
10. Морозов А. А., Использование водной энергии, Госэнергоиздат, 1948.
11. Нормы и технические условия проектирования деревянных трубопроводов для гидроэлектрических станций (Н111-53). Стройиздат, 1954.
12. Трубопроводы напорные стальные для гидроэлектрических станций. Технические условия и нормы проектирования МЭС (ТУ 9-51), Госэнергоиздат, 1952.
13. Строительные нормы и правила, ч. II, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

ГЛАВА ТРИДЦАТАЯ

ВОДОПРИЕМНИКИ

В практике гидротехнического строительства нашли применение два основных типа водоприемников: водоприемники с открытым водозабором и водоприемники с глубинным водозабором.

Эти водоприемники применяются в различных конструктивных решениях как в низконапорных, так и в высоконапорных головных гидроузлах различного назначения: гидроэнергетики, орошения, рыбоводства и т. д. Особым типом являются водоприемники для бытового и технического водоснабжения, а также для водного транспорта (питание шлюзовых камер) со свойственными им специфическими особенностями, вследствие чего эти типы водоприемников, как рассматриваемые в специальных справочниках, в настоящий справочник не включены.

30—А. ВОДОПРИЕМНИКИ С ОТКРЫТЫМ ВОДОЗАБОРОМ

30—1. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К ВОДОПРИЕМНИКУ С ОТКРЫТЫМ ВОДОЗАБОРОМ

Водоприемники с открытым водозабором (открытые водоприемники) чаще всего входят в состав низконапорных гидроузлов различного назначения (головные сооружения деривационных гидроэлектростанций, оросительных каналов, рыбоводческих каналов и др.), в том числе на реках, несущих большое количество наносов.

1. Классификация открытых водоприемников

Открытые водоприемники подразделяются на два основных типа: бесплотинные и плотинные.

Бесплотинные водоприемники (водозаборы) могут быть либо постоянными (долговременными), либо периодически восстанавливаемыми (после крупных паводков) в зависимости от характера переформирования русла у водозабора и гидрологического режима водотока.

Плотинные водоприемники в свою очередь подразделяются на водоприемники при плотине и водоприемники в плотине.

Водоприемники при плотине с точки зрения мер по борьбе с наносами подразделяются на: 1) водоприемники без промывных устройств; 2) водоприемники с промывным карманом; 3) водоприемники с промывными галереями; 4) двухъярусные водоприемники; 5) водоприемники с криволинейным подводящим каналом; 6) водоприемники с гравиеловками.

Водоприемники в плотине являются новым, более совершенным, решением, осуществляющим совмещение нескольких задач в одном крупном сооружении. Этот тип водозабора в настоящее время принят на ряде сооружений и подвергается дальнейшему теоретическому и экспериментальному изучению.

К этому типу относятся водозаборы: 1) горного (кавказского типа); 2) в устоях плотины; 3) в быках плотины.

2. Требования к водоприемнику

Водоприемники с открытым водозабором должны удовлетворять следующим основным требованиям.

а) Пропускная способность водоприемника должна обеспечивать забор воды в соответствии с графиком работы системы.

б) Водоприемник должен быть оборудован заграждениями для прекращения в случае надобности доступа воды в водовод (затворами или балочными заграждениями).

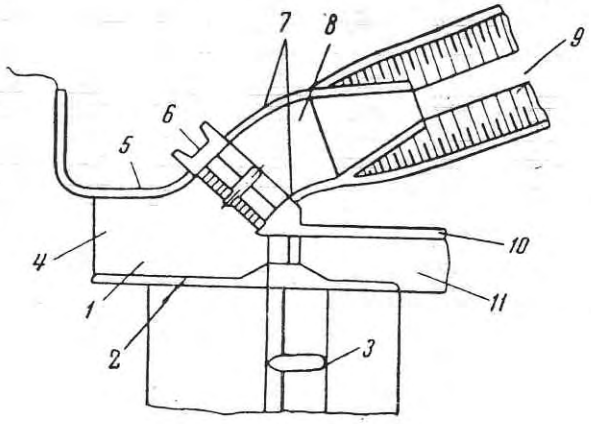
в) Расположение водоприемника и конфигурация его подходной части в плане должны обеспечивать плавный вход воды в водоприемник.

г) Водоприемник должен быть снабжен устройствами для борьбы с донными наносами, с плавником и взвешенным сором и обеспечивать оптимальный зимний режим работы системы (борьба с шугой и льдом).

Выполнение указанных выше требований должно быть обеспечено как при нормальных, наиболее часто повторяющихся условиях, так и при исключительных периодах водного режима водотока.

Помимо этих специфических требований, водоприемник должен удовлетворять требованиям, общим для всех гидротехнических сооружений, т. е. требованиям прочности, устойчивости, конструктивной простоты, удобства эксплуатации и экономичности.

В соответствии с этим водоприемник обычно состоит из следующих элементов (фиг. 30—1):



Фиг. 30—1. Схема водоприемника

1 — промывной карман; *2* — раздельный бык; *3* — плотина; *4* — подходная часть; *5* — верховое крыло; *6* — береговой устой; *7* — низовое крыло; *8* — сопрягающая часть; *9* — канал; *10* — плотинный или речной устой; *11* — промывник

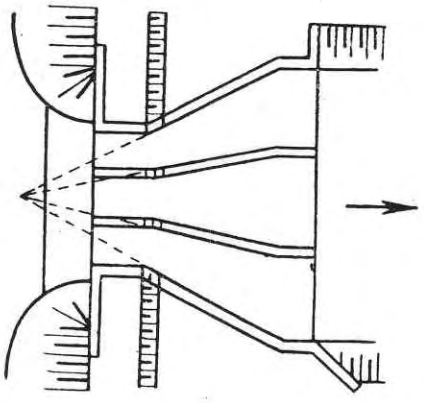
а) подходной части водоприемника, включающей понур, верховое крыло берегового устоя, верховой участок раздельного быка и весь участок верхнего бьефа, определяющий условия подхода потока к водоприемнику;

б) собственно водоприемника — приемного отверстия, состоящего из одного или нескольких пролетов и включающего порог, береговой, плотинный или речной устои;

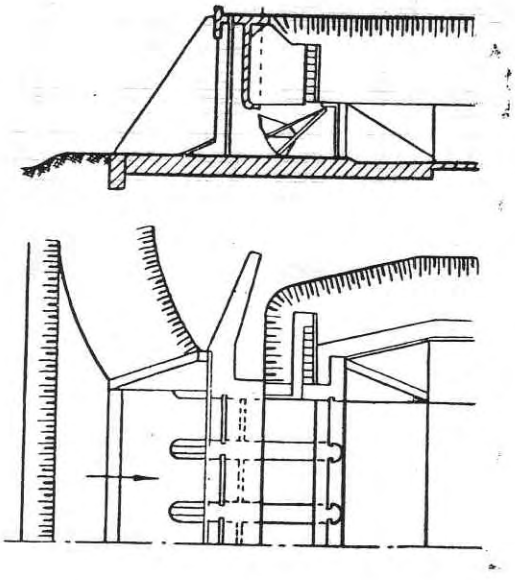
в) сопрягающей части — участка переменного сечения, сопрягающего отверстие водоприемника с нормальным сечением водопроводящего канала.

3. Выбор типа водоприемника

Выбор типа водоприемника производится в соответствии с принятой схемой гидроузла в зависимости от величины относительного расхода водозабора, амплитуды колебаний уровня верхнего бьефа, типа водопроводящего канала, характера взвешенных и влекомых наносов водотока и от зимних условий.



Фиг. 30—2. Схема бесплотинного водозабора



Фиг. 30—3. Бесплотинный водозабор (береговой шлюз-регулятор)

При бесплотинном водозаборе применяют береговые водоприемники без специальных устройств или с подводящими каналами.

Обычной схемой бесплотинного водоприема является водозабор при помощи шлюза-регулятора, располагаемого на берегу реки (фиг. 30—2 и 30—3).

Для возможности применения этой схемы необходимы следующие условия:

а) надежная обеспеченность уровней и расходов воды в реке, в месте расположения водоприемника;

б) легко доступные, прочные и устойчивые берега;

в) устойчивое русло реки;

г) короткая холостая часть канала, проходящая в неглубоких выемках и неподтопляемый сброс из нее в реку (самотечный).

При необеспеченности горизонтов в реке, но при достаточной обеспеченности расходов, на горных реках с большим уклоном забор воды можно выполнить по схеме так называемого шпорного водозабора.

При плотинном водозаборе применяются береговые, донные и совмещенные с плотиной водоприемники, именно те из них, которые при данных конкретных условиях являются наиболее эффективными с точки зрения борьбы с проникновением наносов в деривацию. Основные указания для выбора типа плотинного водоприемника приведены в табл. 30—1.

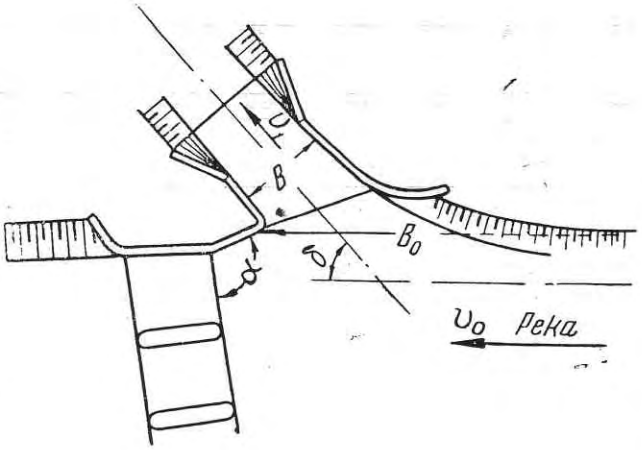
4. Компоновка водоприемника в составе головного узла

Расположение водоприемника в составе головного узла принимается в зависимости от общей компоновки последнего, а также от выбранных мероприятий по борьбе с наносами и шугой. Угол отвода δ (угол между осью водоприемника и направлением движения

Таблица 30—1

Характеристики типов водоприемников

Тип водоприемника	Забираемый расход в $м^3/сек$	Условия и область применения	Положительные качества	Недостатки
Водоприемник без промывных сооружений	Практически требуемый	На озерах и крупных водохранилищах	Простота конструкции	Возможен нагон льда, полей торфа, плавающих бревен и т. п.
Водоприемник с промывным карманом	То же	Обеспеченность достаточными промывными расходами. Допустимость отключения водоприемника на промыв по условиям эксплуатации	Простота конструкции	Недостаточная эффективность смыва наносов
Водоприемник с промывными галереями в пороге	»	Применяется при любых условиях	Требует минимальных расходов для эффективного смыва осевших перед порогом крупных наносов	При перегрузке галерей работой по сбросу паводка происходит взмучивание крупных фракций наносов и проникновение их за порог водоприемника
Двухъярусный водоприемник	»	Наличие больших промывных расходов при малом напоре на плотине	Эффективность промыва. Использование галерей для сброса части паводка	Затруднена борьба с крупными плавающими гелами и топляками. Трудность создания удовлетворительных условий подходов к водоприемнику. Сложность конструкций
Водоприемник с криволинейным подводящим каналом (системы ВНИИГ)	До 5	Горные водотоки с большим уклоном дна ($>0{,}01$)	Минимальный промывной расход (10% от забираемого в водоприемник)	Ограниченный расход, недостаточная изученность
Горный водозабор	До 5—10	Горные водотоки с большим уклоном дна ($>0{,}02$), особенно селеносные. Отсутствие большой шугоносности	Минимальное препятствие стоку воды и проходу наносов, экономичность	Эксплуатационные затруднения с забивкой решетки крупными фракциями и обмерзание решеток. Малый расход
Раздельный водозабор через быки и устои	До 30—40	Отсутствие шуги или слабая интенсивность шугоходов; пролеты водосброса в пределах 10—12 *м*. Отсутствие тяжелого корчехода	Наилучшие условия поступления воды в водоприемные отверстия и меньшая зависимость от условий подхода по сравнению с другими типами водоприемников. Легкость и простота гидравлической очистки решеток	Сложность конструкции. Ограниченность условий применения. Значительный напор на плотине



Фиг. 30—4. Схема к определению угла отвода

речного потока, фиг. 30—4) определяется по формуле:

$$\delta = \arccos \frac{v_0}{v_1}, \qquad (30-1)$$

где v_0 — скорость речного потока при подходе к сооружению при паводке 75—85% обеспеченности;
v_1 — скорость в водоприемнике, вычисляемая по формуле:

$$v_1 = \frac{Q_к}{B(H - z_1)}, \qquad (30-2)$$

B — ширина отверстия водоприемника;
H — напор на пороге;
$Q_к$ — максимальный расчетный расход водоприемника;
z_1 — перепад между верхним бьефом и уровнем воды на пороге водоприемника.

Скорость v_1 принимают по технико-экономическому расчету, а в предварительных расчетах—1,5—2,5 *м/сек*.

Угол отвода δ можно принимать по данным табл. 30—2.

Таблица 30—2

Значения угла отвода δ в град.

$\frac{v_0}{v_1}$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,7
δ	87	84	78,5	72,5	66,5	60	45,5

При v_1, близком к v_0, угол отвода принимается в пределах 15°—30°.

При отсутствии наносов и при малых скоростях течения воды в верхнем бьефе специальных требований к расположению водоприемника, кроме обеспечения плавного подхода воды к нему, не предъявляют. Компоновку ответственных водоприемников проверяют на модели в гидролаборатории. При невозможности постановки лабораторных исследований компоновку водоприемника следует принимать по аналогии с хорошо работающими в аналогичных условиях сооружениями.

30—2. МЕРОПРИЯТИЯ ПО БОРЬБЕ С НАНОСАМИ, ШУГОЙ И ПЛАВАЮЩИМИ ТЕЛАМИ

1. Общие указания

Борьбе с донными наносами уделяется особое внимание там, где донные наносы вызывают наиболее серьезные затруднения.

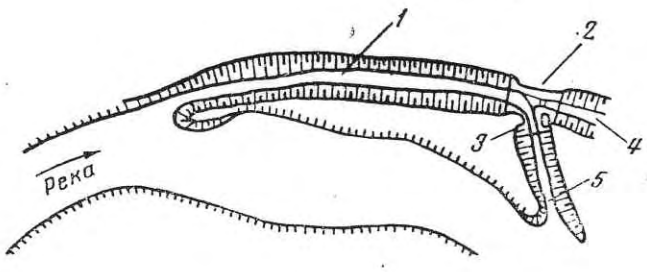
а) При малом значении относительного водозабора, когда $\frac{Q_к}{Q_р} < \frac{1}{4}$, где $Q_к$ — расход, забираемый в водоприемник; $Q_р$ — бытовой расход в реке (обеспеченностью 75—85%) и при наличии значительного твердого стока водоприемник располагают на вогнутом берегу. При v_1, близкой к v_0, целесообразно располагать ось водоприемника по касательной к оси потока. Наряду с этим линию фронта порога водоприемника целесообразно направлять под углом $\alpha = 110° \div 120°$ к оси плотины.

б) При больших значениях относительного водозабора, т. е. при $\frac{Q_к}{Q_р} > \frac{1}{4} \div \frac{1}{3}$, расположение водоприемника на вогнутом берегу не обеспечивает нужного эффекта в борьбе с проникновением наносов через порог водоприемника.

Расположение водоприемника на вогнутом берегу также теряет смысл при значительном подпоре и малых скоростях течения в верхнем бьефе.

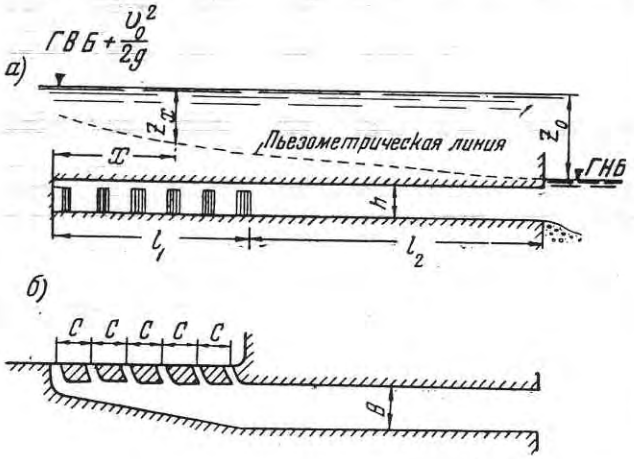
2. Бесплотинные водоприемники

При бесплотинном водозаборе применение промывных устройств в береговых водоприемниках исключается и главной мерой по борьбе с донными наносами является правильное расположение водоприемника по отношению к речному потоку.



Фиг. 30—5. Схема водоприемника с подводящим каналом

1 — подводящий канал; *2* — водоприемник; *3* — промывник; *4* — канал; *5* — сбросной канал



Фиг. 30—6. Схема промывных галерей

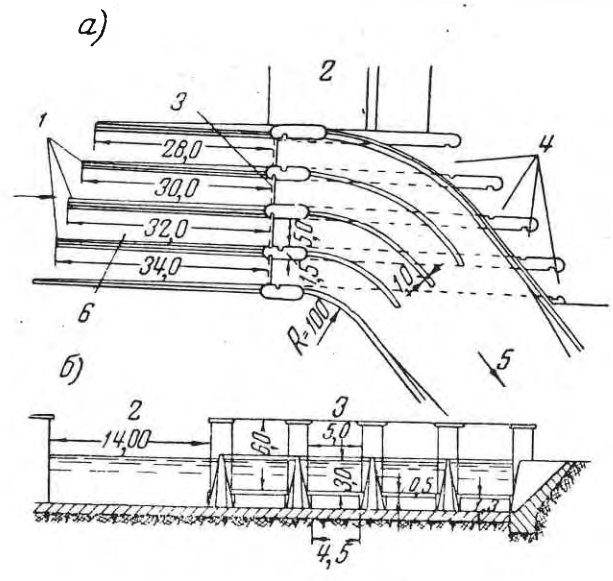
а — разрез; *б* — план

При большом уклоне водотока предпочитают применение водоприемника с подводящим каналом и промывником в конце канала (фиг. 30—5).

3. Плотинные водоприемники

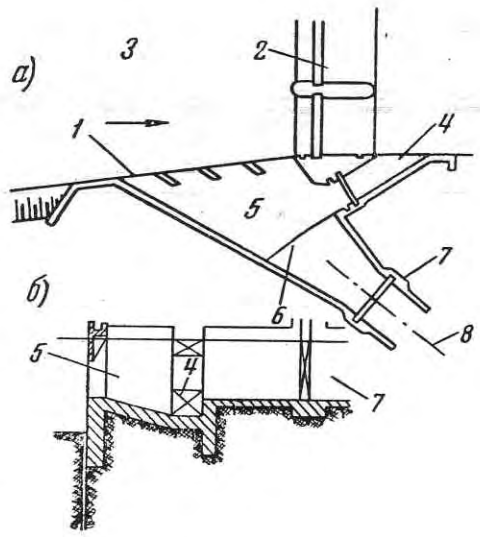
При малом значении относительного водозабора $\frac{Q_к}{Q_р} < \frac{1}{4}$ вопрос о борьбе с донными наносами может разрешиться правильным расположением водоприемника по отношению к речному потоку (см. п. 30—1). В данном случае можно обойтись без применения специальных промывных устройств.

При относительном водозаборе $\frac{Q_к}{Q_р} > \frac{1}{4}$ для борьбы с донными наносами требуется применение специальных мероприятий, в том числе обязательное устройство порога высотой $^1/_2$—$^2/_3$ глубины потока на пороге водоприемника, но не менее 1 *м*.



Фиг. 30—7. Двухъярусный водозабор

а — план; *б* — разрез; *1* — раздельные стенки; *2* — плотина; *3* — водоприемник; *4* — донные промывные галереи; *5* —канал; *6* — промывной карман



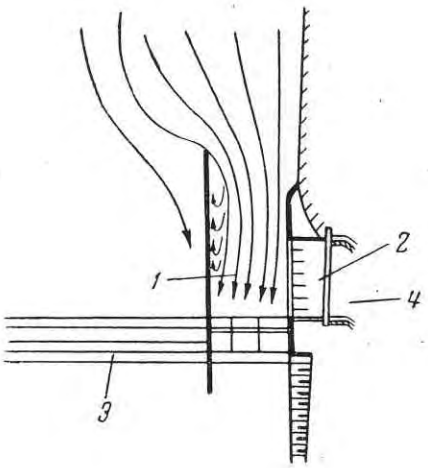
Фиг. 30—8. Водоприемник с гравиеловкой

а — план; *б* — разрез; *1* — порог водоприемника; *2* —плотина; *3* — река; *4* — промывник; *5* — гравиеловка; *6* — промывной порог; *7* — затворы; *8* — канал

Для борьбы с донными наносами могут быть применены следующие мероприятия.

а) Донные промывные галереи в пороге водоприемника, являющиеся одним из наиболее экономичных и эффективных мероприятий. Назначением донных галерей является перехват донных наносов, когда гряда последних доходит до створа сооружений головного узла.

Скорость в промывных галереях принимают в пределах 4—5 *м/сек*, что обеспечивается соответствующим напором на плотине (примерно 4—5 *м*). Одним из условий, обеспечивающих транспортирование наносов, яв-



Фиг. 30—9. Схема водоприемника с промывным карманом

1 — карман; *2* — водоприемник; *3* — плотина; *4* — канал

ляется постоянство скоростей вдоль всего промывного тракта (фиг. 30—6).

б) Двухъярусный водозабор (фиг. 30—7) — достаточно эффективное, но дорогое устройство, характеризуется сложностью конструкции и затруднительностью борьбы с плавающими телами. Оптимальные условия применения двухъярусного водоприемника — малый перепад уровней на головном узле и обеспеченность достаточно большими промывными расходами. Донные отверстия этой системы имеют большую площадь поперечного сечения, так как они входят в состав водосбросного фронта сооружения.

в) На реках, характеризующихся малыми расходами донных наносов, ограничиваются устройством гравиеловки перед затвором водоприемника (фиг. 30—8).

г) Водоприемники с промывным карманом (фиг. 30—9) применимы лишь в тех случаях, когда промыв кармана обеспечен достаточными сбросными расходами и когда отключение водовода на промыв может быть допущено по условиям эксплуатации.

д) При заборе малых расходов (до 5—10 *м³/сек*) в условиях горных, в особенности селеносных, потоков удовлетворительные результаты дает применение так называемого горного водозабора (см. фиг. 30—16 и 30—17).

Для регулирования потока донных наносов в благоприятном для водоприемников направлении применяются струенаправляющие дамбы и шпоры. Особенно эффективными и рентабельными являются направляющие конструкции системы проф. М. В. Потапова [1].

4. Мероприятия по борьбе с шугой

Эти мероприятия определяются бытовым зимним режимом водотока и проектируемой схемой эксплуатации головного узла, причем могут иметь место следующие возможные схемы.

а) Схема зимнего режима со сплошным ледоставом. На реках с малыми скоростями основным мероприятием, предохраняющим водоприемники от проникновения шуги и льда, является создание условий, обеспечивающих установление ледяного покрова в пределах всего подпертого бьефа. В целях ускорения образования ледяного покрова в водохранилище и повышения его шугоемкости повышают на зимний период подпорную отметку верхнего бьефа.

Однако для этого необходима достаточная шугоемкость водохранилища. Поэтому часто аккумулирование шуги производят не только в чаше водохранилища, если его шугоемкость достаточна, но и в воздушной емкости, в зоне выклинивания кривой подпора (за счет создания искусственного зажора, часть объема которого располагается выше подпорного горизонта воды); в наиболее тяжелые по шуге годы при наличии длинной деривации допускается пропуск шуги через водоприемник и аккумулирование ее в начальной части канала.

б) Сброс шуги в нижний бьеф. Сброс шуги в головном узле производят через специальные сбросные отверстия (шугосбросы) или при помощи вихревой воронки Фокеева, отстойника, холостого водосброса и т. д.

Режим сброса шуги на головном узле обычно рассматривают как вынужденное средство, учитывая дефицитность и чрезвычайную ценность воды в период зимней межени (для ГЭС). При этом должна быть предусмотрена возможность затора сброшенных масс шуги в нижнем бьефе.

Режим сброса шуги в нижний бьеф может быть основным в тех случаях, когда в водотоке имеется избыток расхода воды по сравнению с расходом водовода или когда по условиям водного хозяйства района требуется производить гарантированные постоянные попуски в нижний бьеф.

При использовании отстойника для эпизодического сброса шуги последний приспосабливают к задержанию шуги в его камерах с последующим промывом их, для чего струераспределительные решетки и аналогичные им конструкции должны выполняться съемными и с обогревом пазов (см. гл. 31).

в) Транзит шуги в канал и сброс ее через турбины. В этом случае скорость в водопроводящих сооружениях не должна быть меньше 0,7—0,8 *м/сек*, а образование водоворотных и застойных зон должно быть исключено. Для обеспечения шуготранзита через водоприемник применяют решетки с просветом не менее 20 *см*, а для предотвращения аварийной забивки шугой они должны проектироваться съемными или заменяться очень грубыми неметаллическими. Уровень воды в верхнем бьефе устанавливается в соответствии с глубиной наполнения канала при данном расходе.

Шуготранзит через гидроэлектростанции возможен, если они оборудованы радиально-осевыми или поворотнолопастными турбинами. Сброс шуги через струйно-ковшовые турбины не допускается во избежание закупорки сопла смерзшейся шугой, кусками льда или вмерзшей в шугу галькой, практически всегда имеющимися в воде при шугоходе.

При транзите шуги через водоприемник: 1) расположение водоприемника должно способствовать беззаторному поступлению в него шуги, для чего угол отвода принимают по возможности малым, а подходную часть водоприемника — с достаточно плавными очертаниями, в соответствии с направлением движения потока в зимний период; 2) при 100%-ном покрытии зеркала водотока шугой во время шугохода и при относительном водозаборе, равном 1, ширину входа в деривацию принимают не менее 0,6—0,7 средней ширины действующего русла; 3) уменьшение ширины входа в водоприемник по сравнению с действующей шириной русла допустимо при условии соблюдения неравенства $v_1 B \geqslant v_0 B_0$; 4) устройства перед водоприемником забральных балок при шуготранзите не допускается.

5. Мероприятия по борьбе с сором и плавающими телами

Основным устройством, задерживающим сор, являются грубые решетки, устанавливаемые в голове водоприемника. Расстояние между стержнями решеток принимают в пределах 250—300 *мм*.

Забральные стенки — менее эффективное мероприятие по задержанию внутриводного и плавающего сора, а также прочих плавающих тел (шуги, льда), которые легко подныривают под стенки.

Очистка решеток от приставшего к ним сора является серьезным эксплуатационным мероприятием. Основными способами очистки решеток для открытых водоприемников являются: а) ручная очистка граблями; б) механическая очистка при помощи сороочистных машин; в) очистка обратным током воды.

В первом и втором случае решетки устанавливают под углом 20° к вертикали, а служебные мостики для подхода к решеткам располагают предельно низко. Одновременно обеспечивается возможность беспрепятственного удаления сора в нижний бьеф плотины (в частности лотком для гидротранспорта вынутого сора и т. п.) или отвозки его в сторону.

Смыв сора с решеток обратным током воды отличается простотой и большой эффективностью. Сущность этого способа сводится к очень быстрому и резкому понижению горизонта воды в верхнем бьефе, что достигается поднятием большей части затворов водосброса. При этом создается обратный ток воды из канала в водохранилище, который смывает прилипший к решеткам сор и уносит его в пролеты водосброса. Действие обратного тока проявляется уже при перепаде на решетках 10—15 *см*.

Очистка решеток обратным током эффективна при малой емкости водохранилища, что имеет место при заиленных верхних бьефах головных узлов, построенных на горных реках. Метод очистки решеток обратным током может быть применен при наличии емкости ниже водоприемника: в канале, бассейне суточного регулирования или другом крупном резервуаре.

30—3. КОНСТРУКЦИИ ОТКРЫТЫХ ВОДОПРИЕМНИКОВ

1. Влияние условий работы водоприемников на их конструкцию

Конструкции открытых водоприемников определяются: амплитудой колебаний уровня воды в верхнем бьефе, типом канала, характером твердого стока и зимнего режима водотока и наличием строительных материалов.

На горных реках верхний бьеф для регулирования расходов обычно не используется вследствие его быстрого заиления. Колебания горизонтов (глубины наполнения) канала соответствуют колебаниям уровня верхнего бьефа, т. е. находятся в пределах высоты затвора.

На равнинных реках, а иногда (при отсутствии наносов) и на горных, верхний бьеф можно использовать для регулирования расхода; в этих случаях амплитуда горизонтов может достигать величины, при которой поднимать верхнюю кромку затвора на высоту призмы регулирования нерационально и вместо повышения затворов устраивают забральную стенку. Аналогичные устройства могут потребоваться также и для бесплотинных водоприемников, работающих в условиях значительных колебаний уровня верхнего бьефа.

Тип канала обусловливает конструкцию водоприемника в отношении скорости течения в нем, связанного с этим определения расчетного подпорного горизонта в верхнем бьефе и пр.

В этой связи могут потребоваться гасители энергии на переходном участке от водоприемника к каналу и высокая маневренность и точность регулировки открытия затворов.

Влияние на конструкцию характера твердого стока и зимнего режима водотока было рассмотрено выше.

2. Материал конструкции открытых водоприемников

Открытые водоприемники устраивают из бетона, армобетона и железобетона. Марки бетона назначаются согласно данным табл. 30—3.

Таблица 30—3

Рекомендуемые марки бетона

Зоны расположения бетона	Тип конструкции	Марки бетона для сооружений класса	
		I и II	III и IV
Подводная	Железобетонная	150	100
Надводная	»	150	150
Подводная и надводная	Бетонная	100	100

Применение бетона, малоармированного бетона и железобетона допускается в тех случаях, когда конструкции водоприемника в соответствии с действующими ГОСТ, ТУиН по условиям их работы не могут быть выполнены из менее дефицитных или из местных материалов.

В качестве заменителей в менее ответственных случаях рекомендуются: гидротехнический кирпич, армокирпичные конструкции, каменная кладка на растворах из гидравлической извести, а также лесоматериалы.

3. Оптимальные конструкции открытых водоприемников с точки зрения статической работы их в различных условиях

В зависимости от материала и инженерно-геологических условий в основании сооружения применяются две системы водоприемников:

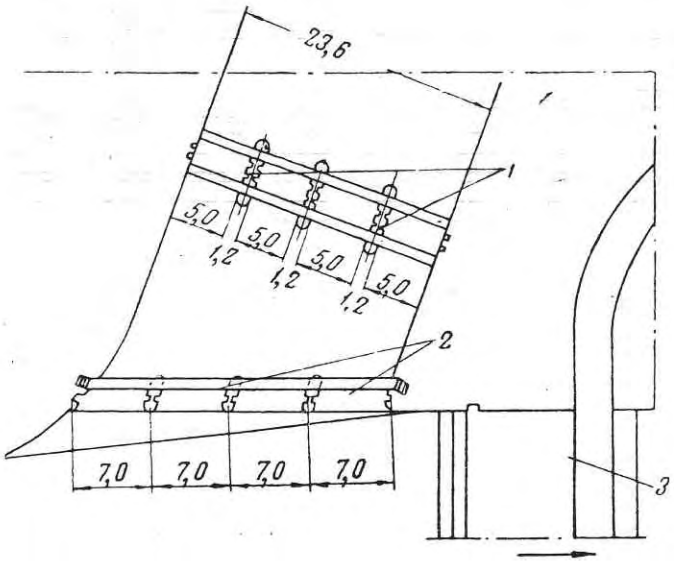
а) неразрезная (коробчатая), когда устои, быки и флютбет жестко связываются плитой порога между собой в одну неразрезную конструкцию, которая при большой длине сооружения делится деформационными швами на отдельные секции;

б) разрезная, при которой плита флютбета отделена деформационными швами от быков и устоев.

Первая система требует применения железобетона или армированного бетона, но позволяет значительно облегчить все элементы водоприемника и особенно пригодна на слабых грунтах. Разрезку на секции швами выполняют по оси быков. Расстояние между швами не должно превышать в бетонных конструкциях 15 *м*, в железобетонных — 40 *м*. Выбор той или иной системы производится на базе технико-экономических подсчетов и учета специальных соображений.

4. Элементы открытых водоприемников

Элементами отверстий открытых водоприемников являются: быки, затворы и решетки, которые несколько отличаются от таковых же в других напорных сооружениях гидроузла.



Фиг. 30—10. Схематический план водоприемника

1 — затворы водоприемника; *2* — сороудерживающие решетки; *3* — плотина

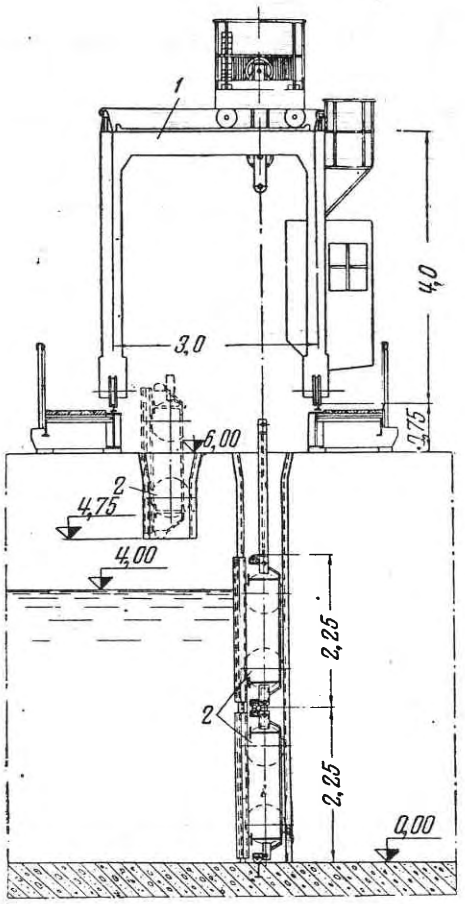
а) *Быки.* В водоприемниках с широким порогом входное отверстие разбивается при помощи быков на ряд пролетов шириной в свету 5—8 *м*. Применение в водоприемниках пролетов большего размера нецелесообразно, поскольку не требуется пропуска крупных плавающих тел и льда, а также потому, что применение небольших пролетов снижает общий вес гидромеханического оборудования.

Толщина быков зависит от материала сооружения и глубины пазов для затворов, а также от напора на затвор. Ориентировочно толщину быков из различных материалов принимают:

из бута и бетона	1—2	*м*
из армированного бетона	0,7—1,2	„
из железобетона	0,5—1	„

б) *Затворы.* Наиболее подходящим типом затворов для плотинных водозаборов являются плоские затворы, допускающие применение передвижных подъемных механизмов и требующие для своего размещения минимума площади (фиг. 30—10), а также иногда сегментные затворы с индивидуальными подъемниками.

Так как поддержание верхнего бьефа на нужной отметке в гидроузлах, не имеющих суточного или иного регулирования стока, осуществляется маневрированием затворами водосбросных отверстий, то затворы водоприемника служат главным образом для отключения водовода в ремонтных целях и работают эпизодически. Поэтому специального ремонтного балочного заграждения в составе водоприемника обычно не предусматривают за исключением ответственных случаев, а также при совмещении водоприемника с отстойником.



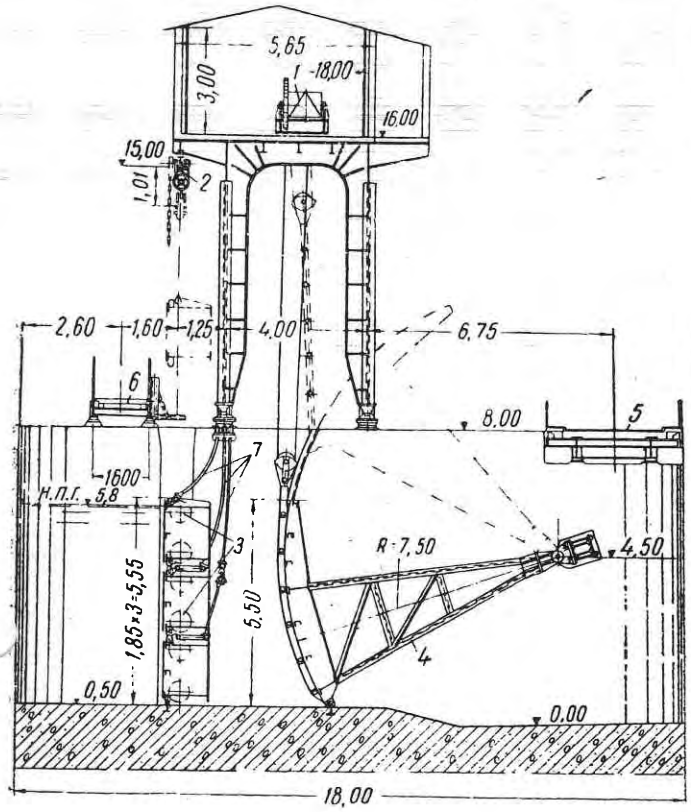
Фиг. 30—11. Плоские затворы водоприемника (с портальным краном)

1 — портальный кран грузоподъемностью 2×5 *т*; *2* — плоские колесные затворы

Для уменьшения подъемного усилия и габаритов подъемного механизма применяют двухъярусные плоские затворы (фиг. 30—11).

В качестве подъемных механизмов применяют либо индивидуальные подъемники (при малом числе пролетов), либо портальный или мостовой кран (при большом числе пролетов). В бесплотинных водоприемниках, где при помощи затвора регулируется поступление расхода в деривацию, требуется установка затворов с индивидуальными стационарными подъемными механизмами. В данном случае наиболее оптимальным решением будет облегченный сегментный затвор системы Пеплова с подъемным механизмом — стандартной лебедкой грузоподъемностью 10 *т*, с электрическим приводом (фиг. 30—12).

Затворы донных галерей проектируются в виде двух одинаковых плоских колесных затворов, размещаемых в шахтах; один из этих затворов является рабочим, а другой ремонтным. Шахты располагаются



Фиг. 30—12. Сегментный затвор водоприемника (с подъемником)

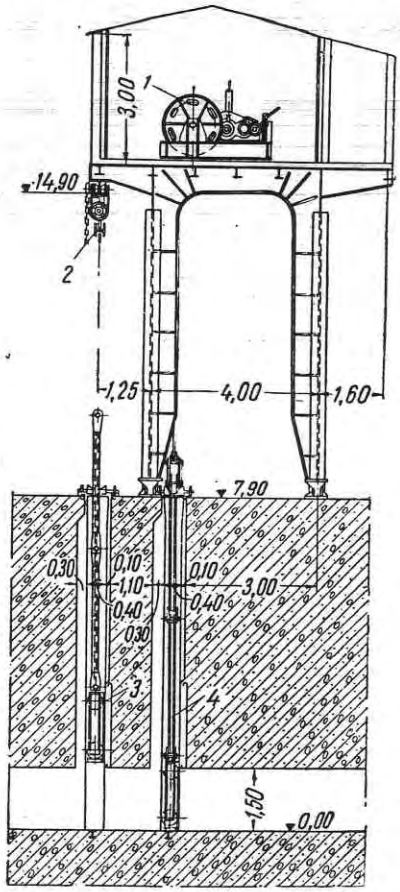
1 — механизм подъемника грузоподъемностью 2×5 *т*; *2* — кошка грузоподъемностью 2,5 *т*; *3* — ремонтное заграждение; *4* — сегментный затвор; *5* — проезжий мост; *6* — служебный мост; *7* — индивидуальные тяги для балок ремонтного заграждения

во второй половине донной промывной галереи (фиг. 30—13).

При назначении размеров водопропускных отверстий водоприемника, перекрываемых затворами, следует руководствоваться указаниями ГОСТ 4688-49 (см. также гл. 17 справочника).

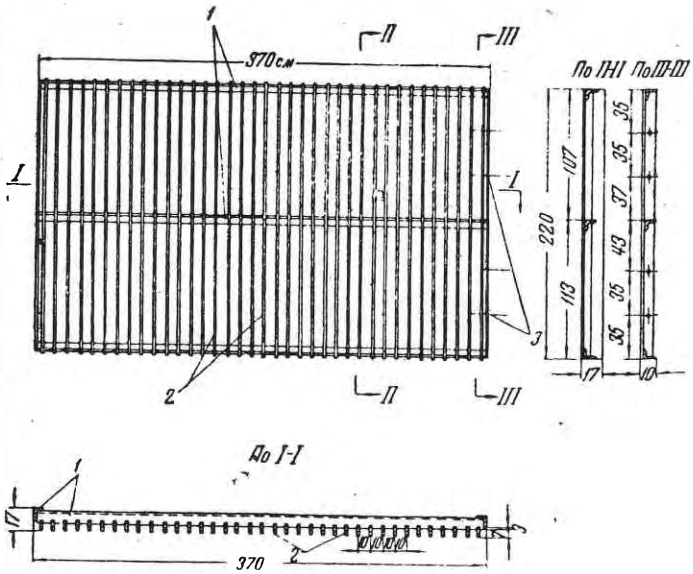
в) Решетки. Устанавливаемые на пороге водоприемника решетки подразделяют на грубые и мелкие. Обычно на водоприемниках ставят грубые решетки; применение мелких решеток необходимо лишь при отсутствии таковых на дальнейших участках водоподводящего тракта, а также при наличии тоннелей на водном тракте. Просвет между стержнями грубых решеток принимается порядка 250—300 *мм*. Решетки состоят из панелей, устанавливаемых в один (фиг. 30—14) или два (фиг. 30—15) яруса по высоте. Обслуживание решеток производится при помощи кошек и монорельса или специального выносного крюка портального крана.

Решетки иногда делают неподвижными и выполняют из рельсов, уголков, труб или полосовой стали. В качестве верхней опорной конструкции служат устанавливаемые для этого железобетонные или металлические балки или используется низ забральной стенки.



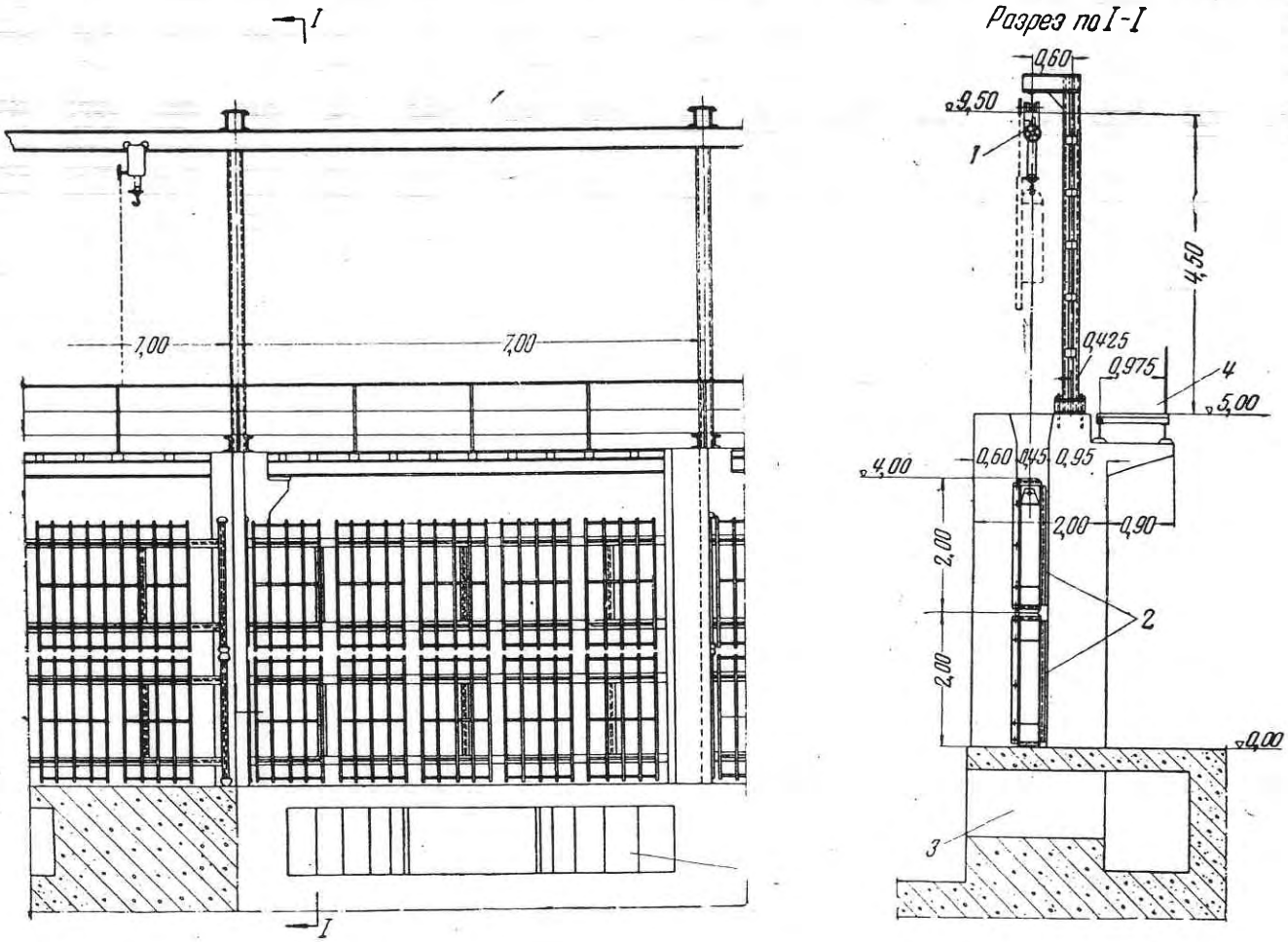
Фиг. 30—13. Плоские затворы промывной галереи (с подъемником)

1 — механизм подъемника грузоподъемностью 10 *т*; *2* — кошка грузоподъемностью 5 *т*; *3* — ремонтный затвор; *4* — основной (рабочий) затвор



Фиг. 30—14. Одноярусная решетка

1 — рама из уголка 90×60×10 *мм*; *2* — полосовая сталь 100×10 *мм*; *3* — отверстия для болтов d=20 *мм*, скрепляющих две секции решетки



Фиг. 30—15. Двухъярусная решетка

1 — кошка грузоподъемностью 3 *т*; *2* — сороудерживающие решетки 6,7 ×4 *м*; *3* — промывная галерея; *4* — служебный мост

30—4. ОСОБЫЕ КОНСТРУКЦИИ ВОДОПРИЕМНИКОВ

1. Горный водозабор

Водоприемники горного типа, позволяющие забор воды до 10 $м^3/сек$, применяются на горных водотоках с большими уклонами и представляют собой своеобразную плотину (фиг. 30—16 и 30—17) в виде донного порога, не создающего препятствия стоку воды и проходу наносов. Отметка гребня порога превышает отметку дна реки лишь настолько, чтобы при любых расходах реки перелив через гребень происходил по принципу незатопленного водослива. Предельно минимальная высота порога, считая от дна реки, в самом пониженном месте не должна быть менее 1 *м*.

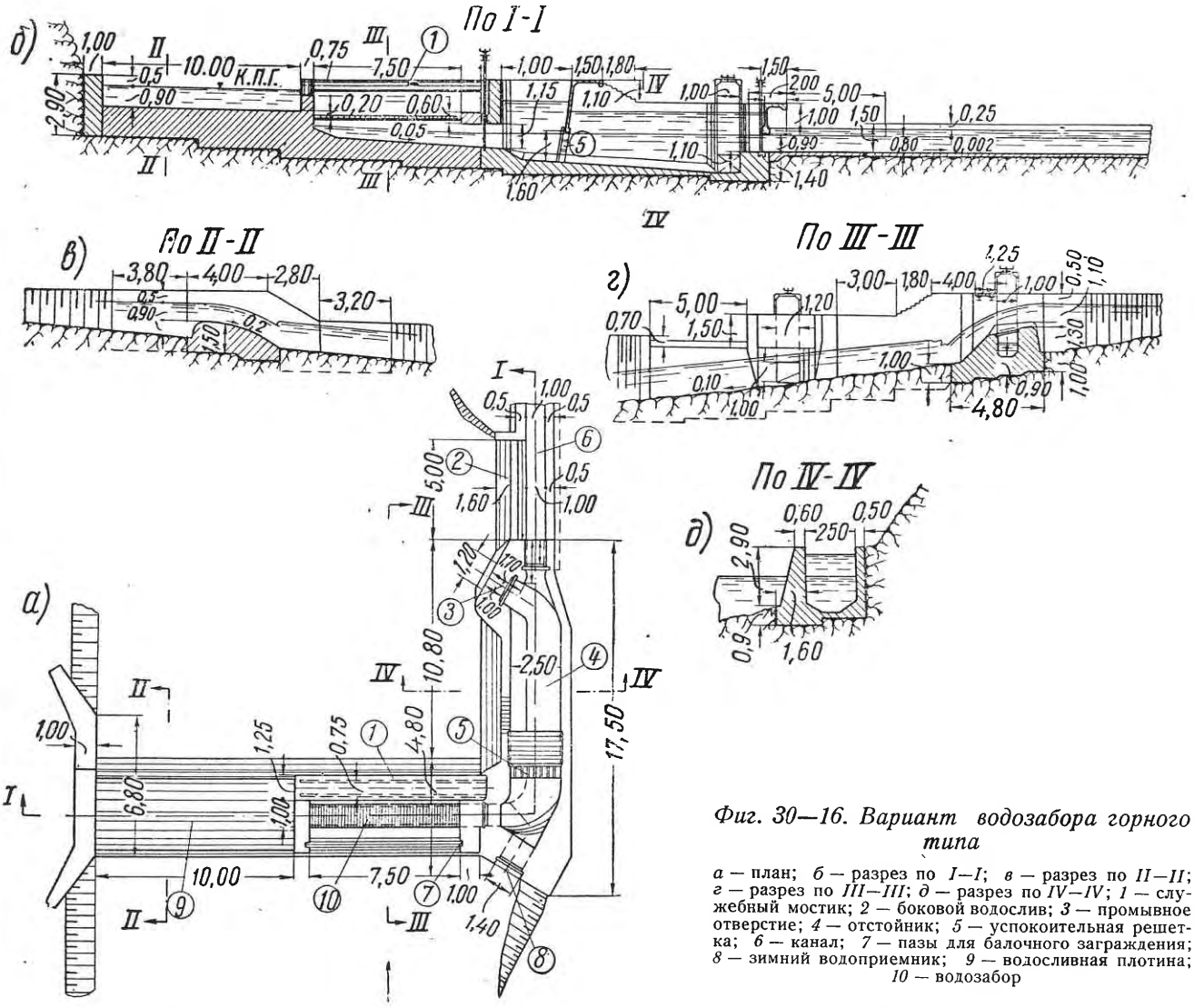
В пороге, имеющем уклон порядка 0,2 в сторону нижнего бьефа, устраивают продольный открытый канал, перекрытый сверху решеткой, обеспечивающей равномерное втекание (проваливание) воды в канал по всей его длине. При порогах значительной длины канал устраивают лишь в части порога, со стороны отвода забранной воды.

Решетки изготовляют из полосовой стали, причем просветы между стержнями, принимаемые в пределах 4—10 *мм*, книзу расширяются. Решетки можно собирать также из дубовых поставленных на ребро досок или выполнять из листовой стали с круглыми отверстиями диаметром 12 *мм*. Ширина канала и решетки принимается равной около 1—1,25 *м*; если по расчету потребная ширина канала превышает указанные размеры, рекомендуется принимать двух- или трехсекционные каналы.

В конце донного канала, расположенного в пороге, устанавливают затвор для регулирования расхода воды, а также для смыва сора с решетки. Достаточно закрыть на короткий срок затвор, чтобы весь сор, приставший к решетке, всплыл.

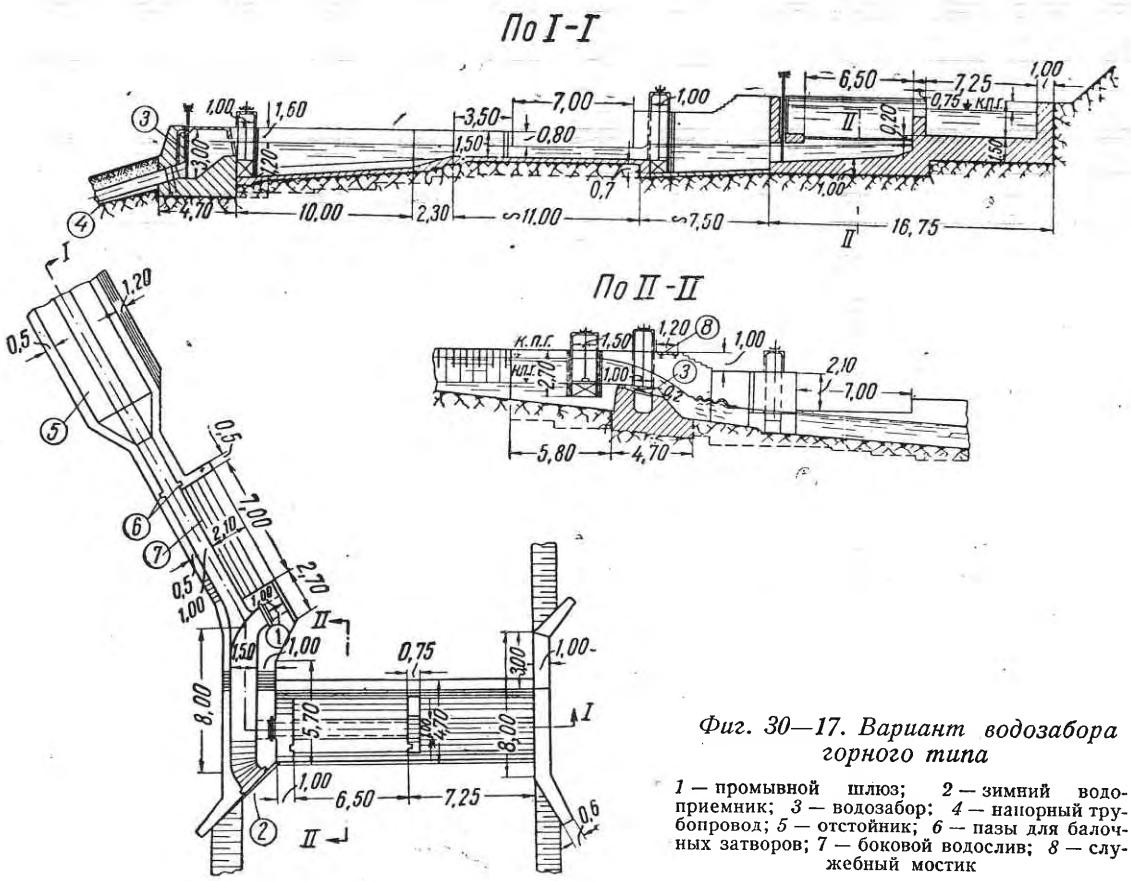
В комплекс устройств водоприемника входит промывной канал или промывная труба для смыва крупных наносов. Для сброса излишне забираемых расходов во время паводка служит боковой холостой водосброс.

При подводе воды к отстойнику при помощи открытого канала (фиг. 30—16) этот водослив располагают в непосредственной близости к водоприемнику. При закрытом водоводе холостой водосброс устраивают перед отстойником (фиг. 30—17). При расположении



Фиг. 30—16. Вариант водозабора горного типа

а — план; *б* — разрез по *I—I*; *в* — разрез по *II—II*; *г* — разрез по *III—III*; *д* — разрез по *IV—IV*; *1* — служебный мостик; *2* — боковой водослив; *3* — промывное отверстие; *4* — отстойник; *5* — успокоительная решетка; *6* — канал; *7* — пазы для балочного заграждения; *8* — зимний водоприемник; *9* — водосливная плотина; *10* — водозабор



Фиг. 30—17. Вариант водозабора горного типа

1 — промывной шлюз; *2* — зимний водоприемник; *3* — водозабор; *4* — напорный трубопровод; *5* — отстойник; *6* — пазы для балочных затворов; 7 — боковой водослив; *8* — служебный мостик

отстойника непосредственно у водозабора водослив делают на одной из боковых стен отстойника.

Иногда для обеспечения возможно большего захвата воды в межень на холостой части порога возводят быки или съемные стойки для установки простейших затворов.

В отдельных случаях, при недостаточности поверхностного стока, для перехвата донного грунтового потока с верховой стороны порога устраивают дрену из камня и отверстия в пороге с отводными трубками в водозаборный канал.

Отстойник при горном водозаборе располагают или непосредственно у водоприемника, или раздельно от него на расстоянии, обеспечивающем достаточный напор для гидравлического промыва отстойника.

В зимнее время, когда твердый сток падает до минимума, секции решетки на пороге снимают во избежание их обмерзания.

2. Водоприемники в быках и устоях плотины (фиг. 30—18)

Эти водоприемники отличаются тем, что забор воды происходит через ряд отверстий, расположенных непосредственно в устоях и быках плотины.

Вода от водоприемных отверстий отводится галереями внутри быка или устоя к поперечному сборному лотку, расположенному на последних со стороны нижнего бьефа. Сборный лоток переходит в соединительный водовод, по которому вода подводится к отстойнику.

Высотное положение сборного лотка определяется габаритами, необходимыми для беспрепятственного пропуска под лотком крупных плавающих тел (деревьев, карчей, бревен и т. п.) при сбросе паводков через плотину.

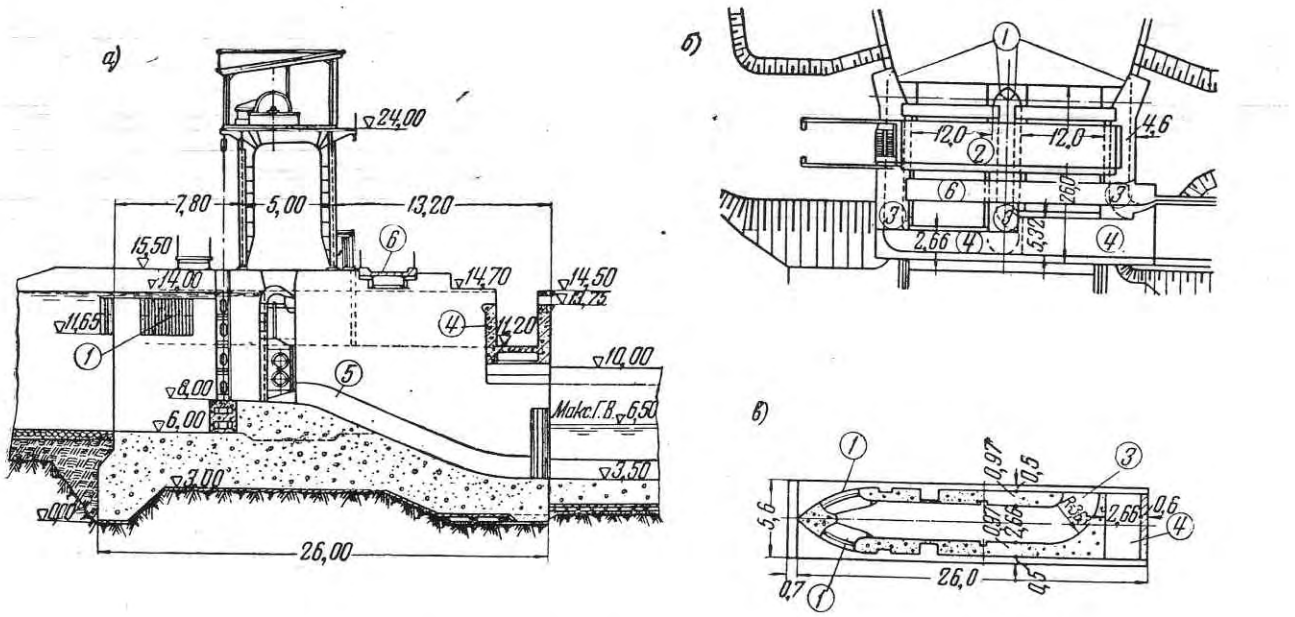
Высотное положение лотка определяет отметку входного порога водозаборных отверстий и, как следствие, напор на плотину. Напор на плотине водоприемника этого типа при прочих равных условиях принимают на 2—4 *м* больше, чем возможный напор при береговом водоприемнике (раздельного типа).

Входные отверстия водозабора защищают неподвижными грубыми решетками с вертикальными стержнями, с просветами 150—200 *мм*. Скорость течения воды в решетках принимают равной 1,5—2 *м/сек*. Для очистки засоренных решеток возможно применение обратного тока или опускание плоского затвора водоприемных галерей. В последнем случае исключается присасывание сора к решетке.

Опусканием верхней секции затвора плотины (в случае оборудования ее сдвоенными плоскими затворами) или за счет вихревых шнуров при подъеме всего затвора (при сегментных затворах) отставший от решетки сор смывается в нижний бьеф.

Промыв наносов, отложившихся перед плотиной, можно производить путем полного открытия затворов водосброса, учитывая, что наиболее интенсивно он происходит как раз перед быками.

В силу особенностей своего устройства, затрудняющих борьбу с шугой, водоприемник данного типа не может быть рекомендован на реках с интенсивным шугоходом.



Фиг. 30—18. Водозабор в быках и устоях

а — разрез по плотине; *б* — план плотины; *в* — план быка; *1* — водоприемные отверстия; *2* — верхнее пролетное строение; *3* — галереи водоприемника; *4* — поперечный лоток; *5* — облицовка металлом; *6* — служебный мостик

Применение водоприемника в быках и устоях ограничивается забираемыми расходами не более 30—35 *м*³/*сек*.

30—5. РАСЧЕТЫ ОТКРЫТЫХ ВОДОПРИЕМНИКОВ

1. Общие соображения

При проектировании водоприемников производятся гидравлические, фильтрационные и статические расчеты.

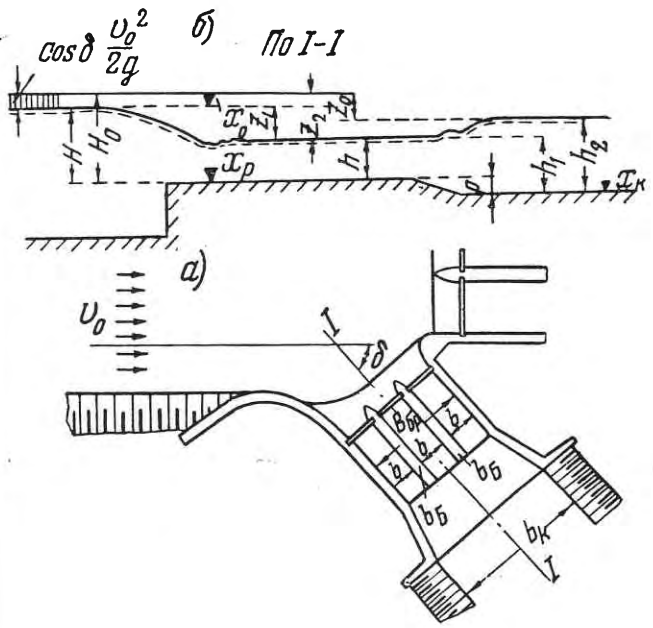
В данной главе приведены формулы гидравлических расчетов водоприемников. Фильтрационные и статические расчеты их, принципиально ничем не отличающиеся от расчетов прочих напорных гидротехнических сооружений, производятся по общим формулам и методике, приведенным в гл. 18 и 19 настоящего справочника.

Для гидравлического расчета необходимо иметь следующие исходные данные: а) сечение начального участка водовода; б) кривую пропускной способности (зависимости уровней от расходов) канала у водоприемника; в) угол отвода (δ —см. ниже) в водоприемник; г) гидрограф расходов реки; д) график водозабора; д) бытовую кривую связи уровней с расходами в реке; е) проектные горизонты верхнего бьефа; ж) конструкцию водоприемника и конфигурацию подходной и сопрягающей частей водоприемника, полученные в результате предварительных проработок.

При расчетах [1] решается ряд задач [8], изложенных ниже.

2. Расчет отверстий открытых водоприемников (фиг. 30—19)

Этот расчет производится, как расчет затопленного водослива с широким порогом, по следующим формулам:



Фиг. 30—19. Схема к гидравлическому расчету водоприемника

а — план; *б* — разрез по *I—I*

$$Q = \varphi\, Bh \sqrt{2g\,(H_0 - h)}\ ; \qquad (30—3)$$

$$\frac{Q^2}{g}\left(\frac{1}{Bh} - \frac{1}{\omega_2}\right) = \omega_2 y_2 - \omega_1 y_1, \qquad (30—4)$$

где Q — расход водоприемника;

φ — коэффициент скорости, определяемый согласно табл. 30—4;

B — ширина отверстия водоприемника, равная сумме ширин пролетов ($B = n\,b$, где b — ширина пролета в свету; n — число пролетов);

h — глубина на пороге;

H_0 — напор, исправленный на скорость подхода по формуле Д. Я. Соколова:

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}\cos\delta;$$

H — статический напор;

δ — угол отвода;

v_0 — скорость подхода к водоприемнику;

ω_2 — живое сечение канала при наполнении на глубину h_2, соответствующую принятому в расчете режиму канала;

y_2 — глубина погружения центра тяжести сечения ω_2;

ω_1 — живое сечение канала при глубине h_1, т. е. при совпадении уровня воды в канале с уровнем воды на пороге;

y_1 — глубина погружения центра тяжести сечения ω_1.

Таблица 30—4

Значения коэффициента φ

σ \ φ_∞	0,84	0,88	0,92	0,96
<0,2	0,84	0,88	0,92	0,96
0,2	0,86	0,89	0,93	0,96
0,3	0,87	0,90	0,93	0,96
0,4	0,88	0,90	0,93	0,96
0,5	0,89	0,91	0,94	0,96
0,6	0,90	0,92	0,94	0,96
0,7	0,91	0,93	0,94	0,96
0,8	0,92	0,94	0,95	0,96
0,9	0,94	0,95	0,95	0,96
1,0	0,96	0,96	0,96	0,96

Примечания. σ — относительное стеснение потока, определяемое по формуле:

$$\sigma = \frac{BHv_0}{Q},$$

φ_∞ — критерий плавности, определяемый в зависимости от плавности входа в вертикальной плоскости и от плавности входа в плане согласно данным табл. 30—5.

Таблица 30—5

Значения критерия плавности φ_∞

Градация плавности	Градация плавности в плане, определяемая очертанием устоев и промежуточных быков водоприемника		
	Iв	IIв	IIIв
Градация плавности в профиле, определяемая наклоном напорной грани порога и формой его ребра:			
I р	0,84	0,84	0,84
II р	0,84	0,88	0,88
III р	0,84	0,92	0,92
IV р	0,84	0,92	0,96

Обозначения в таблице

Градация плавности в профиле:

Ip — вертикальная напорная грань порога с острым ребром (прямоугольный вход);

IIp — вертикальная напорная грань с притупленным ребром или с ребром, округленным дугой круга радиусом около $0{,}05H$;

IIIp — напорная грань вертикальна, а ребро округлено радиусом около $0{,}1H$; напорная грань наклонена под углом 40°—60° к вертикали, а ребро острое;

IVp — вертикальная напорная грань с ребром, округленным радиусом $\geqslant 0{,}2H$; напорная грань с наклоном 40°—60° и с ребром, округленным радиусом $\geqslant 0{,}1H$, и т. п.

Градация плавности в плане:

Iв — промежуточные быки прямоугольного очертания, ребра устоев острые;

IIв — ребра устоев хорошо притуплены или скруглены, промежуточные быки — полуциркульного или аналогичного в отношении плавности очертания;

IIIв — устои очерчены плавными кривыми, промежуточные быки — по IIв.

Величинами, определяющими пропускную способность отверстия, являются ∇x_p — отметка порога и B — ширина отверстия.

При определении B по заданному x_p (наиболее частый случай) в уравнениях (30—3) и (30—4) неизвестны B и h.

При определении x_p по заданному B в этих уравнениях неизвестны x_p и h, так как:

$$H_0 = (x_0 - x_p) + \frac{v_0^2}{2g}\cos\delta,$$

где x_0 — отметка горизонта воды верхнего бьефа.

В обоих случаях решение находят графоаналитическим методом путем исключения h [8].

При наличии во входной части водоприемника сороудерживающих решеток, вызывающих сжатие потока, вместо φ в расчет вводится φ_c по формуле:

$$\varphi_c = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{\varphi^2} + \zeta_p}}, \qquad (30—5)$$

где φ берется из табл. 30—4, а ζ_p — из табл. 30—6.

Таблица 30—6

Значения $\zeta_р$

δ/b_1	$\leqslant 1/10$	1/8	1/6	1/4	1/2
$\zeta_р$	0,05	0,08	0,11	0,19	0,49

Здесь δ — толщина стержней решетки,
b_1 — просвет между стержнями.

При наличии забральной балки в подкоренное выражение в знаменателе формулы (30—5) добавляется слагаемое — коэффициент $\zeta_з$, значения которого даются в табл. 30—7.

Таблица 30—7

Значения $\zeta_з$

ξ	$<0,10$	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
$\zeta_з$	0	0,05	0,09	0,15	0,23	0,36

Здесь ξ — отношение глубины погружения забральной балки к напору на пороге водоприемника.

3. Расчет гашения энергии в нижнем бьефе водоприемника

При больших перепадах в отверстии водоприемника имеется необходимость анализа сопряжения бьефов. Расчет сопряжения бьефов производят в предположении равномерного распределения расхода между всеми пролетами по зависимостям для плоской задачи.

При этом удельный расход q определяется (фиг. 30—19) по формуле:

$$q = \frac{Q}{B_{бр}}, \qquad (30—6)$$

где $B_{бр} = nb + (n-1)\, b_б$ — отверстие водоприемника брутто;
n — число пролетов;
b — пролет в свету;
$b_б$ — толщина быка.

Анализ сопряжения бьефов выполняют по методам и зависимостям, приведенным в гл. 2. При этом значение коэффициента φ рекомендуется принимать равным 0,95.

4. Расчет промывных галерей

Общие замечания и исходные данные. Настоящий расчет применим для промывных галерей, устраиваемых в пороге водоприемника (осуществляемых как в виде отдельных труб с постоянным расходом по длине, так и в виде общей промывной галереи с переменным расходом по длине), и для промывных отверстий двухъярусных водоприемников. Задачей расчета промывной галереи является определение поперечного сечения, промывного расхода $Q_г$, а в случае безнапорной галереи, кроме того, и уклона. При наличии в составе водоприемника промывного канала в расчет включается определение размеров поперечного сечения и уклона последнего.

Помимо данных, приведенных выше, для расчета промывных галерей требуются следующие данные: а) $Q_р$ *м³/сек* — полный расход в реке; б) Q *м³/сек* — расход водоприемника; в) гранулометрический состав донных наносов, определяющий средний диаметр наносов d в *мм* и максимальный их диаметр — d_{max}; г) $Q_{р.т}$ *кг/сек* — весовой расход донных наносов в реке; д) $p = \frac{Q_{р.т}}{10Q_р}$ % — относительный расход донных наносов; е) l — длина галерей; д) L — длина промывного канала; з) $B_п$ — длина порога водоприемника; и) ϑ — угол между верховой гранью порога и направлением галереи.

Примечание. Так как величины $Q_р$, Q, $Q_{р.т}$ ГВБ и ГНБ являются переменными, в качестве расчетных выбирают значения, отвечающие наиболее невыгодным условиям расчета. Как правило, наихудшие условия имеют место при наибольших расходах в реке.

Случай 1. Галереи с постоянным расходом по длине, работающие под напором, при отсутствии промывного канала.

Путем гидравлического расчета можно определить h по заданному B или B по заданному h. Величины B и h уточняются за счет ряда дополнительных условий конструктивного и технико-экономического порядка.

Расчет галерей производят по следующим формулам:

$$Q_т = Bq_т; \qquad (30—7)$$

$$q_т = 5\left[\left(\frac{u}{\sqrt{gd}}\right)^2 - 3\frac{u}{\sqrt{gd}}\right] ud; \qquad (30—8)$$

$$Q_т = Q_{р.т}\frac{Q+Q_г}{Q_р}; \qquad (30—9)$$

$$Q_г = \mu\, Bh\sqrt{2g\dot{z}_0}; \qquad (30—10)$$

$$u = \frac{Q_г}{Bh}. \qquad (30—11)$$

Здесь $Q_т$ — весовой расход наносов в галереях в *кг/сек*;
$q_т$ — весовой расход наносов на 1 *м* ширины галерей в *кг/сек*;
$B = nb$; n — число галерей;
b — ширина одной галереи;
h — высота сечения галереи в *м*;
d — средний расчетный диаметр наносов в *м* (равный диаметру частицы, мельче которой содержится 60—70%);
$Q_г$ — расход воды в галереях в *м³/сек*;
u — средняя скорость течения в галерее в *м/сек*;

$z_0 = \text{ГВБ} - \text{ГНБ} + \frac{v_0^2}{2g}$ — напор галереи, исправленный на скорость подхода;

μ — коэффициент расхода галереи, определяемый по формуле:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{вх} + \lambda_R \frac{l}{R}}}; \qquad (30-12)$$

здесь $\zeta_{вх}$ — коэффициент сопротивления при входе;

$\lambda_R = 0{,}003 + \frac{1}{16\left(2\lg\frac{2R}{d} + 1{,}74\right)^2}$ — коэффициент сопротивления по длине, отнесенный к гидравлическому радиусу;

R — гидравлический радиус.

Значения $\zeta_{вх}$ принимаются по табл. 30—8.

Таблица 30—8

Значения $\zeta_{вх}$

Условия входа	Значения $\zeta_{вх}$
Начальный участок галереи прямолинеен Очертание входа плавное	0,1
Начальный участок галереи прямолинеен Очертание входа незначительно округлено	0,3
При повороте, непосредственно за входом, в зависимости от плавности	0,3—0,6

Средняя скорость в галерее u *м/сек*, определяемая результатами расчета по формулам (30—7)—(30—11), должна удовлетворять условию:

$$u \geqslant 3\sqrt{g d_{max}}, \qquad (30-13)$$

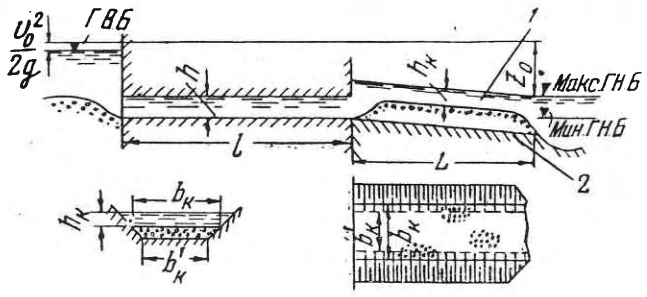
где d_{max} — наибольший диаметр фракций донных наносов в *м*.

Примечания. 1. При наличии крупных галечных наносов промывная скорость не должна быть меньше 4—6 *м/сек*.

2. Размеры b и h должны быть не меньше 0,5—0,7 *м*.

Случай II. Галереи с постоянным расходом по длине, работающие под напором, при наличии промывного канала (фиг. 30—20).

Ширину промывного канала $b_к$ назначают близкой к величине B. В случае трапецоидального сечения $b_к$ определяют по фиг. 30—20. Ширину $b_к$ принимают заданной. Среднюю скорость в промывном канале $u_к$ принимают равной скорости в галерее, т. е. $u_к = u$, а живое сечение — $\omega_к = Bh$. По ТУиН [8], формула



Фиг. 30—20. Схема к расчету промывных галерей с промывным каналом.

1 — расчетное дно при паводке; *2* — дно промывного канала

(30—10) сохраняется для расчета всего промывного тракта без изменения.

Коэффициент расхода μ для данного случая определяют по формуле:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{вх} + \zeta_{пер} + \lambda_R \frac{l}{R} + \lambda_{R,к} \frac{L}{R_к}}}, \qquad (30-14)$$

где $\zeta_{пер}$ — коэффициент сопротивления при переходе от галереи к промывному каналу, равный 0,2—05; бо́льшие значения $\zeta_{пер}$ принимают при бо́льших превышениях отметки отложений наносов в канале над дном галереи [8];

$\lambda_{R,к}$ — коэффициент сопротивления по длине канала, вычисляемый по формуле (30—15);

$R_к$ — гидравлический радиус живого сечения канала;

$$\lambda_{R,к} = \frac{1}{4\left(2\lg\frac{2R_к}{d} + 1{,}74\right)^2}. \qquad (30-15)$$

Примечание. Под шириной канала по дну $b_к$ в расчете понимают ширину по уровню отложений при расчетном режиме, соответствующем максимальному паводку.

Для определения проектной ширины дна канала выполняется расчет при минимальном паводковом расходе, соответствующем началу движения донных наносов в реке.

Случай III. Галереи с переменным расходом по длине, работающие под напором (см. фиг. 30—6).

Могут быть запроектирована одна или несколько галерей с переменным расходом по длине, сообщающихся с верхним бьефом отдельными отверстиями. Методика расчета дается применительно к одной галерее, но она применима как для одной, так и для нескольких галерей. Участок галереи, на котором расположены входные отверстия, рассчитывают из условия постоянства скорости по длине и равномерного поступления воды вдоль фронта порога.

Расчет призматического участка производится согласно указаниям, относящимся к случаю I. При этом коэффициент расхода μ вычисляется по формуле:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{вх} + \frac{\lambda_R}{R}(2l_1 + l_2)}}, \qquad (30-16)$$

где l_1 — длина участка с переменным расходом;
l_2 — длина призматического участка с постоянным расходом;
λ_R — коэффициент сопротивления на призматическом участке.

Примечание. Для данного случая $\xi_{вх}$ принимают в пределах 0,5 — 0,7, причем верхний предел относится к длинным галереям с большим количеством отверстий.

Приемные отверстия рассчитываются в предположении размещения их на равных расстояниях друг от друга.

При этом

$$Q_п = \frac{Q_г}{n},$$

где $Q_п$ — расход одного отверстия;
$Q_г$ — общий расход галереи;
n — число отверстий.

Площадь сечения входного отверстия $\omega_п$ вычисляют по формуле:

$$\omega_п = \frac{Q_п}{\mu_п \sqrt{2g z_x}}, \qquad (30—17)$$

где

$$z_x = \left(0{,}4+2\frac{\lambda_R l_1}{R}\sqrt{\frac{x}{l_1}}\right)\frac{u^2}{2g}; \qquad (30—18)$$

x — расстояние от начала галереи до оси отверстия (см. фиг. 30—6).

Сечение галереи на участке l_1 обычно увеличивают пропорционально расстоянию x, что выражается числовой зависимостью:

$$\omega_x = \omega_1 + (Bh - \omega_1)\frac{x}{l_1}. \qquad (30—19)$$

При постоянном значении высоты сечения h ширину определяют по формуле:

$$b_x = b_1 + (B - b_1)\frac{x}{l_1}, \qquad (30—20)$$

где b_1 — ширина первого отверстия.

За исключением определения размеров входных отверстий и переменного сечения верхнего участка галереи расчет остальных элементов галерей с переменным расходом выполняют так же, как и галерей с постоянным расходом, согласно изложенным выше указаниям.

5. Расчет горного водозабора

Расход через донную решетку определяют по формуле:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gh}, \qquad (30—21)$$

где μ — коэффициент расхода, равный 0,5;
ω — площадь просветов решетки;
h — действующий на решетку напор, равный полусумме критических глубин на верховом и низовом концах решетки:

$$h = \frac{h^1_к + h_к}{2}$$

$h_{к_1}$ — критическая глубина, соответствующая полному расходу пролета в начале решетки;
$h_{к_2}$ — критическая глубина, соответствующая полному расходу пролета за вычетом расхода водозабора.

Остальные гидравлические расчеты ведутся по обычным формулам, приведенным в гл. 2. Отметим лишь, что скорость в донном лотке и соединительном водоводе должна быть в пределах 1,5—2,0 *м/сек*.

30—Б. ВОДОПРИЕМНИКИ С ГЛУБИННЫМ ВОДОЗАБОРОМ

30—6. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К ГЛУБИННЫМ ВОДОПРИЕМНИКАМ И УСЛОВИЯ ИХ РАБОТЫ

Водоприемники с глубинным водозабором входят в состав высоконапорных узлов различного назначения, главным образом при водохранилищах со значительной призмой регулирования и с напорными водоводами.

Реже глубинные водоприемники осуществляются в голове безнапорных водоводов. В этом случае потери напора в них значительно выше, чем в водоприемниках с напорным водоводом, что имеет существенное значение при использовании водной энергии.

Условия работы водоприемников при напорных и безнапорных водоводах существенно отличны. Первые всегда работают как напорные водоводы, с незначительными потерями напора, для вторых потери напора весьма значительны и работают они под переменным напором.

Водоприемники с глубинным водозабором должны удовлетворять следующим основным требованиям:

а) пропускная способность водоприемника должна обеспечивать забор воды в соответствии с графиком работы системы;

б) расположение водоприемника и форма его подходной части должны обеспечивать плавный вход воды в отверстие водоприемника;

в) при малом сроке заиления водохранилища должны быть предусмотрены донные промывные отверстия;

г) водоприемник должен быть снабжен устройствами для борьбы с плавником, взвешенным сором, льдом, шугой и т. п.;

д) водоприемник должен быть оборудован затворами и ремонтными заграждениями; в водоприемнике с безнапорным водоводом затворы должны обеспечивать регулирование водозабора при переменном уровне воды в водохранилище.

Водоприемники с глубинным водозабором при водохранилищах можно подразделить на два основных типа: береговые тоннельные (шахтные) и башенные[1].

[1] Водоприемники, конструктивно представляющие собой одно целое с другими сооружениями высоконапорного гидроузла (водоприемники русловых установок, которые представляют собой входную часть турбинных камер, или водоприемники в теле бетонной плотины, являющиеся практически отверстиями плотины), в настоящей главе не рассматриваются.

Основным условием для применения береговых водоприемников является наличие в бортах водохранилища сплошных скальных пород, при этом:

а) при регулирующих озерных водохранилищах чаще применяют шахтный тип водоприемника;

б) при речных водохранилищах, где условия строительства водоприемника мало зависят от его типа (водоприемник может быть осуществлен насухо), применяют как береговой водоприемник, так и водоприемник в виде башни, соединенной с напорным водоводом;

в) местоположение берегового водоприемника выбирают вблизи от плотины в таком месте, где обеспечивается необходимая глубина бьефа и не требуется большой врезки входной части сооружения в берег;

г) башенный тип водоприемника применяют в тех случаях, когда устройство входного отверстия в береге оказывается затруднительным по строительным или геологическим условиям;

д) в гидроузлах с земляными плотинами чаще применяют башенный водоприемник.

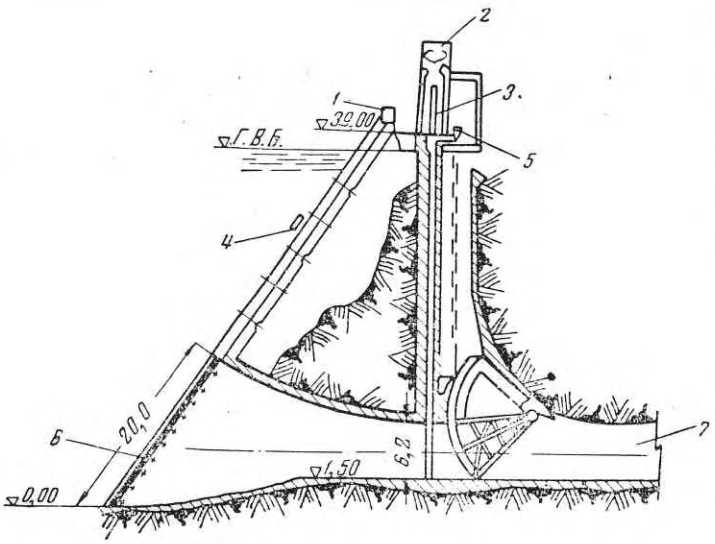
30—7. КОНСТРУКЦИИ ГЛУБИННЫХ ВОДОПРИЕМНИКОВ

1. Шахтный береговой водоприемник

Этот тип водоприемника состоит из трех частей: а) входного участка с сороудерживающими решетками; б) шахты с затворами и помещением для управления; в) соединительной (водоприемной) галереи (штольни) между ними.

Входной части придают возможно более плавную форму, причем соотношение между скоростями подхода и входа принимают в пределах $^1/_3$—$^1/_4$, а скорости в конечном участке входного отверстия принимают равными скоростям в напорном водоводе.

Входную часть и соединительную штольню облицовывают бетоном. Входное отверстие оборудуют сороудерживающими вертикальными или наклонными решетками. В последнем случае для перемещения механических грабель и подъема решетки устраивают наклонный рельсовый путь (фиг. 30—21). В редких случаях по наклонным путям производят опускание и подъем плоских затворов входного оголовка и в этих случаях от шахты отказываются.



Фиг. 30—21. Входная часть глубинного водоприемника

1 — сороочистительная машина; *2* — лебедка для ремонтных затворов; *3* — ремонтные затворы; *4* — грабли для очистки решеток; *5* — подъемник сегментного затвора; *6* — решетка; *7* — туннель

Шахты управления бывают затопленные и незатопленные. В первом случае затворы располагают на большой глубине, а подъемные механизмы выносят на незатопляемые площадки. Во втором случае штольню делают в виде отрезка напорного металлического трубопровода, оборудованного дисковыми затворами.

В водоприемниках, входящих в состав сооружений гидроэлектростанций, аварийных (ремонтных) затворов обычно не устанавливают, так как в данном случае регулирование расхода, забираемого в деривацию, осуществляется при помощи направляющего аппарата гидротурбин.

Для береговых водоприемников применяют затворы: плоские и сегментные при затопленных шахтах и дисковые при незатопленных шахтах. При малых расходах применяют задвижки.

2. Башенный водоприемник (фиг. 30—22)

Этот тип водоприемника, устраиваемый обычно из железобетона, имеет в своем составе следующие элементы: а) приемные отверстия, снабженные решетками и затворами; б) отводное отверстие, служащее для соединения с напорным водоводом; в) собственно башню.

В отдельных случаях, когда напорный водовод (например, труба под земляной плотиной или обводной тоннель в береге) используют для пропуска строительных расходов, нижнюю часть башни конструируют с учетом этого обстоятельства.

Башне водоприемника в плане придают полигональное прямоугольное или круглое сечение; в последнем случае для увеличения устойчивости иногда устраивают контрфорсы (ребра), служащие одновременно быками, между которыми располагают затворы и решетки.

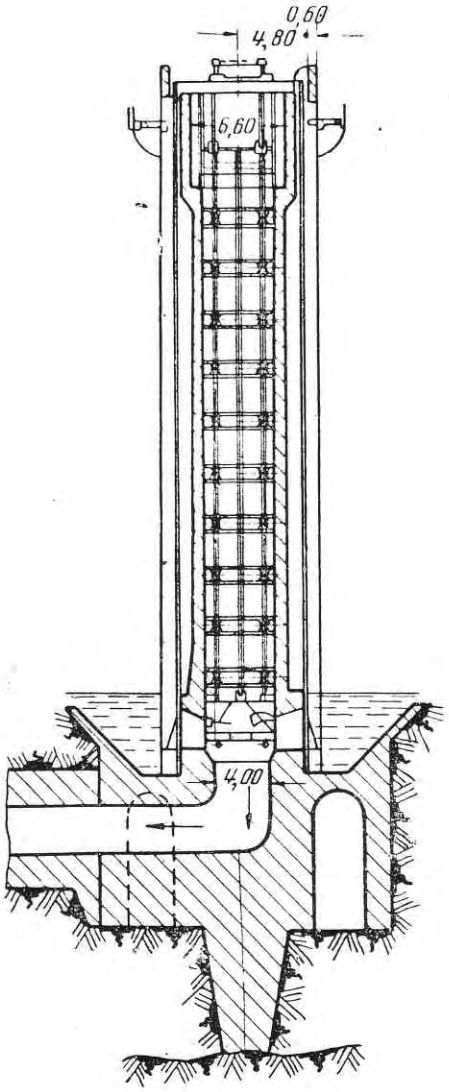
Водоприемные отверстия можно располагать либо в несколько ярусов на разной высоте, причем верхний ряд не выше 3 *м* под НПГ, либо в один ярус с заглублением верхней кромки отверстий не менее чем на 1 *м* ниже минимального горизонта воды в водохранилище.

В тех случаях, когда башни используются также для устройства водовыпуска, отверстия для этого устраиваются и у дна для обеспечения наиболее полного опорожнения водохранилища.

Преимуществами многоярусного расположения отверстий являются: а) возможность забора воды из верхних осветленных горизонтов водохранилища; б) возможность более полного использования объема чаши водохранилища в первые годы его эксплуатации, если ожидается его заиление; в) уменьшение потребной грузоподъемности подъемных механизмов, так как отверстия нижних ярусов вступают в работу при сниженных горизонтах воды в водохранилище.

При одноярусном расположении отверстий уменьшается количество затворов и поэтому можно применять затворы более рациональной и совершенной системы.

Для башенных многоярусных водоприемников применяют клапанные затворы, требующие выноса решетки на известное расстояние от башни, или внутренние в виде задвижек и вентилей, допускающих установку решеток непосредственно на входных отверстиях.



Фиг. 30—22. Башенный водоприемник с цилиндрическим затвором

При одноярусном водоприемнике наиболее удобными и выгодными в эксплуатации являются цилиндрические (кольцевые) затворы.

30—8. РАСЧЕТЫ ГЛУБИННЫХ ВОДОПРИЕМНИКОВ

1. Состав расчетов глубинных водоприемников

При проектировании производятся гидравлические и статические расчеты. Гидротехнические расчеты имеют подчиненное значение и сводятся к определению обычными способами взвешивающего давления при закрытых затворах.

В настоящей главе приведены данные по гидравлическим расчетам водоприемников. Статические расчеты производятся по обычным формулам строительной механики и в отношении их можно ограничиться изложенными ниже общими замечаниями.

Цилиндрическая конструкция башенных водоприемников обеспечивает наилучшую работу сооружения в отношении передачи давления на грунт основания и восприятия усилий от давления воды, льда и ветра. При этом давление от воды возникает при закрытии всех затворов или значительной их части.

Основными статическими расчетами при проектировании башенных водоприемников являются:

а) расчет на устойчивость и прочность сооружения при ветровой нагрузке и опорожненном водохранилище;

б) то же, при наполненном водохранилище и одностороннем воздействии ледяного покрова, связанном с расширением льда при повышении температуры воздуха;

в) расчет прочности башни на внешнее гидростатическое давление воды;

г) расчет прочности основания под действием нагрузок.

В сейсмических районах учитывают также горизонтальную сейсмическую силу, опасную для таких сооружений, как высокие с относительно малым поперечным сечением башенные водоприемники.

При гидравлическом расчете глубинных водоприемников определяют их пропускную способность и соответствующие потери напора, которые включают в себя потери: на вход, в решетке, в затворе, на сужение и расширение галерей и т. д. Конструкция водоприемника вносит в расчет свои особенности, которые изложены ниже.

2. Расчет береговых водоприемников

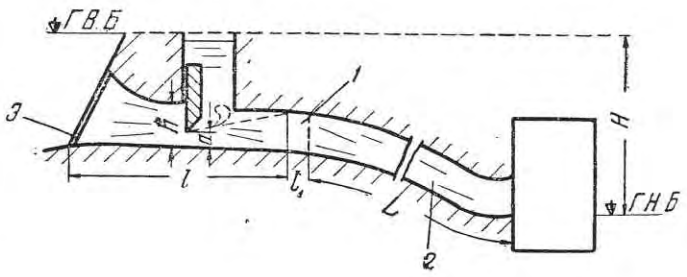
Расчет производят по двум основным схемам: а) водоприемник, расположенный в голове напорного водовода (фиг. 30—23); б) водоприемник, расположенный в голове безнапорного водовода (фиг. 30—24).

а) Водоприемник в голове напорного водовода. При гидравлических расчетах по первой схеме и обычно известных величинах: уровнях верхнего и нижнего бьефов, расходе водоприемника и поперечном сечении напорного водовода — определяют потери напора на участке от входного сечения до напорного трубопровода, которые складываются из следующих величин.

1. Потери на вход, определяемые по формуле:

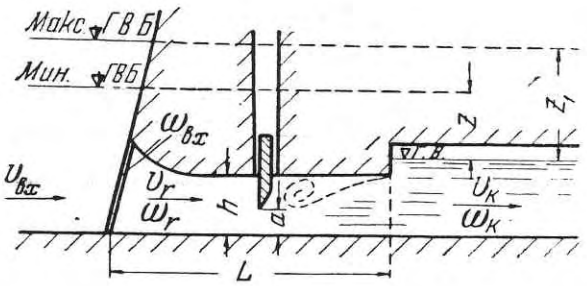
$$h_{вх} = \zeta_{вх} \frac{v^2}{2g}, \qquad (30—22)$$

где v — скорость на входном участке водоприемника;
$\zeta_{вх}$ — коэффициент сопротивления (фиг. 30—25).

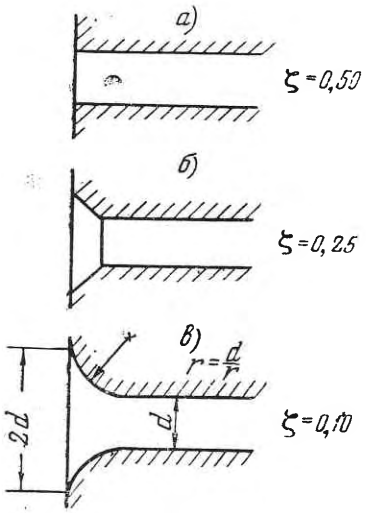


Фиг. 30—23. Схема к расчету водоприемника, расположенного в голове напорного водовода

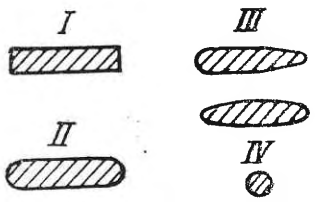
1 — переходный участок; *2* — напорный водовод; *3* — сорозадерживающая решетка



Фиг. 30—24. Схема к расчету водоприемника, расположенного в голове безнапорного водовода



Фиг. 30—25. Типы входных отверстий и коэффициенты сопротивления при входе



Фиг. 30—26

2. Потери в решетке, определяемые по формуле (см. [9]):

$$h_{реш} = \beta \left(\frac{\delta}{b_1}\right)^{4/3} \sin\alpha \frac{v_1^2}{2g} = \zeta_{реш} \frac{v_1^2}{2g}, \qquad (30—23)$$

где v_1 — скорость перед решеткой;

$\zeta_{реш} = \beta\left(\frac{\delta}{b_1}\right)^{4/3} \sin\alpha$ — коэффициент сопротивления решетки;

δ — толщина стержней решетки;

b_1 — просвет между стержнями решетки;

α — угол наклона решетки к горизонту, который для наклонных решеток обычно принимают равным 70°;

β — коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения стержней (фиг. 30—26 и табл. 30—9).

Таблица 30—9

Значения коэффициента β

Форма сечения (по фиг. 30-26)	I	II	III	IV
Коэффициент формы β	2,50	1,70	1,00—0,75	1,80

Если стержни решетки сделаны из двутавров, рельсов или квадратной стали, коэффициент сопротивления решетки определяют по формуле:

$$\zeta_{реш} = \left(\frac{b_1 + \delta}{\varepsilon\, b_1} - 1\right)^2, \qquad (30—24)$$

где ε — коэффициент сжатия, определяемый из табл. 30—10, при $n = \frac{b_1}{b_1 + \delta}$.

Таблица 30—10

Значения коэффициента ε

Значения n	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Коэффициент сжатия ε	0,612	0,616	0,629	0,633	0,644	0,662	0,687	0,722	0,781	1,0

3. Потери на трение по длине водоприемной галереи на переходных участках и поворотах, определяемые по обычным формулам гидравлики (гл. 2).

4. Потери напора на участке расположения затворов при их полном открытии, которые могут быть определены по формуле:

$$h_з = \zeta_з \frac{v_1^2}{2g}, \qquad (30—25)$$

где $\zeta_з$ — коэффициент сопротивления затвора (с учетом сопротивления закладных частей) при его полном открытии, принимаемый по табл. 30—11;

v_1 — скорость на участке расположения затворов.

Таблица 30—11

Коэффициент сопротивления затвора $\zeta_з$

Система затвора	Коэффициент сопротивления $\zeta_з$
Плоский	0,20—0,40
Сегментный . .	0,20
Дисковый . . . (поворотный)	0,16

б) *Водоприемник в голове безнапорного водовода.* Основными задачами, решаемыми при расчете по второй схеме, могут быть следующие.

Задача 1. При известных величинах: минимальном уровне верхнего бьефа, уровне воды в безнапорном водоводе и площади его живого сечения $\omega_в$, длине водоприемника l и расходе Q — определяют сечение водоприемной галереи $\omega_г$.

Исходная зависимость для этой задачи имеет следующий вид:

$$z_0 = z + \frac{v_0^2}{2g} = \frac{v_г^2}{2g}(\zeta_{реш} + \zeta_{вх} + \zeta_{тр} + \zeta_з + \zeta_{вых}) = \zeta_c \frac{Q^2}{2g\omega_г^2}, \qquad (30—26)$$

$v_г$ — скорость в нормальном сечении водоприемной галереи;
v_0 — скорость подхода к водоприемнику;
$\zeta_{реш}$ — коэффициент сопротивления решетки;
$\zeta_{вх}$ — коэффициент сопротивления при входе;
$\zeta_{тр}$ — коэффициент сопротивления по длине;
$\zeta_з$ — коэффициент сопротивления затвора;
$\zeta_{вых}$ — коэффициент сопротивления при выходе;
ζ_c — суммарный коэффициент сопротивления при полном открытии затвора (равный $\Sigma\zeta$), отнесенный к скорости в нормальном сечении галереи.

Примечание. В формуле (30—26) все коэффициенты сопротивления должны быть отнесены к скорости в нормальном сечении галереи (см[6]).

Искомое поперечное сечение $\omega_г$ определяют подбором из формулы (30—26).

Расчетные формулы и таблицы для определения численных значений коэффициентов сопротивления даны выше.

Задача 2. При известных величинах: минимальном уровне верхнего бьефа, горизонтах воды в безнапорном водоводе и площади его живого сечения ω длине водоприемной галереи l и площади поперечного сечения водоприемной галереи $\omega_г$ — определяют пропускную способность водоприемника Q по формуле:

$$Q = \mu_c \omega_г \sqrt{2gz_0}, \qquad (30—27)$$

где $\mu_c = \sqrt{\frac{1}{\zeta_c}}$ — коэффициент расхода водоприемника при полностью открытом затворе;

$z_0 = z + \frac{v_0^2}{2g}$ — минимальная разность уровней верхнего бьефа и водовода с учетом скорости подхода.

Задача 3. При известных величинах: уровнях верхнего бьефа и водовода, площади поперечного сечения $\omega_г$ водоприемной галереи, длине l водоприемной галереи и расчетном расходе Q — определяют величину открытия затвора для обеспечения пропуска требуемого расхода. Расчет ведется по формуле:

$$Q = \mu_{c.n} \omega_г \sqrt{2g z_0}, \qquad (30—28)$$

где $z_0 = z + \frac{v_0^2}{2g}$ — разность уровней верхнего бьефа и водовода (ниже затвора) с учетом скорости подхода;
$\omega_г$ — площадь поперечного сечения водоприемной галереи;
$\mu_{c.n}$ — суммарный коэффициент расхода водоприемной галереи при частичном открытии затвора n, равный $\sqrt{\frac{1}{\zeta_{c.n}}}$.

Здесь $\zeta_{c.n}$ — суммарный коэффициент сопротивления водоприемника при частичном открытии затвора, отнесенный к скорости в нормальном сечении галереи, равный:

$$\zeta_{c.n} = \zeta_{реш} + \zeta_{вх} + \zeta_{тр} + \zeta_{з.n} + \zeta_{вых}, \qquad (30-29)$$

где $\zeta_{з.n}$ — коэффициент сопротивления затвора при открытии его n, отнесенный к скорости в нормальном сечении галереи (см. табл. 30—12).

Остальные коэффициенты, входящие в эту формулу, известны из предыдущего.

Таблица 30—12

Значения коэффициента сопротивления затвора $\zeta_{з.n}$ при частичном открытии n

Система затвора	Относительное открытие затвора[1]								
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
Плоский . . .	186	44	18	8,5	4,5	2,4	1,3	0,6	0,3
Сегментный .	126	32,5	13,5	6,5	3,6	2,0	1,1	0,6	0,3
Вальцовый . .	35 500	1 500	280	60	18	6	2,3	0,9	0,24

[1] За относительное открытие затвора принимается [6] отношение хода a подъемного механизма, соответствующего данному частичному открытию, к полному рабочему ходу h подъемного механизма, соответствующему полному открытию затвора $n = \frac{a}{h}$ (фиг. 30—24).

Значения коэффициентов сопротивления дисковых затворов приведены в табл. 30—13.

Таблица 30—13

Значения коэффициента сопротивления дискового затвора

Открытие затвора α в град.	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	75°	80°	85°	90°
Коэффициент сопротивления	142	86	55	33	20	12,6	7,9	4,8	2,9	1,7	1,1	0,7	0,4	0,26	0,16

Здесь α — угол, составляемый затвором с вертикалью (см. [6]).

3. Расчет башенных водоприемников

Этот расчет дается применительно к наиболее характерному типу башенного водоприемника с глубинным водозабором (фиг. 30—27).

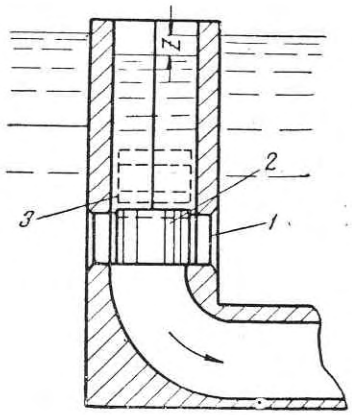
При обычно известных величинах: отметке уровня воды в верхнем бьефе, расходе водоприемника Q, поперечном сечении башни и поперечном сечении напорного водовода — определяют размеры и число водоприемных отверстий. Расчет в условиях напорного движения ведется [6] по формуле:

$$z = \frac{Q^2}{2g\,\omega^2}\left(\zeta_{реш} + \zeta_{вх} + \zeta_{отв} + \zeta_{соуд}\right), \quad (30-30)$$

где ω — суммарная площадь поперечного сечения водозаборных отверстий;

$\zeta_{от\,в}$ — коэффициент сопротивления в отверстии (для малых отверстий в тонкой стенке $\zeta_{отв} = 0{,}06$);

$\zeta_{соуд}$ — коэффициент, учитывающий потери напора при соударении струй; в первом приближении принимается равным 1.



Фиг. 30—27. Башенный водоприемник с одним ярусом отверстий и с цилиндрическим затвором

1 — решетка; *2* — затвор в рабочем положении; *3* — затвор в поднятом положении

В формуле (30—30) все коэффициенты отнесены к скорости во входном сечении, равной $v = \frac{Q}{\omega}$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алтунин С. Т., Регулирование русел рек при водозаборе, Сельхозгиз, 1950.
2. Бибиков Д. Н. и Петруничев Н. Н., Ледовые затруднения на гидростанциях, Госэнергоиздат, 1950.
3. Вартазаров С. Я., Эксплуатационные режимы гидротехнических сооружений деривационных гидроэлектростанций, Госэнергоиздат, 1950.
4. Гришин М. М., Гидротехнические сооружения, т. II, Стройиздат, 1949.
5. Замарин Е. А. и Фандеев В. В, Гидротехнические сооружения, Сельхозгиз, 1954.
6. Леви И. И., Водоприемники гидроэлектрических установок, Госэнергоиздат, 1950.
7. Соколов Д. Я., Водозаборные устройства для гидростанций и ирригации, Сельхозгиз, 1937.
8. ТУ 24-109-49, Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Водоприемники с открытым водозабором деривационных гидроэлектростанций, ВНИИГ МЭС, Госэнергоиздат, 1949.
9. ТУ 15-51, Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений, Водоприемники с глубинным водозабором гидроэлектрических станций, ВНИИГ МЭС, Госэнергоиздат, 1952.

ГЛАВА ТРИДЦАТЬ ПЕРВАЯ

ОТСТОЙНИКИ

31—1. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К ОТСТОЙНИКАМ

1. Назначение отстойников и условия их применения

Основным назначением отстойников при использовании водной энергии является предохранение гидротурбин деривационных гидроэлектростанций от истирания взвешенными в воде наносами крупных фракций. В оросительных системах при помощи отстойников предотвращается заиление магистральных и распределительных каналов.

Отстойник в условиях нормальной работы должен выполнять следующие функции:

а) осаждать поступающие через водоприемник наносы, вредные для гидротурбин или опасные с точки зрения заиления оросительных систем фракциями, превышающими заданный максимально допустимый размер;

б) регулярно удалять осевшие в отстойнике наносы с минимальной затратой для этой цели полезной воды;

в) обеспечить поступление воды в канал с допускаемыми скоростями и в количестве, отвечающем заданному графику работы канала.

Сооружение отстойников не обязательно в тех случаях, когда общая мутность потока не превышает 0,5 *г/л*, при условии, что количество взвешенных наносов крупных фракций, которые не должны допускаться в гидротурбины, меньше 0,2 *г/л*.

Необходимость сооружения отстойника рекомендуется проверять технико-экономическими расчетами путем сопоставления с вариантом, предусматривающим отказ от отстойника.

Предельные максимальные крупности фракций наносов, которые не могут быть допущены в гидротурбины и на которые рассчитываются отстойники, назначаются в зависимости от напора, конструкции турбин, количества и минералогического состава наносов, согласно табл. 31—1.

Крупность фракций наносов, допустимых в оросительной системе, устанавливается проектом.

В тех случаях, когда энергетические каналы используются одновременно для целей орошения и трассируются с малыми уклонами, отстойник должен обеспечивать осаждение того количества наносов, которое превышает транспортирующую способность потока в канале.

Отстойник должен обеспечивать осаждение наносов в количестве, определяемом процентом обеспеченности осаждения наносов в отстойнике. Указанный процент обеспеченности относится ко всему суммарному количеству наносов всех фракций размерами больше принятой предельной максимальной крупности (см. выше).

Таблица 31—1

Предельная крупность наносов, допускаемых в турбины

Общая мутность потока в *г/л*	Наличие кварцевых частиц или аналогичных им по твердости	Напор в *м*	Наличие специальных устройств для защиты от истирания	Предельная максимальная крупность фракций наносов в *мм*
—	Есть	—	Нет	0,25
<5	Нет	<40	»	0,40
—	»	—	Есть	0,70

Процент обеспеченности выбирается в пределах 80—90%, причем нижний предел значения процента обеспеченности принимают при малом количестве наносов, а верхний предел — при большом их количестве.

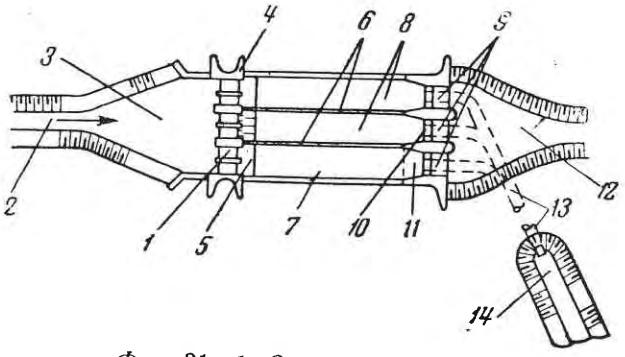
Для обоснования проекта отстойника, кроме обычных исходных материалов, необходимо иметь:

а) гидрологические данные, полученные в результате специально поставленных изысканий, а именно: колебания расходов и горизонтов в период движения наносов; количество и механический состав донных и взвешенных наносов в зависимости от времени года и расхода водотока; гидрологические характеристики водотока, необходимые для установления величины промывного расхода;

б) график потребления воды из отстойника.

2. Элементы отстойников

Отстойники имеют следующие элементы (фиг. 31—1): 1) входной порог (верхняя голова), через который вода поступает в отстойник; 2) камера (одна или несколько), в которой происходит осаждение наносов; камера включает рабочую часть и переходные участки, сопрягающие камеру с входным и выходным порогами; 3) устои, сопрягающие отстойник с берегами; 4) раздельные стенки, делящие отстойник на отдельные камеры; 5) решетки распределительные для выравнивания и равномерного распределения скоростей течения воды по сечению камеры отстойника; 6) вы-



Фиг. 31—1. Схема отстойника

1 — входной порог; *2* — канал; *3* — подводящий (распределительный) канал; *4* — устой; *5* — верховой переходный участок; *6* — раздельные стенки; *7* — рабочая часть; *8* — камеры; *9* — промывные галереи; *10* — выходной порог; *11* — низовой переходный участок; *12* — собирательный канал; *13* — промывной коллектор; *14* — промывной канал

ходной порог (нижняя голова), через который осветленная вода поступает в собирательный канал; 7) подводящий, или распределительный (в многокамерных отстойниках), канал, служащий для подвода воды к отстойнику и распределения ее между камерами; 8) собирательный канал, соединяющий выходной порог с водным трактом (деривация, магистральный канал и пр.); 9) промывные галереи (в камерах периодического действия), удаляющие задержанные в камерах наносы; 10) сборно-промывные галереи (в камерах непрерывного действия), собирающие наносы по всей длине камеры и удаляющие их из отстойника; 11) промывной коллектор, принимающий наносы из промывных или сборно-промывных галерей и отводящий их из отстойника; 12) промывной канал, являющийся продолжением промывного коллектора и служащий для отвода удаляемых из отстойника наносов в нижний бьеф или другое пониженное место; 13) обходной канал, расположенный рядом с отстойником и служащий для подачи воды в обход отстойника.

Примечание. Обходной канал устраивают только при однокамерных отстойниках.

3. Классификация отстойников

Отстойники подразделяются:

а) в зависимости от наличия или отсутствия необходимости перерыва в действии камер отстойника при удалении отложившихся в них наносов — на отстойники с камерами непрерывного действия (с непрерывным промывом) и периодического действия (с периодическим промывом);

б) по способу удаления наносов — на отстойники с гидравлическим промывом и с механической очисткой;

в) по числу камер — на отстойники однокамерные и многокамерные;

г) по месту расположения — на отстойники, совмещенные с водоприемником, соединяющиеся с водоприемником при помощи прорези и расположенные на трассе канала.

В последнее время были предложены отстойники в устоях и в быках бетонных плотин, но пока этот тип еще не осуществлен.

31—2. ВЫБОР ТИПА И МЕСТОПОЛОЖЕНИЯ ОТСТОЙНИКА

1. Условия эффективности работы отстойников

Эффективность работы отстойника зависит от равномерности распределения расхода поступающей воды между камерами и равномерности поля скоростей в камере. Последние определяются условиями подхода потока к отстойникам.

Для равномерности скоростей во всех камерах необходимы: обеспечение прямолинейности участка трассы канала перед входом в отстойник; подвод потока параллельно оси отстойника; применение распределительных каналов с обратным уклоном дна, с направляющими стенками и расщепителями потока.

Перед отстойниками, совмещенными с водоприемниками, для обеспечения нормального подхода воды к водоприемным отверстиям в верхнем бьефе устраивают русловыправительные и струенаправляющие сооружения, выполняемые согласно специальным лабораторным исследованиям модели узла. В камерах отстойника обеспечивают равномерное распределение скоростей как в плане, так и по глубине.

При выборе наиболее экономичных в заданных условиях размеров отстойника производят технико-экономическое сравнение вариантов с учетом нижеследующего:

а) рабочую глубину отстойника назначают возможно меньшей, благодаря чему обычно значительно снижается стоимость отстойника; в средних условиях рабочую глубину принимают 4—5 *м*, так как выбор меньшей глубины нецелесообразен в гидравлическом отношении и может привести к неэкономичным решениям;

б) в отношении средней скорости движения воды в отстойнике из вариантов с близкими технико-экономическими показателями выбирают вариант с бо́льшим значением средней скорости, так как в этом случае выпадение в отстойнике мелких фракций наносов уменьшается, мертвый объем используется главным образом для осаждения крупных вредных фракций наносов и облегчаются условия промыва отстойника.

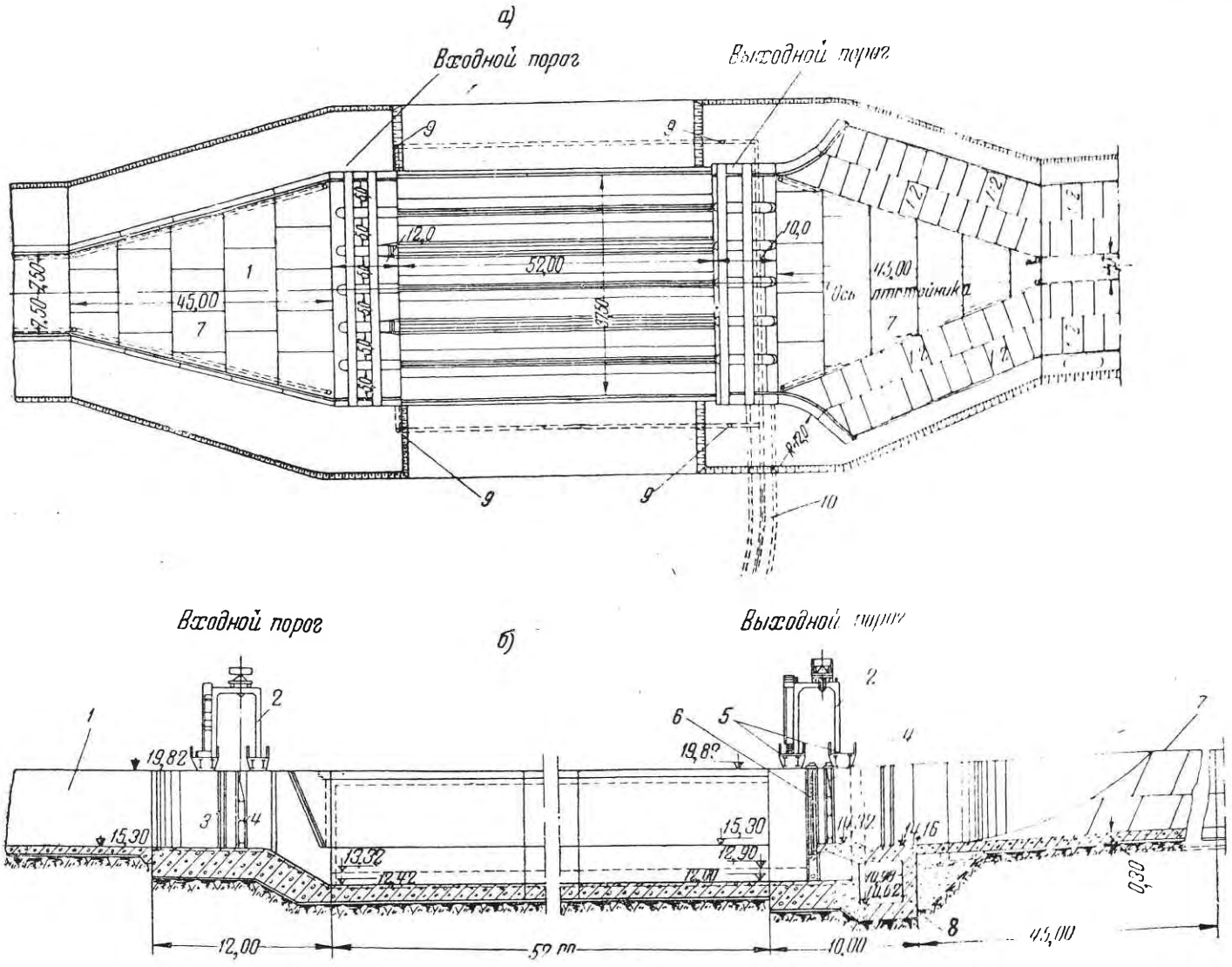
Отстойники с механической очисткой в комбинации с гидравлическим промывом применяют значительно реже, а отстойники с механической очисткой — исключительно на оросительных системах.

2. Выбор типа отстойника

При выборе типа отстойника в первую очередь руководствуются технико-экономическим сравнением всех отвечающих эксплуатационным условиям вариантов с учетом следующих положений.

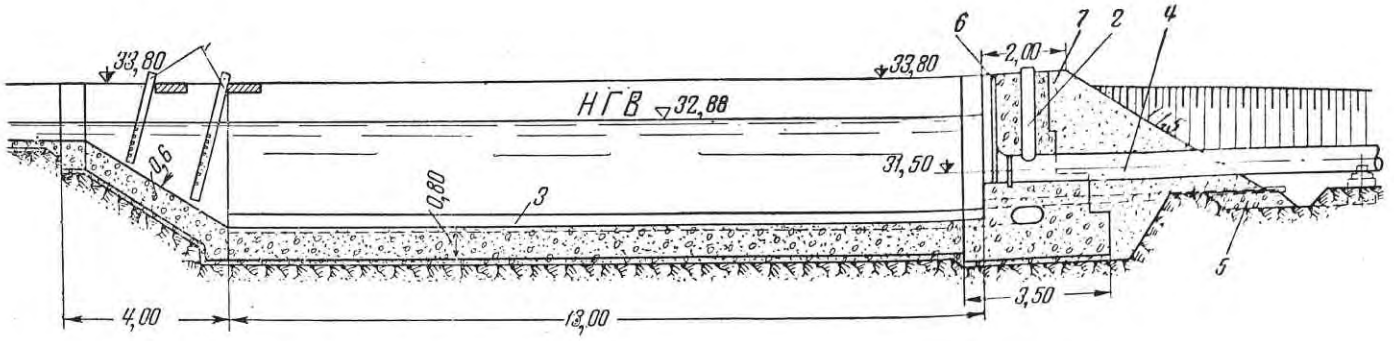
а) Многокамерные отстойники с периодическим промывом рационально применять во всех случаях за исключением тех, когда требуется очистка воды от наносов мелких фракций (меньше 0,10—0,25 *мм*), так как хотя они и требуют значительной площади для размещения, но вместе с тем наиболее просты и надежны в эксплуатации.

б) Отстойники с непрерывным промывом рациональны при относительном преобладании крупных, быстро оседающих фракций наносов. Однако отстойники такого типа требуют применения специальных устройств по борьбе с мусором, так как отверстия сборно-промывных галерей очень чувствительны к засорению.



Фиг. 31—2. Многокамерный отстойник с периодическим промывом

а — план отстойника; *б* — продольный разрез по оси отстойника; *1* — распределительный канал; *2* — портальный кран грузоподъемностью 5 *т*; *3* — успокоительные решетки; *4* — плоский колесный затвор; *5* — металлические служебные мостики; *6* — паз дойного затвора; *7* — собирательный канал; *8* — промывная галерея; *9* — смотровой колодец дренажной сети; *10* — грязеспуск промывных галерей



Фиг. 31—3. Продольный разрез отстойника непрерывного действия

1 — успокоительные дощато-реечные решетки; *2* — воздушная труба d=300 *мм*; *3* — сборно-промывные галереи d=400 *мм*; *4* — отвод осветленной воды d=600 *мм*; *5* — обратный фильтр; *6* — затвор; *7* — засыпка местным грунтом

Наряду с этим такого типа отстойники требуют повышенного промывного расхода.

в) Отстойники с механическими устройствами для очистки от наносов, действующими в комбинации с гидравлическим промывом, применяются в случаях недостатка воды для прямого промыва при весьма большой концентрации наносов в воде или при необходимости освобождения воды от наносов мелких фракций.

При технико-экономическом сопоставлении вариантов учитывают потери воды на промыв, если они снижают полезную подачу воды.

В качестве основных типов отстойников предпочитают отстойники непрерывного действия. Наиболее рациональными из них являются отстойники с гидравлическим промывом, а именно: многокамерные с периодическим промывом (фиг. 31—2) или однокамерные с непрерывным промывом (фиг. 31—3).

3. Выбор местоположения отстойника

Выбор места для отстойника в системе, помимо общестроительных условий, зависит от условий входа воды в отстойник, которые должны обеспечивать нормальный процесс осаждения наносов в камерах; от условий, определяющих возможность удобного удаления отложившихся в камерах наносов, в частности от величины перепада между уровнем верхнего бьефа отстойника и уровнем воды в конце промывных устройств.

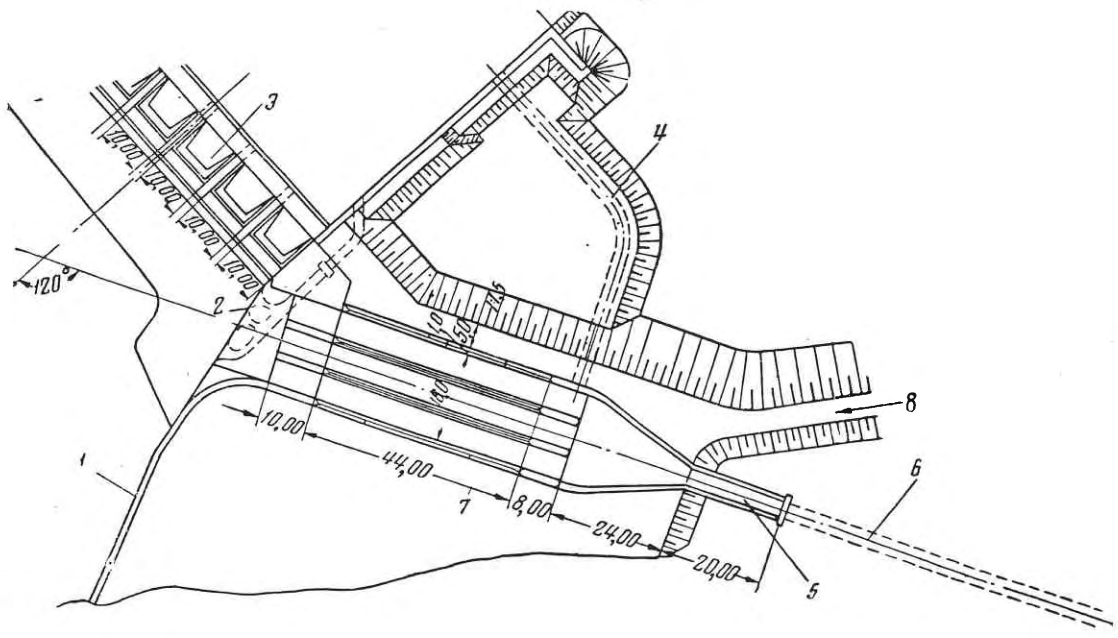
При выборе местоположения отстойника учитываются следующие положения.

1. Совмещение отстойника с водоприемником (фиг. 31—4) дает в отдельных случаях преимущества экономического порядка (по сравнению с расположением на канале), но обладает рядом эксплуатационных недостатков. Условия эксплуатации усложняются функциями приема воды непосредственно из реки; многокамерные водоприемники-отстойники имеют чрезмерно широкие входные пороги, выходящие за пределы эффективного промывного действия затворов плотины: колебания уровня верхнего бьефа передаются в данном случае непосредственно в отстойник, вследствие чего в паводки в его камеры проникает излишнее количество воды. Постоянное регулирование расхода отстойника затворами на входном пороге практически неосуществимо; неравномерное распределение расхода между камерами отстойника вследствие косого 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 (тоннель, трубопровод) отстойник обычно совмещается с водозабором, а иногда и с плотиной, если на трассе водовода нет участков с открытым каналом. В редких случаях, при малых расходах водовода, отстойник располагают под землей на трассе тоннеля.

2. Раздельное расположение отстойника с переносом отстойника на канал целесообразно в случаях, когда по топографическим условиям размещение отстойника на площадке головного узла практически невозможно или когда напор на головном узле, принятый по условиям обеспечения необходимой отметки для водозабора, недостаточен для обеспечения нужных скоростей в промывных галереях.

Отстойники, расположенные на трассе канала, работают по сравнению с отстойниками, совмещенными с водоприемником, в более легких условиях и в значительной мере лишены недостатков, присущих последним. Однако при расположении отстойника раздельно от водоприемника головной участок канала должен



Фиг. 31—4. План отстойника, совмещенного с водоприемником

1—направляющая стенка верхнего бьефа; *2* — промывные отверстия порога водоприемника; *3* — водосброс; *4*— галерея грязеспуска; *5* — открытый лоток; *6* — тоннель; *7* — трехкамерный отстойник; *8* — дорога

быть рассчитан на скорости, достаточные для транспортирования во взвешенном состоянии всех наносов, поступающих из верхнего бьефа.

Выбор того или иного решения о местоположении отстойника в системе производится на основе технико-экономического сравнения нескольких вариантов.

31—3. КОНСТРУКЦИИ ОТСТОЙНИКОВ

1. Многокамерные отстойники

Эти отстойники имеют следующие конструктивные особенности.

а) Количество камер определяется в основном условиями промыва отстойника, т. е. соотношением величин расчетного промывного расхода, отстойника и возможного промывного расхода, которым располагает система. Последняя величина устанавливается путем анализа гидрографа водотока в период хода наносов. Величину промывного расхода принимают не более 35—40% от рабочего расхода канала и не более 100% от рабочего расхода одной камеры.

Количество камер принимается 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 большой регулирующей емкости самого канала.

б) Камерам отстойников придают прямоугольную форму в плане; камеры с криволинейной продольной осью не допускаются.

Камеры отстойника примыкают к входному порогу при помощи переходного участка, обеспечивающего плавное расширение потока. Сопряжение дна отстойника с высоким входным порогом осуществляется откосом, который размещается в пределах переходного участка.

Дну распределительного канала придают обратный уклон для компенсации уменьшения скорости за счет расширения раструба.

в) Промывные устройства делают с расчетом неподтопления их со стороны нижнего бьефа при любых горизонтах в нем в период паводка. В широких камерах устраивают стенки секционирования на высоту, несколько превышающую отметку мертвого объема.

Для успешного промыва наносов соблюдается отношение $b : h \leqslant 15$, где b — ширина секции, h — высота слоя воды при промыве. Дну камер придают уклон порядка 0,02—0,005.

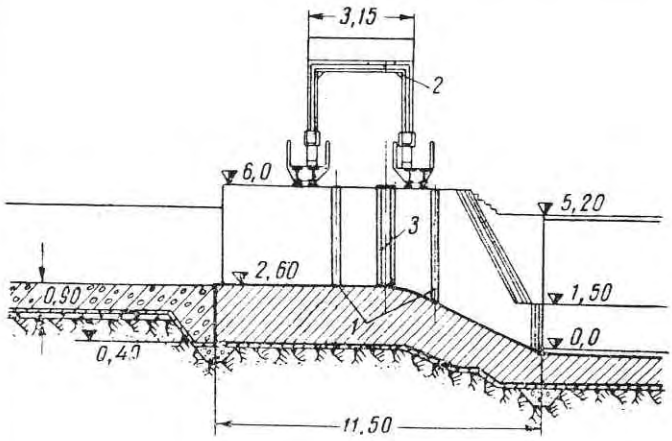
2. Конструкции элементов многокамерных отстойников

Эти конструкции обычно имеют следующие особенности.

а) Распределительный канал с боков ограничивается облегченными бетонными стенками. Днище распределительного канала выполняется в виде конструктивно армированной плиты, разрезанной швами на ряд элементов.

б) Верхняя голова (входной порог) представляет собой по существу подпорное бетонное сооружение с затворами на гребне (фиг. 31—5).

Устои, образуемые стенками гравитационного типа, отделяются швами от пролетной части, которая в свою



Фиг. 31—5. Верхняя голова (входной порог) отстойника

1 — успокоительные решетки; *2* — портальный кран грузоподъемностью 16 *т*; *3* — паз для затворов

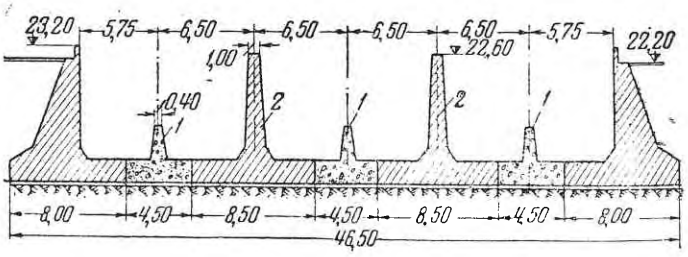
очередь разделяется швами на элементы. Каждый элемент состоит из плиты порога и быков, жестко заделанных в плиту. Длину верхней головы принимают в пределах 10—15 *м*.

в) Центральная часть (камеры) выполняется из армированного бетона (фиг. 31—6). Боковые подпорные стены принимаются углообразной формы. Раздельные стены, которыми отстойник разделяется на камеры принимаются таврообразной формы. Стенки секционирования камер принимаются высотой 2—2,5 *м*.

Центральная часть, если она возводится из бетона, делится по длине водонепроницаемыми швами на участки длиной примерно 15 *м*, если из железобетона —40 *м*. При проектировании центральной части возможно также применение доковой конструкции. В двухкамерных отстойниках боковые стенки при благоприятных геологических условиях могут быть осуществлены в виде откосов, покрытых бетонными плитами.

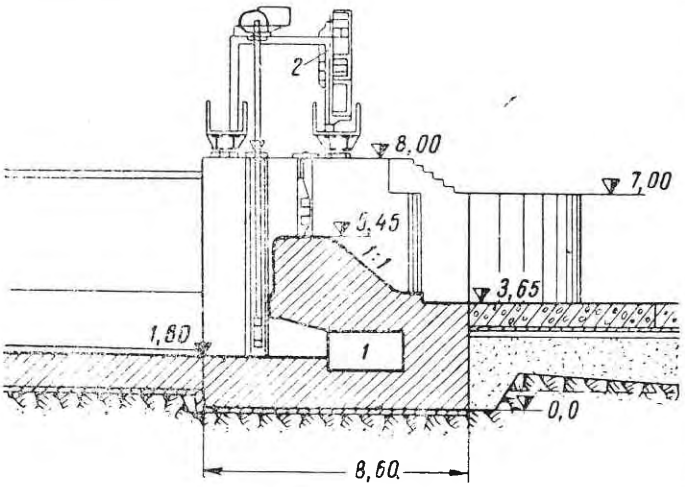
г) Верхняя часть нижней головы (выходного порога) (фиг. 31—7) представляет собой водослив практического профиля, через который осветленная вода поступает в соединительный канал. В нижней части головы размещается промывной коллектор для отвода в нижний бьеф насыщенной наносами пульпы.

Поверхностный водослив разделяется быками на столько отверстий, сколько секций имеется в составе центральной части. Нижняя голова, обычно имеющая длину 8—10 *м*, сооружается из бетона, а в отдельных местах конструкция усиливается арматурой. Быки жестко заделываются в массив порога. Промывной



Фиг. 31—6. Поперечный разрез по камерам

1 — стенка секционирования; *2* — раздельная стенка



Фиг. 31—7. Нижняя голова (выходной порог) отстойника

1 — промывная галерея; *2* — портальный кран грузоподъемностью 15 *т*

коллектор сооружается в виде галереи из бетона или железобетона высотой не менее 1,5 *м*.

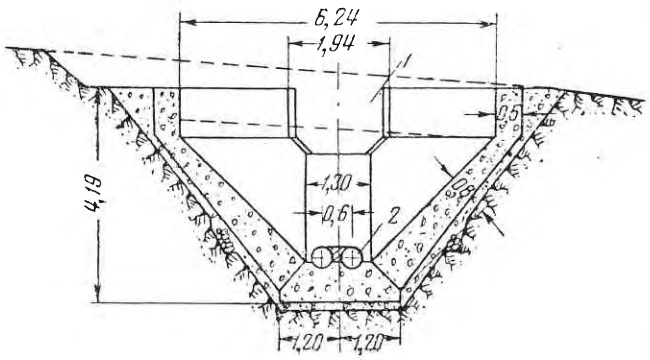
Собирательный канал сооружается с бетонными, а при значительной высоте с железобетонными стенками, днище — в виде конструктивно армированной плиты, разрезанной швами на ряд элементов.

3. Однокамерные отстойники с непрерывным промывом

Продольный разрез отстойника непрерывного действия изображен на фиг. 31—3. Из однокамерных отстойников в отечественной строительной практике получили распространение отстойники системы Ярошеня.

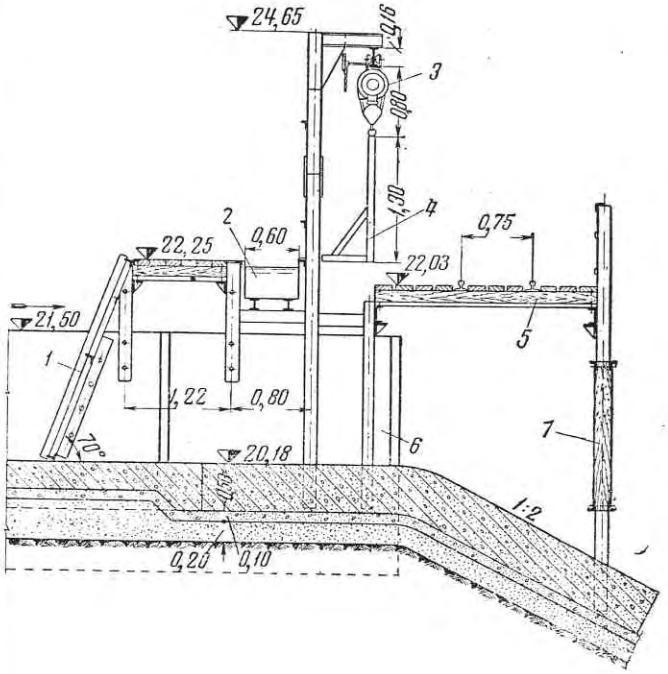
Однокамерный отстойник системы Ярошеня представляет собой бассейн с земляными откосами (1 : 1 или 1 : 1,25), защищенными мостовой, мощением на цементном растворе или бетонными плитами (фиг. 31—8).

Верхняя и нижняя головы принимаются в виде земляных порогов с защитным покрытием. На верховой голове устанавливается система решеток, сеток и балочных заграждений малого напора (фиг. 31—9). На низовой голове устанавливается балочное заграждение малой высоты.



Фиг. 31—8. Поперечный разрез однокамерного отстойника

1 — подводящий лоток; *2* — трубы (сборно-промывные галереи)



Фиг. 31—9. Продольный разрез по входному порогу отстойника системы Ярошеня

1 — грубая решетка пролетом 3,7 *м*; *2* — металлический лоток i=0,002; *3* — тельфер грузоподъемностью 0,5 *т*; *4* — сороудерживающая решетка пролетом 2,4 *м*; *5* — брус 18×18 *см*; *6* — струенаправляющая стенка; *7* — стойка распределительной решетки

По дну бассейна прокладывается система параллельных сборно-промывных галерей. Эти галереи выходят в промывной коллектор, имеющий четыре секции. Каждая секция собирает промывную пульпу с 1/4 площади дна бассейна.

Промывной коллектор заканчивается блоком затворов, при открытом положении которых пульпа из промывного коллектора поступает в нижний бьеф через грязевой канал.

Для пропуска зимних расходов устраивают обводной канал, ограждаемый с верховой стороны балочными затворами.

Преимуществом отстойника системы Ярошеня является его экономичность; недостатком — чувствительность к засорению отверстий сборно-промывных галерей внутриводным сором, в силу чего обязательно требуется применение сорозадерживающих устройств.

4. Отстойники с механической очисткой наносов

Отстойник представляет собой расширенный и углубленный участок канала, располагаемый непосредственно за головным регулятором либо недалеко от уреза воды в случае прочных неразмываемых берегов, либо на достаточном удалении от берега, если последний размываем.

Очистка отстойника от наносных отложений производится механизмами: землесосами — при песчаных и

землечерпалками — при песчано-илистых отложениях. Для этого пролеты отверстий водоприемника (головного регулятора) назначаются из условия необходимости обеспечить беспрепятственный проход в отстойник землесосных или землечерпательных снарядов. Отстойники этого типа применяются в орошении.

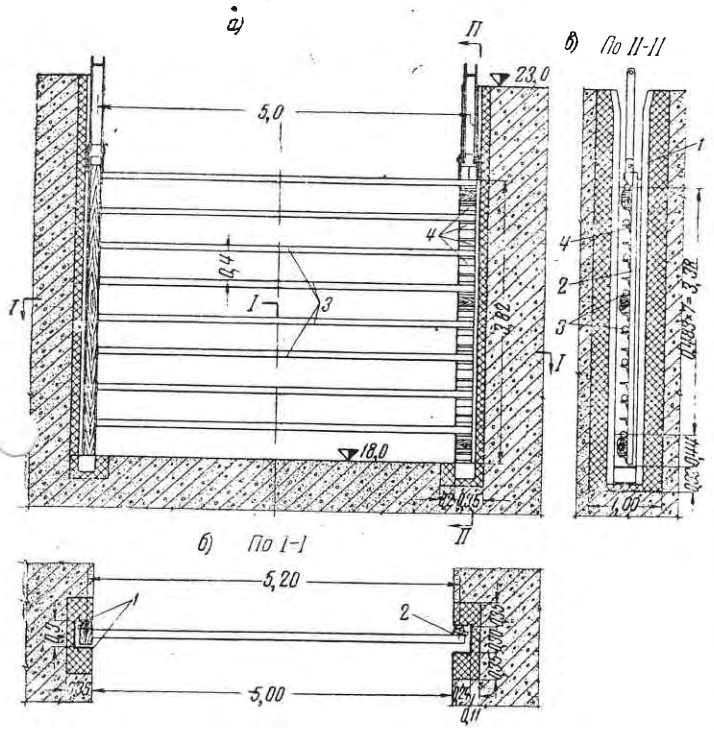
5. Мероприятия по созданию равномерных скоростей в камерах отстойников

В целях равномерного распределения скоростей в потоке по всей глубине отстойника на переходном участке устанавливают поперек потока решетки из труб диаметром 55—83 *мм* (фиг. 31—10). Расстояния между стержнями принимают с таким расчетом, чтобы в наибольшей степени стеснить сечение потока в зоне максимальных скоростей. Действие таких решеток весьма эффективно.

Как правило, решетки ставятся в 2—3 ряда на расстоянии 1,5—2 *м* друг от друга. Уклон дна переходного участка обычно принимают равным 1 : 2,5 ÷ 1 : 3.

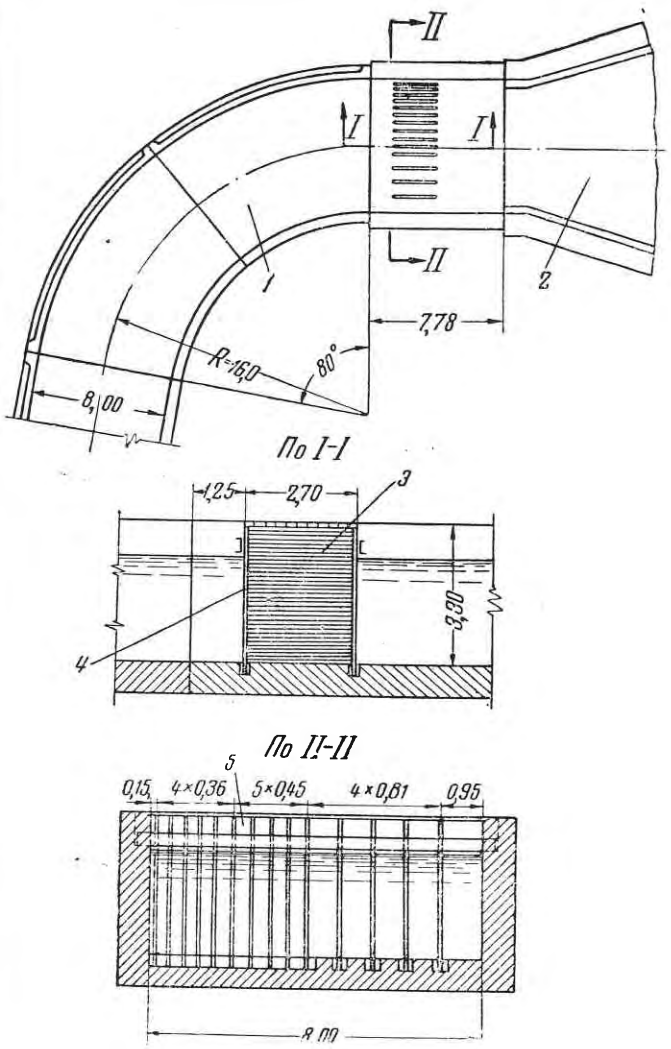
Расстояние между стержнями принимают на основании экспериментальных или натурных исследований, в среднем от 0,1 до 0,3 *м*. Максимальный угол расширения струй принимают равным 22—26°.

Для ликвидации вредного влияния на работу отстойника закругления на подводящем водоводе устраивают успокоительную решетку из деревянных стенок, расставленных с зазорами от 8 до 75 *см* при толщине их 5—9 *см*. Устройство стенки дает возможность в процессе эксплуатации откорректировать данные гидравлических испытаний в части зазоров между стенками (фиг. 31—11).



Фиг. 31—10. Струераспределительные (успокоительные) решетки

а — общий вид (левая сторона—с нижнего бьефа, правая сторона—с верхнего бьефа); *б* — разрез по *I—I*; *в* — разрез по *II—II*; *1* — направляющие из швеллера № 24; *2* — обвязка решетки из швеллера № 20; *3* — трубы *d*=83 *мм* через 0,4 *м*; *4* — опорные уголки 100×100×10 *мм*



Фиг. 31—11. Расположение струенаправляющих стенок в подводящем канале отстойника

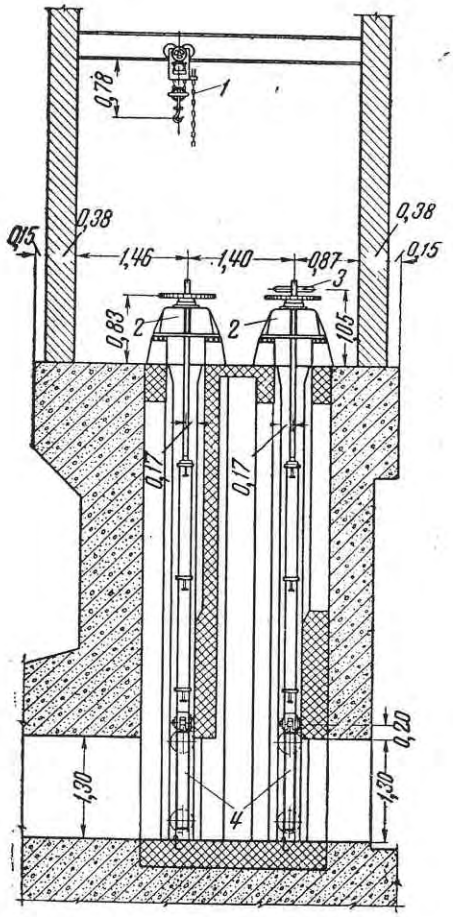
1 — подводящий канал отстойника; *2* — распределительный канал отстойника; *3* — заполнение деревянными брусьями; *4* — металлические стойки; *5* — съемные доски толщиной 5 *см*

6. Гидромеханическое оборудование отстойников

У многокамерных отстойников с периодическим промывом камер для отключения камер и регулирования промывного расхода верхнюю голову оборудуют затворами и подъемными механизмами для них. Количество затворов равно количеству секций, на которые каждая камера разделяется продольной стенкой.

Наиболее рациональным типом затвора в данных условиях является плоский колесный затвор пролетом в пределах 2,5—6 *м* (см. фиг. 31—5, и 31—7).

Исходя из режима и сезонности работы отстойника, в качестве подъемных механизмов принимают передвижные портальные или мостовые краны. На требуе-



Фиг. 31—12. Донный затвор с винтовым электрифицированным механизмом

1 — ручная таль грузоподъемностью 5 *т*; *2* — винтовой подъемный механизм с мотором на вертикальном валу; *3* — резервный ручной привод; *4* — плоские донные затворы

мой высоте плоские затворы закрепляются при помощи подхватов и подвесов.

При совмещении водоприемника с верхней головой отстойника иногда применяются сегментные затворы с индивидуальными подъемными механизмами (электролебедками с резервным ручным приводом).

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, по конструкции и пролетам аналогичные устанавливаемым на верхней голове. В качестве затворов промывных галерей применяют плоские колесные затворы с надежной конструкцией уплотнений.

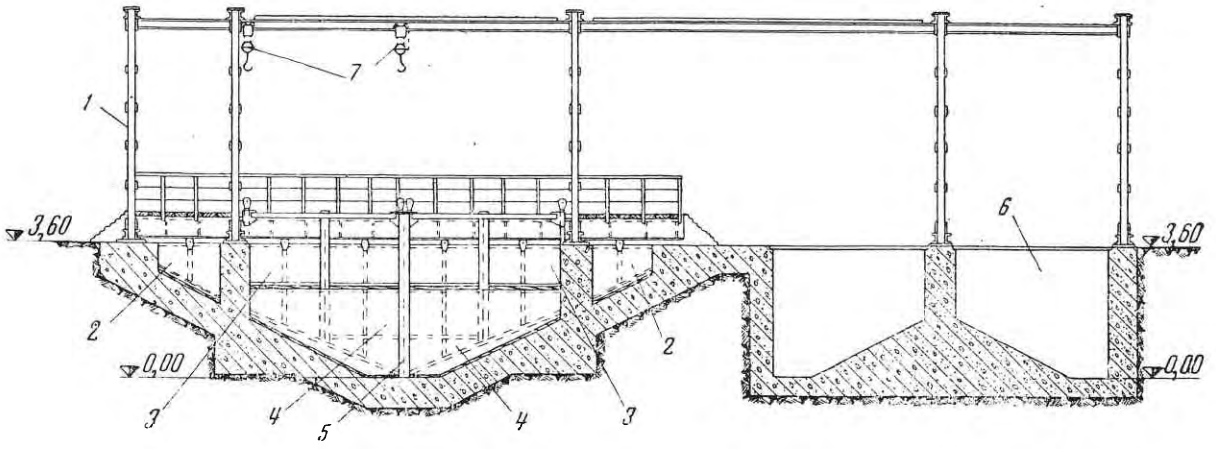
Для нижней головы используют передвижные подъемные механизмы — портальные или мостовые краны. Такой кран может обслуживать как поверхностные затворы, так и затворы донных промывных галерей (см. фиг. 31—7). Размеры отверстий, перекрываемых затворами, принимаются по ГОСТ 4688-49 (см. также гл. 17).

В однокамерных отстойниках с непрерывным промывом (например, системы Ярошеня) затворы, контролирующие работу промывных галерей, монтируются в одном блоке.

Обычно устанавливаются четыре затвора — по количеству секций промывного коллектора, кроме того, в параллельных пазах — еще четыре однотипных резервных затвора. Как правило, здесь применяют механизмы с дожимом затвора, так как малые размеры затвора не обеспечивают достаточного собственного веса для преодоления трения при опускании. Наиболее подходящим затвором является винтовой механизм с электромотором, насаженным на одном с ним валу, и ручным приводом (фиг. 31—12), как требующий очень мало места для установки.

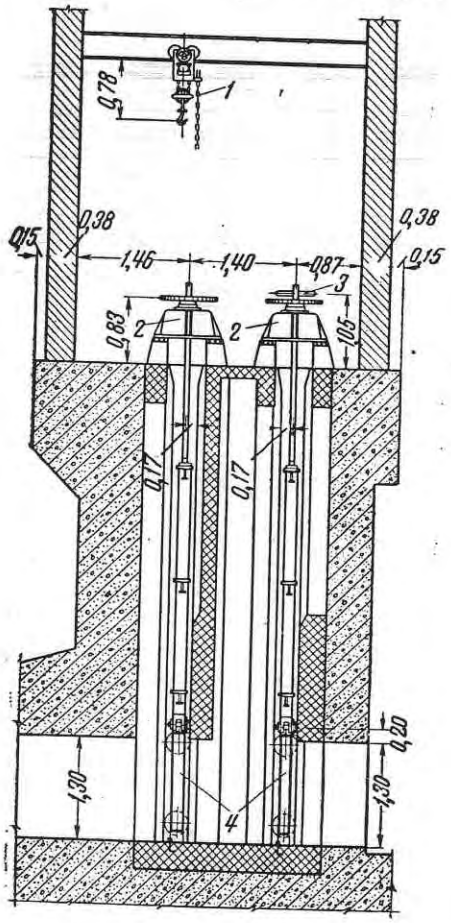
Затворы, прекращающие доступ воды в обводной (зимний) канал, устраивают в виде плоского заграждения.

Наиболее рациональным решением является стенка трапецоидальной формы (фиг. 31—13), которая при разборке заграждения создает наиболее благоприятные условия пропуска расходов по каналу.



Фиг. 31—13. Наборное заграждение трапецоидального сечения на зимнем канале

1 — эстакада с монорельсом; *2* — затвор № 3; *3* — затвор № 2; *4* — затвор № 1; *5* — опорная стойка; *6* — яма для хранения заграждения; *7* — ручные кошки грузоподъемностью 2 *т*



Фиг. 31—12. Донный затвор с винтовым электрифицированным механизмом

1 — ручная таль грузоподъемностью 5 *т*; *2* — винтовой подъемный механизм с мотором на вертикальном валу; *3* — резервный ручной привод; *4* — плоские донные затворы

мой высоте плоские затворы закрепляются при помощи подхватов и подвесов.

При совмещении водоприемника с верхней головой отстойника иногда применяются сегментные затворы с индивидуальными подъемными механизмами (электролебедками с резервным ручным приводом).

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, по конструкции и пролетам аналогичные устанавливаемым на верхней голове. В качестве затворов промывных галерей применяют плоские колесные затворы с надежной конструкцией уплотнений.

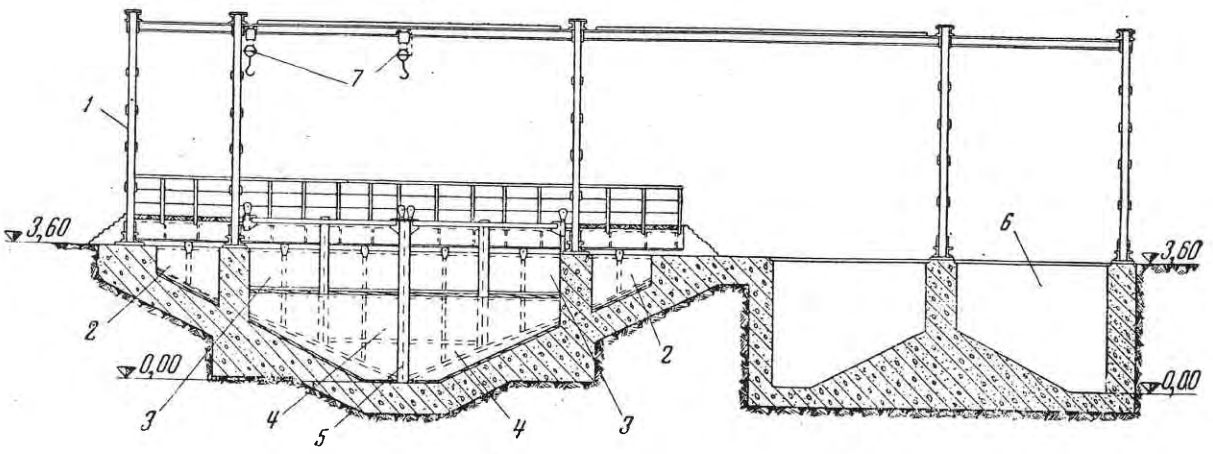
Для нижней головы используют передвижные подъемные механизмы — портальные или мостовые краны. Такой кран может обслуживать как поверхностные затворы, так и затворы донных промывных галерей (см. фиг. 31—7). Размеры отверстий, перекрываемых затворами, принимаются по ГОСТ 4688-49 (см. также гл. 17).

В однокамерных отстойниках с непрерывным промывом (например, системы Ярошеня) затворы, контролирующие работу промывных галерей, монтируются в одном блоке.

Обычно устанавливаются четыре затвора — по количеству секций промывного коллектора, кроме того, в параллельных пазах — еще четыре однотипных резервных затвора. Как правило, здесь применяют механизмы с дожимом затвора, так как малые размеры затвора не обеспечивают достаточного собственного веса для преодоления трения при опускании. Наиболее подходящим затвором является винтовой механизм с электромотором, насаженным на одном с ним валу, и ручным приводом (фиг. 31—12), как требующий очень мало места для установки.

Затворы, прекращающие доступ воды в обводной (зимний) канал, устраивают в виде плоского заграждения.

Наиболее рациональным решением является стенка трапецоидальной формы (фиг. 31—13), которая при разборке заграждения создает наиболее благоприятные условия пропуска расходов по каналу.



Фиг. 31—13. Наборное заграждение трапецоидального сечения на зимнем канале

1 — эстакада с монорельсом; *2* — затвор № 3; *3* — затвор № 2; *4* — затвор № 1; *5* — опорная стойка; *6* — яма для хранения заграждения; *7* — ручные кошки грузоподъемностью 2 *т*

Заграждение набирается из элементов нескольких типов. Обслуживание этой стенки производится двумя 2-тонными кошками при помощи монорельса, укрепленного на Г-образных стойках. Для хранения заграждения устраивается специальная яма.

31—4. РАСЧЕТЫ ОТСТОЙНИКОВ

1. Определение основных размеров отстойников

Решение данной задачи выполняется путем технико-экономического сравнения ряда вариантов, рассчитанных для нескольких предварительно заданных значений: полной глубины отстойника — H и средней скорости течения в нем — v.

Значениями H предварительно задаются на основе соображений, изложенных выше, и данных об осуществленных, хорошо работающих сооружениях. По условиям обеспечения промыва заданная глубина H должна удовлетворять условию:

$$H < z + \frac{q_{пр}}{v_{пр}}, \qquad (31—1)$$

где z — перепад между уровнями верхнего бьефа отстойника и нижнего бьефа грязеспуска;
$q_{пр}$ — удельный промывной расход (на единицу ширины отстойника);
$v_{пр}$ — промывная скорость.

Для случая, когда дно камеры имеет уклон i_0, формула (31—1) принимает вид:

$$H + i_0 S_р \leqslant z + \frac{q_{пр}}{v_{пр}}, \qquad (31—2)$$

где $S_р$ — длина рабочей части отстойника;
i_0 — принимается предварительно на основании ориентировочных соображений.

Формулы (31—1) и (31—2) служат для проверки величины H, принятой на основании нижеприведенных расчетов.

Расчетная глубина вычисляется по формуле:

$$H_р = H - h_{ак}, \qquad (31—3)$$

где $h_{ак}$ — высота аккумулирующего объема[1], заполняемого наносами в период между промывами, ориентировочно принимаемая равной 25—30% H

Примечание. Окончательное значение $h_{ак}$ выбирают на основании расчетов, изложенных ниже.

Рабочая ширина отстойника определяется по формуле:

$$B = \frac{Q}{H_р v_{ср}}, \qquad (31—4)$$

где Q — рабочий расход отстойника;
$v_{ср}$ — средняя скорость в отстойнике, принимаемая по табл. 31—2, а более точно по § 50—52 ТУ [1].

Полная длина отстойника S слагается из длины переходных участков $S_п$ и длины рабочей части $S_р$.

[1] Аккумулирующий объем — объем нижней части камеры, заполняемой осаждаемыми наносами на расчетную высоту.

Таблица 31—2

Рекомендуемые скорости течения воды

Проектируемые условия отстоя	Величина $v_{ср}$ в *м/сек*	Примечание
Диаметр осаждаемых фракций в пределах 0,25—0,40 *мм*	0,25—0,50	Выбор величины средней скорости увязывают с данными механического анализа подлежащих осаждению наносов и выбирают большие значения $v_{ср}$ при преобладании в потоке более крупных фракций
Диаметр фракций, подлежащих осаждению, увеличивается до 0,70 *мм*	0,70—0,80	

Приближенно длину камеры определяют на основе вычисления длины отлета L частицы расчетного диаметра по формуле:

$$L = H \frac{v}{w}, \qquad (31—5)$$

где L — длина отлета в *м*;
H — расчетная глубина воды в *м*;
v — скорость течения в камере (рабочая) в *м/сек.*;
w — гидравлическая крупность наносов, определяемая по табл. 31—3, в *см/сек*.

Рабочую длину камеры $S_р$ получают путем перемножения длины отлета частицы на коэффициент запаса k=1,2 ÷ 1,5, в среднем k=1,4:

$$S_р = kL. \qquad (31—6)$$

Ход расчета по подробному определению рабочей длины $S_р$ производят в следующей последовательности.

а) На основании соображений, изложенных в п. 31—1 (табл. 31—1), выбирают минимальную крупность d_{min} фракций наносов, подлежащих осаждению в отстойнике.

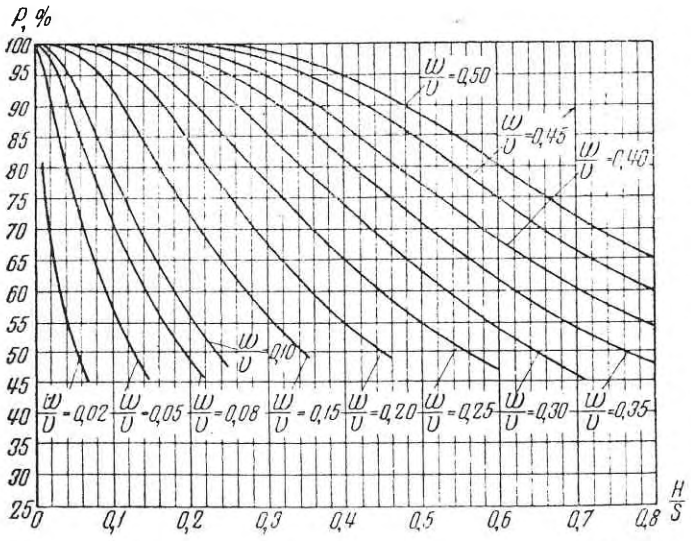
б) По гидрологическим данным устанавливают количество поступающих в отстойник наносов ρ_0 *кг/сек* крупностью выше d_{min}, с разбивкой на фракции $(\rho_1)_0$, $(\rho_2)_0$ . . . , $(\rho_к)_0$.

в) Для каждой из подлежащих осаждению фракций наносов по данным табл. 31—3 определяют гидравлическую крупность w. При этом если данные по фракциям даются в виде интервалов фракций, при опреде-

Таблица 31—3

Значения гидравлической крупности

d в *мм*	w в *см/сек*	d в *мм*	w в *см/сек*	d в *мм*	w в *см/сек*	d в *мм*	w в *см/сек*
0,05	0,173	0,50	5,40	0,95	9,06	3,00	19,25
0,10	0,692	0,55	5,94	1,00	9,44	3,25	20,10
0,15	1,560	0,60	6,48	1,25	11,50	3,50	20,85
0,20	2,160	0,65	7,02	1,50	12,56	3,75	21,55
0,25	2,700	0,70	7,32	1,75	13,92	4,00	22,25
0,30	3,240	0,75	7,70	2,00	15,29	4,25	22,95
0,35	3,780	0,80	8,07	2,25	16,62	4,50	23,65
0,40	4,320	0,85	8,40	2,50	17,65	4,75	24,30
0,45	4,860	0,90	8,75	2,75	18,50	5,00	24,90



Фиг. 31—14. График для определения $p=f\left(\frac{H}{S}\right)$

лении гидравлической крупности w принимают для каждой из фракций минимальное значение крупности.

г) Согласно табл. 31—2 назначают величину средней скорости потока и для каждой из фракций подсчитывают отношение $\frac{w}{v}$.

д) Для ряда значений отношения $\left(\frac{H_р}{S_р}\right)_k$ и для каждой подлежащей осаждению фракции определяют по графику $p=f\left(\frac{H}{S}\right)$ (фиг. 31—14) обеспеченность осаждения p путем интерполяции по кривым для ближайших значений $\frac{w}{v}$.

е) Для каждой из фракций подсчитывают количество наносов, оседающих при каждом из заданных отношений $\frac{H_р}{S_р}$, по формуле:

$$(p_i)_k = \frac{(p_i)_k}{100}[p_i]_0. \qquad (31-7)$$

ж) Для каждого заданного отношения $\frac{H_р}{S_р}$ подсчитывают суммарное количество оседающих наносов $\Sigma(p_i)_k$ и определяют общую обеспеченность по формуле:

$$p_k = \frac{100\,\Sigma\,(p_i)_k}{p_0}. \qquad (31-8)$$

з) По результатам подсчетов по формуле (31—8) строят график зависимости общей обеспеченности p от отношения $\frac{S_р}{H_р}$;

$$p = f\,\frac{(S_р)}{H_р},$$

который служит для выбора приемлемого процента обеспеченности[1].

Для выбранного p и связанного с ним отношения $\frac{S_р}{H_р}$ задаются рядом значений $H_р$, отвечающим каждый некоторым заданным значениям средней скорости v и расчетной глубины $H_р$, делают подсчет рабочей длины отстойника $S_р = \frac{(S_р)}{(H_р)} H_р$ и его рабочей ширины B по формуле (31—4) (подробнее см. [1]).

2. Расчет времени заиления аккумулирующего объема отстойника

Расчет заиления отстойника выполняют последовательно для ряда расчетных участков, на которые делится длина рабочей части камеры. Число участков берут в пределах 6—10 в зависимости от длины камеры. Длину каждого участка S_j отсчитывают от начала камеры и задают с последовательным возрастанием вплоть до последнего участка, равного длине рабочей части камеры.

Подсчет ведут в следующей последовательности.

а) По формуле

$$H_j = H_р + \frac{h_{ак} + i_0 S_j}{2} \qquad (31-9)$$

подсчитывается средняя за время заиления глубина в конце данного участка и вычисляется отношение $\left[\frac{H}{S}\right]_j$.

б) По формуле:

$$v_j = \frac{2Q}{(H_j + H_н)\,B}, \qquad (31-10)$$

где $H_н$ — средняя за время заиления глубина в начальном створе $H_н = H_р + 0{,}5h_{ак}$,

определяют среднюю скорость и, согласно табл. 31—3, гидравлическую крупность оседающих наносов.

Затем для каждой фракции определяют отношение $\left[\frac{w}{v}\right]_j$.

в) По формуле:

$$(i_0)_{ср} = \frac{(i_0)_т + i_0}{2} \qquad (31-11)$$

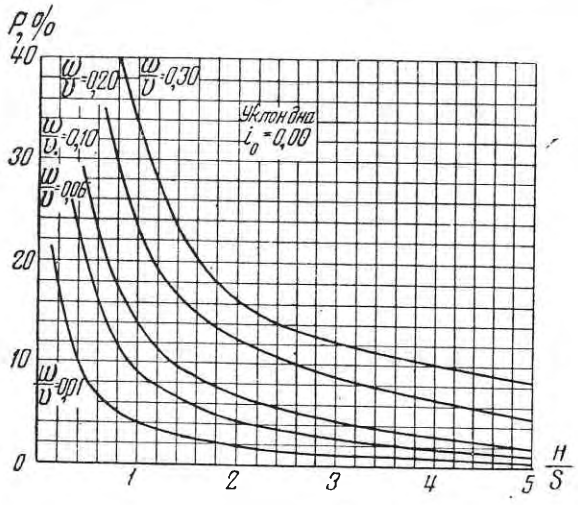
[где $(i_0)_т$ — уклон дна при заполнении наносами всего аккумулирующего объема, обычно $(i_0)_т = 0$] вычисляют средний уклон и для каждой из фракций по соответствующему графику (фиг. 31—15—31—24) определяют процент осаждения наносов $(pi)_j$.

г) Подсчитывается количество наносов, оседающих в единицу времени в пределах рассматриваемого участка по формуле:

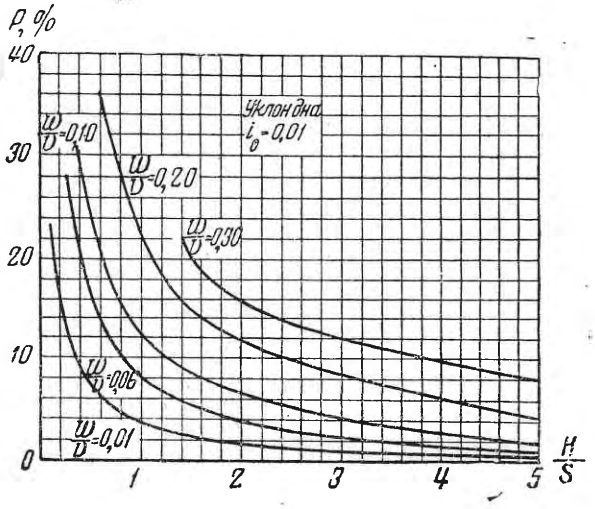
$$(p_i)_j = \frac{(p_i)_j}{100}(p_i)_0 \ кг/сек, \qquad (31-12)$$

где $(p_i)_0$ — количество наносов данной фракции, проходящих в единицу времени через начальный створ.

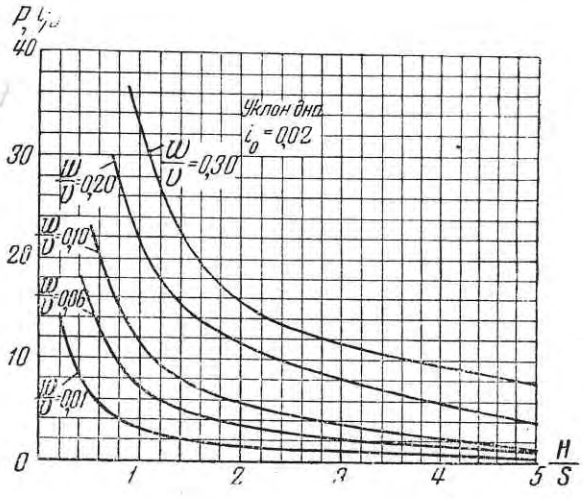
[1] Ординату p, соответствующую приемлемому значению процента обеспеченности, определяют точкой на кривой графика, начиная от которой кривая становится более пологой.



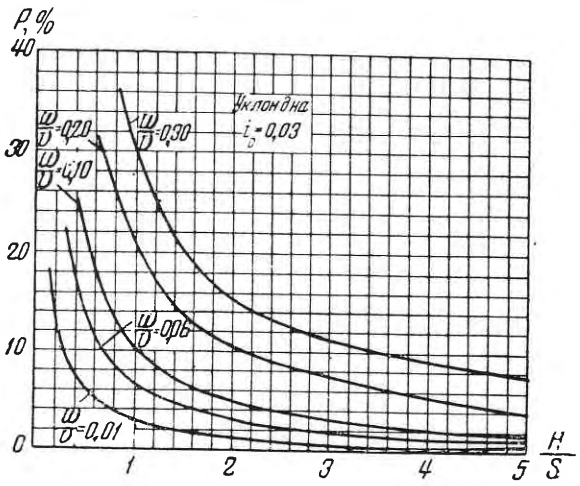
Фиг. 31—15



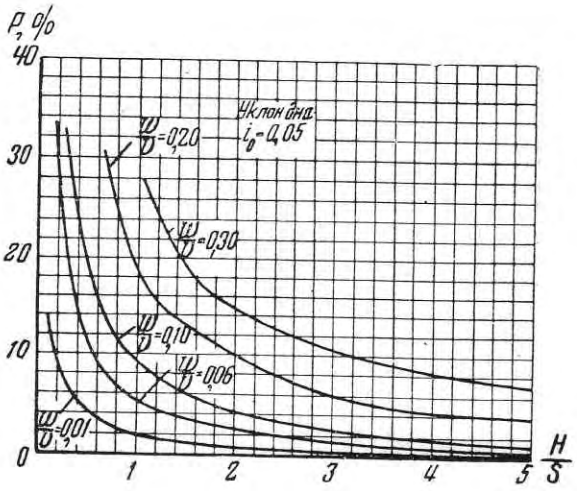
Фиг. 31—16



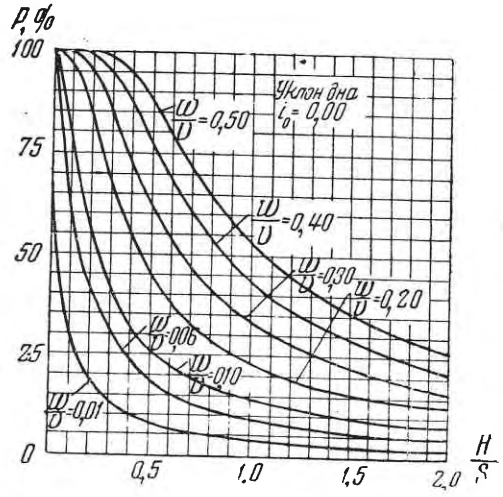
Фиг. 31—17



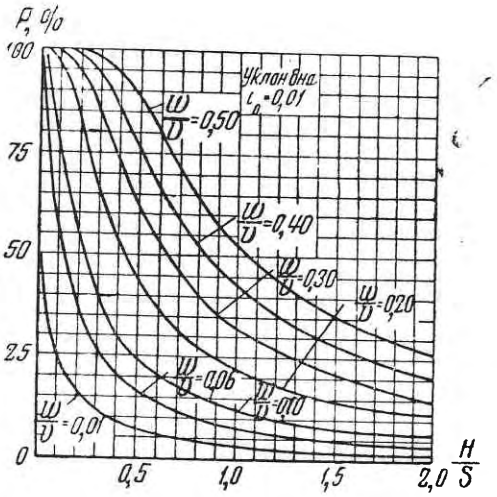
Фиг. 31—18



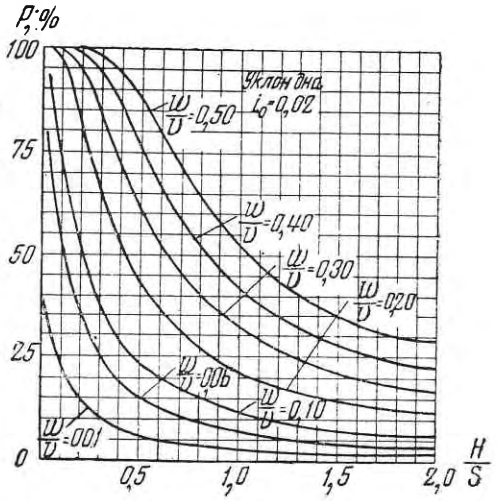
Фиг. 31—19



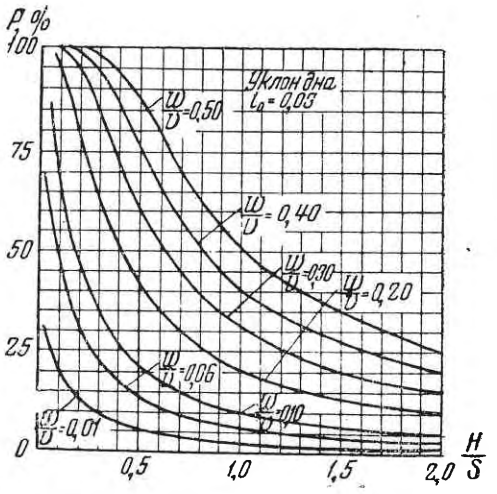
Фиг. 31—20



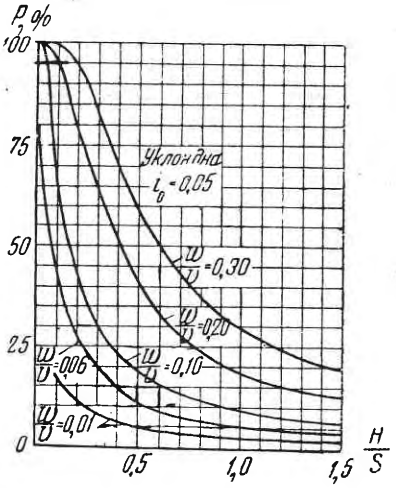
Фиг. 31—21



Фиг. 31—22



Фиг. 31—23



Фиг. 31—24

д) Определяют объем отложений в единицу времени в пределах рассматриваемого участка по формуле:

$$W_j = \frac{\Sigma (\rho_i)_j}{\gamma} \text{ л/сек}, \qquad (31—13)$$

где $\Sigma(\rho_i)_j$ — суммарное количество наносов всех фракций, выпадающих в пределах данного участка в единицу времени;

γ — объемный вес отложений наносов, который может быть принят равным 1,3—1,6 *кг/л*.

е) По формуле

$$V_j = B\left(h_{ак} + \frac{i_0 S_j}{2}\right) S_j \qquad (31—14)$$

подсчитывают аккумулирующий объем данного расчетного участка и определяют время его заиления по формуле

$$T_j = \frac{V_j}{W_j}. \qquad (31—15)$$

Таким путем получают ряд значений, характеризующих время заиления отдельных участков аккумулирующего объема отстойника.

Время заиления отстойника T, равное T_j, подсчитанному 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 том случае, если сроки окажутся слишком короткими, величину аккумулирующего объема увеличивают, а при чрезмерной их продолжительности — 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 сутки до 1 раза в неделю.

31—5. ПРОМЫВ НАНОСОВ И ПРОПУСК ШУГИ В ОТСТОЙНИКАХ

1. Промыв наносов в отстойниках периодического действия (фиг. 31—25)

Промыв многокамерных отстойников обычного типа осуществляется пуском воды из-под затвора входного порога в предварительно опорожненную камеру.

Искомые величины при расчете промыва отстойника: $v_{пр}$ — промывная скорость; $q_{пр}$ — удельный промывной расход (на 1 *м* рабочей ширины отстойника); $t_{пр}$ — время промыва.

Заданные величины при расчете: $S_р$ — рабочая длина отстойника; B — рабочая ширина; H — полная глубина; V — аккумулирующий объем отстойника; a_1 — высота отложений наносов в начале отстойника, равная высоте его аккумулирующего объема; γ — объемный вес отложений наносов, равный 1,3—1,6 *т/м*³; $(Q_{пр})_э$ — эксплуатационный промывной расход, а также данные, характеризующие состав отложившихся наносов по крупности.

Уклон дна камер отстойника определяют по формуле:

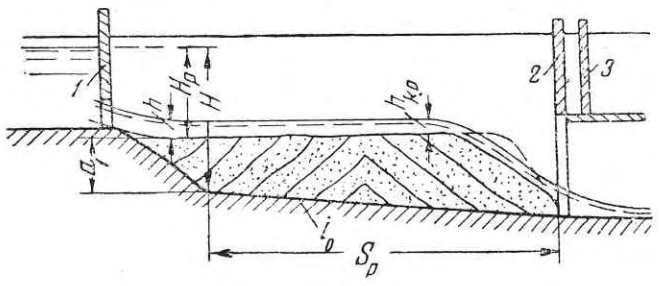
$$i_0 = \frac{v_{пр}^2}{c^2 R}, \qquad (31—16)$$

где c — коэффициент Шези и R — гидравлический радиус, которые относятся к средней глубине при промыве $h_{пр}$. Коэффициент шероховатости n в формуле (31—16) для c (см. гл. 2) принимают равным 0,0275, а R может быть принят равным средней глубине при промыве $h_{пр}$.

Промывную скорость определяют по формуле:

$$v_{пр} \geqslant w\left(\frac{h_{пр}}{d}\right)^{0,5}\sqrt[4]{p}, \qquad (31—17)$$

где d — диаметр частиц подлежащих промыву наносов, мельче которых в данной смеси содержится 75%;



Фиг. 31—25. Схема к расчету промыва наносов

1 — затвор входного порога; *2* — затвор промывных галерей; *3* — затвор выходного порога

w — их гидравлическая крупность, определяемая по данным табл. 31—3;

$h_{пр}$ — средняя глубина воды при промыве, принимаемая равной 10—30% от расчетной глубины отстойника;

p — содержание в процентах по весу в промывном потоке наносов, принимаемое в пределах от 2 до 8%, что примерно соответствует затрате от 75 до 20 *м*³ воды на удаление 1 *м*³ отложившихся наносов.

Удельный промывной расход назначают из условия:

$$q_{пр} \geqslant q = v_{пр} h_{пр}. \qquad (31—18)$$

Отношение $\frac{q_{пр}}{q}$ 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.

Время промыва отстойника определяется по формуле:

$$t_{пр} = \frac{100\,\gamma V}{p q_{пр} B}. \qquad (31—19)$$

Расчеты по определению $v_{пр}$, $q_{пр}$, $t_{пр}$ производятся в следующей последовательности.

а) Определяют скорость промыва $v_{пр}$ по формуле (31—17), причем величину ее назначают не менее 2—2,5 *м/сек*.

б) По принятому значению $h_{пр}$ и вычисленному значению $v_{пр}$ определяют удельный промывной расход по формуле (31—18).

в) Вычисляют время промыва по формуле (31—19). Если вычисленное время промыва $t_{пр}$ окажется больше 0,5 часа, следует повторить расчет, задавшись новым, бо́льшим, значением p в формуле (31—17). Истинное время промыва по причине неравномерности промыва и потерь времени на маневрирование затворами обычно на 50—100% больше вычисленного.

г) Определяют расчетный промывной расход отстойника $Q_{пр}$ по формуле:

$$Q_{пр} = q_{пр} B. \qquad (31—20)$$

Промывной расход одной камеры определяют по формуле:

$$(Q_{пр})_к = \frac{Q_{пр}}{N}, \qquad (31—21)$$

где N — число камер.

Количество камер N проверяют по наличию промывного расхода $(Q_{пр})_э$, имеющегося в распоряжении эксплуатационного штата, по формуле:

$$N > \frac{Q_{пр}}{(Q_{пр})_э}, \qquad (31—22)$$

где N — ближайшее к вычисленному целое число.

Расчет промывных галерей и коллектора. Промывную скорость в напорных галереях определяют по формуле

$$(v_{пр})_г^{5/4} = w\sqrt[6]{p}\sqrt[4]{\frac{4\,(Q_{пр})_г}{\pi d^2}}, \qquad (31—23)$$

где $(Q_{пр})_г$ — промывной расход галереи, равный промывному расходу одной камеры по формуле (31—21); остальные обозначения даны выше.

Скорость в безнапорных галереях определяют по формуле (31—17).

Площадь сечения гидросброса устанавливают по формуле:

$$\Omega = \frac{(Q_{пр})_г}{(v_{пр})_г}. \qquad (31—24)$$

Отметку уровня воды в начале промывных галерей определяют по формуле:

$$\nabla_г = \nabla_{ГНБ} + \zeta \frac{(v_{пр})_г^2}{2g}, \qquad (31—25)$$

где $\nabla_{ГНБ}$ — отметка горизонта воды в нижнем бьефе;

ζ — коэффициент гидравлического сопротивления промывных устройств, соответствующий $n = 0{,}0275$.

Примечание. Уровень воды в начале промывных галерей, определяемый по формуле (31—25), 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.

2. Промыв наносов в отстойниках непрерывного действия

При расчете сборно-промывной галереи отстойников с непрерывным промывом скорость предполагается постоянной, а расход тем самым переменным. Величину скорости определяют по формуле (31—23).

Изменение величины напора по длине галереи определяют по формуле:

$$H_l = H - (1 + \Sigma\zeta)\frac{(v_{пр})_г^2}{2g} - (v_{пр})_г^2 \int_0^l \frac{dl}{c^2 R'} \qquad (31—26)$$

где H — разность отметок верхнего бьефа и дна галереи;

$\Sigma\zeta$ — определяется условиями входа, наличием поворотов и других местных сопротивлений;

c — коэффициент Шези, соответствующий n=0,0275.

Расчет сборно-промывной галереи производят в следующем порядке.

а) Устанавливают величину скорости в галерее $(v_{пр})_г$, вычисляемую по формуле (31—23) при

$$p = p_0 \frac{Q + (Q_{пр})_г}{(Q_{пр})_г}, \qquad (31—27)$$

где p_0 — процент по весу оседающих в отстойнике наносов, который определяется в соответствии с выбранной по табл. 31—1 предельной крупностью наносов, подлежащих осаждению.

б) По формуле (31—24) определяют сечение галереи по ее длине L в предположении линейного изменения расхода:

$$Q_l = Q_0 + \frac{(Q_{пр})_г - Q_0}{L} l, \qquad (31—28)$$

где Q_0 — расход начального участка, принимаемый равным 20% от полного расхода галереи $(Q_{пр})_г$.

в) По формуле (31—26) вычисляют падение напора по длине галереи.

г) Определяют сечение приемных отверстий галереи по формуле:

$$\omega = \frac{(Q_{пр})_г}{n\varphi \sin\alpha \sqrt{2g(H - H_l)}}, \qquad (31—29)$$

где n — число отверстий;

α — угол наклона отверстий к горизонту.

Остальные обозначения даны выше.

Подробно о расчете промывных галерей непрерывного действия см. [I, § 81 и 82].

3. Пропуск шуги в отстойниках

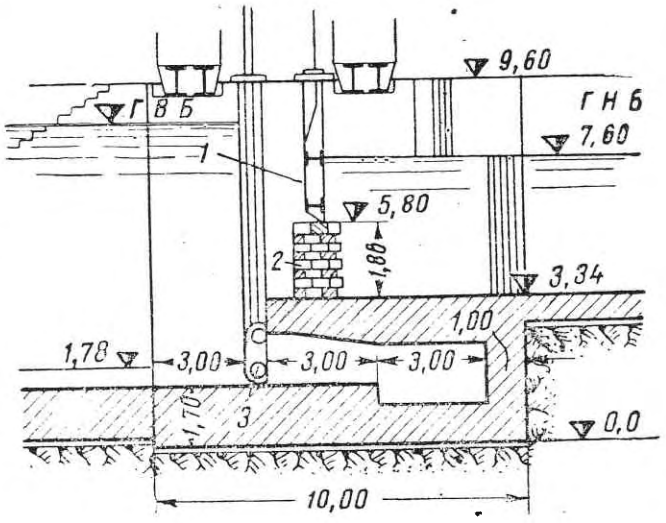
При проектировании отстойников их стремятся приспособить для шуготранзита, если пропуск шуги в канал предусмотрен в проекте водоприемника.

Приемы борьбы с шугой в водоприемнике и на подходных участках к водоприемнику изложены в п. 30—2 гл. 30 и сохраняют силу также для отстойников.

При однокамерных отстойниках шуговые расходы пропускают через специальные обводные каналы со скоростями, гарантирующими транспортирование шуги ($v \geqslant 0{,}7$ *м/сек*). При многокамерных отстойниках пропуск шуги производят через одну из камер (так называемую зимнюю).

Приспособляя отстойники для шуготранзита, распределительные решетки и аналогичные им конструкции выполняют съемными, поднимаемыми из воды на период шугоходов, а для увеличения скоростей в «зимних» камерах верхнюю часть профиля их выходного порога выполняют съемной, разбираемой на зиму (фиг. 31—26).

Кроме шуготранзита предусматривается как подсобный прием также возможность сброса шуги и льда малыми порциями через промывные устройства отстойника.



Фиг. 31—26. Разборный порог

1 — затвор поверхностный; *2* — разборный порог; *3* — донный затвор

При использовании отстойника для освобождения воды от шуги используют способность шуги всплывать вверх при малых скоростях течения ($v \leqslant 0{,}5$ *м/сек*) в камерах отстойника. После всплывания шуги закрывают затворы входного и выходного порогов и промывают камеру аналогично промывке от наносов. Необходимым условием применения этого мероприятия является возможность транспортирования шуги в нижнем бьефе во избежание образования затора шуги.

ЛИТЕРАТУРА

1. ВНИИГ, ТУ 24-110-48 „Отстойники гидроэлектрических станций, Технические условия и нормы проектирования" Госэнергоиздат, 1949.
2. Гришин М. М., Гидротехнические сооружения, часть II, Стройиздат, 1949.
3. Губин Ф. Ф., Гидроэлектрические станции, Госэнергоиздат, 1949.
4. Замарин Е. А. и Фандеев В. В., Гидротехнические сооружения, Сельхозгиз, 1954.
5. Соколов Д. Я., Отстойные бассейны для ирригации и гидростанций, Сельхозгиз, 1945.

ГЛАВА ТРИДЦАТЬ ВТОРАЯ

СУДОХОДНЫЕ ШЛЮЗЫ КАК ЭЛЕМЕНТ ГИДРОУЗЛОВ[1]

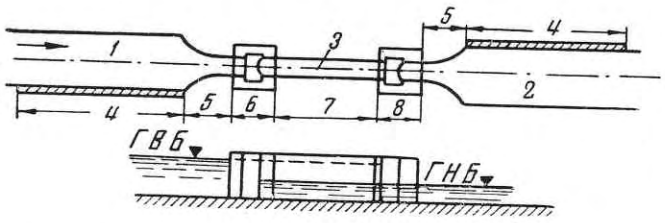
32—1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Судоходные шлюзы являются наиболее распространенным типом сооружений, имеющих целью пропуск судов или плотов из одного бьефа в другой. Значительно реже применяются судоподъемники.

1. Элементы шлюза

Судоходный шлюз состоит из одной или нескольких камер, каждая из которых ограничена сверху и снизу головами. В головах шлюзов размещаются шлюзовые ворота, поддерживающие в закрытом состоянии разность горизонтов между верхним или нижним бьефами и камерой либо между смежными камерами и убираемые при выравненных бьефах для пропуска судов в камеру или из камеры. В головах шлюзов располагаются также устройства для наполнения камер водой и их опорожнения. К верхней и нижней головам шлюза примыкают подходные каналы с направляющими палами. С одной стороны подходных каналов размещаются причальные устройства для швартовки судов, ожидающих шлюзования (фиг. 32—1).

Как камеры, так и головы шлюзов состоят обычно из боковых стен и днища, конструкции которых весьма разнообразны (см. п. 32—2). В стенах голов, а иногда в стенах или в днище камер устраиваются так называемые водопроводные галереи.



Фиг. 32—1. Схема шлюза с подходными каналами

1 — верхний подходный канал; *2* — нижний подходный канал *3* — камера шлюза; *4* — причальные стенки; *5* — направляющие палы *6* — верхняя голова; *7* — стены камеры; *8* — нижняя голова

[1] В данной главе рассматривается вопрос о шлюзах только как об элементе компоновки гидроузлов, поэтому приводятся лишь общие сведения о типах и конструкциях шлюзов и более подробные данные о габаритных размерах шлюзов и о требованиях к подходам к ним. Справочные данные, необходимые для выбора конструкций, а также для статического и гидравлического расчетов судоходных шлюзов как специальных сооружений, требуют значительно более подробного рассмотрения, не соответствующего общему профилю данного справочника, и поэтому здесь не помещены.

Головы шлюзов делятся на следующие части—входную, шкафную и упорные стены; отметку порога верхней головы часто поднимают выше отметки порога нижней головы путем устройства так называемой стенки падения, позволяющей уменьшить высоту верхних ворот (см. фиг. 32—8).

В отдельных случаях, когда для бесперебойности судоходства должен быть обеспечен пропуск судов в период строительства при неполном расчетном напоре на гидроузле и на шлюзе, порог шлюза первоначально устраивают на пониженной отметке, а затем наращивают до проектной отметки. В этом случае стенкой падения является низовая грань наращенного порога.

2. Процесс шлюзования

Переход судов или плотов из одного бьефа в другой через судоходный шлюз, или, иначе, шлюзование судов, происходит в нижеописанной последовательности.

При шлюзовании снизу вверх предварительно при обоих закрытых воротах происходит выравнивание горизонта воды в камере с горизонтом нижнего бьефа, для чего открываются водопроводные галереи, при помощи которых камера сообщается с нижним бьефом (водопроводные галереи, при помощи которых камера сообщается с верхним бьефом, при этом закрыты). После выравнивания горизонтов открываются нижние ворота и караван судов заводится в камеру. После этого нижние ворота и затворы водопроводных галерей, соединяющие камеру с нижним бьефом, закрываются. Открываются верхние водопроводные галереи, посредством которых происходит наполнение камеры водой. Вместе с уровнем воды в камере поднимаются и суда, находящиеся в ней; после выравнивания горизонта в камере с горизонтом в верхнем бьефе верхние ворота открываются и караван выводится в верхний бьеф, затем ворота и водопроводные галереи закрываются, и весь цикл может быть повторен.

Шлюзование с верхнего бьефа в нижний происходит аналогично. Если шлюзование судов с верхнего бьефа в нижний и обратно чередуется, шлюзование называется встречным, в противном случае — односторонним.

При каждом шлюзовании происходит слив воды из камеры в нижний бьеф. Объем воды, требующийся для заполнения камеры от отметки нижнего до отметки верхнего бьефа и сливаемый в нижний бьеф при каждом опорожнении камеры, называется сливной призмой и равен:

$$V_0 = \Omega H, \qquad (32-1)$$

где Ω — площадь шлюза между двумя воротами;
H — напор на шлюз (все размеры в *м*).

Фактически при шлюзовании судов вниз потери воды равны $V_0 - D$ (D — водоизмещение шлюзуемых судов), а при шлюзовании вверх $V_0 + D$. При встречном шлюзовании потери воды на два шлюзования равны полусумме указанных потерь.

Многокамерные шлюзы при одностороннем движении расходуют значительно меньше воды, чем однокамерные, так как объем сливной призмы уменьшается пропорционально числу камер и сливная призма из верхней камеры последовательно проходит через все камеры.

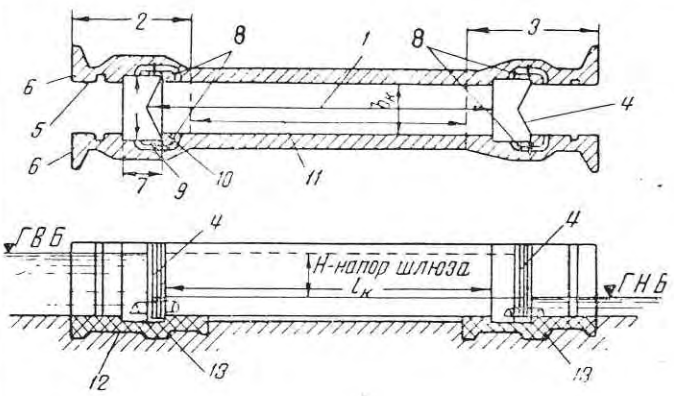
При встречном шлюзовании это преимущество пропадает, поэтому при одной нитке многокамерных шлюзов применяется часто серийное шлюзование, т. е. пропускается подряд несколько караванов в одном направлении, а затем подряд несколько караванов встречного направления. Наиболее удобно наличие двух ниток многокамерных шлюзов, специализированных по направлению. В парных (параллельных) шлюзах при синхронной работе обеих ниток возможно также уменьшение сливной призмы за счет пропуска воды из одной нитки в другую.

32—2. КЛАССИФИКАЦИЯ И ТИПЫ СУДОХОДНЫХ ШЛЮЗОВ

1. Число и расположение камер

а) Число камер. Шлюзы могут состоять из одной камеры с верхней и нижней головами (такие шлюзы называются однокамерными, фиг. 32—2) или из нескольких последовательно расположенных камер, разделенных промежуточными головами (такие шлюзы и называются многокамерными или многоступенчатыми). Выбор числа камер зависит от преодолеваемого напора, рельефа местности, геологических условий и эксплуатационных соображений, а также от характера грузов и направления грузопотоков.

В многокамерных шлюзах общий расчетный напор



Фиг. 32—2. Схема судоходного шлюза

1 — камера; *2* — верхняя голова; *3* — нижняя голова; *4* — ворота; *5* — входные стены; *6* — обратные стены (крылья); *7* — шкафные стены; *8* — водопроводные галереи; *9* — затвор водопроводной галереи; *10* — упорные стены; *11* — камерная стена; *12* — флютбет; *13* — король (порог)

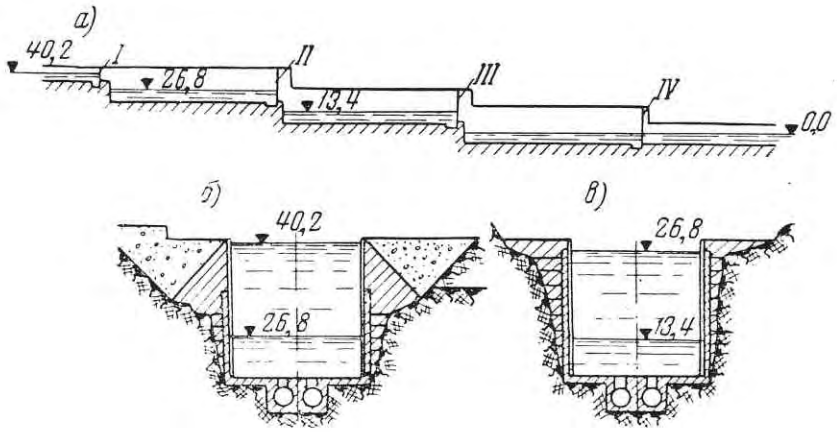
на шлюз делится поровну между отдельными камерами и размеры всех камер делаются одинаковыми.

В большинстве существующих многокамерных шлюзов число камер не превосходит трех (фиг. 32—3)*.

б) Число ниток. В том случае, когда по условиям пропускной способности одной линии или нитки шлюзов недостаточно, могут располагаться параллельно две нитки шлюзов или более. Такие шлюзы носят название параллельных.

Шлюзы в две нитки или более могут состоять каждая из одной или нескольких последовательно расположенных камер.

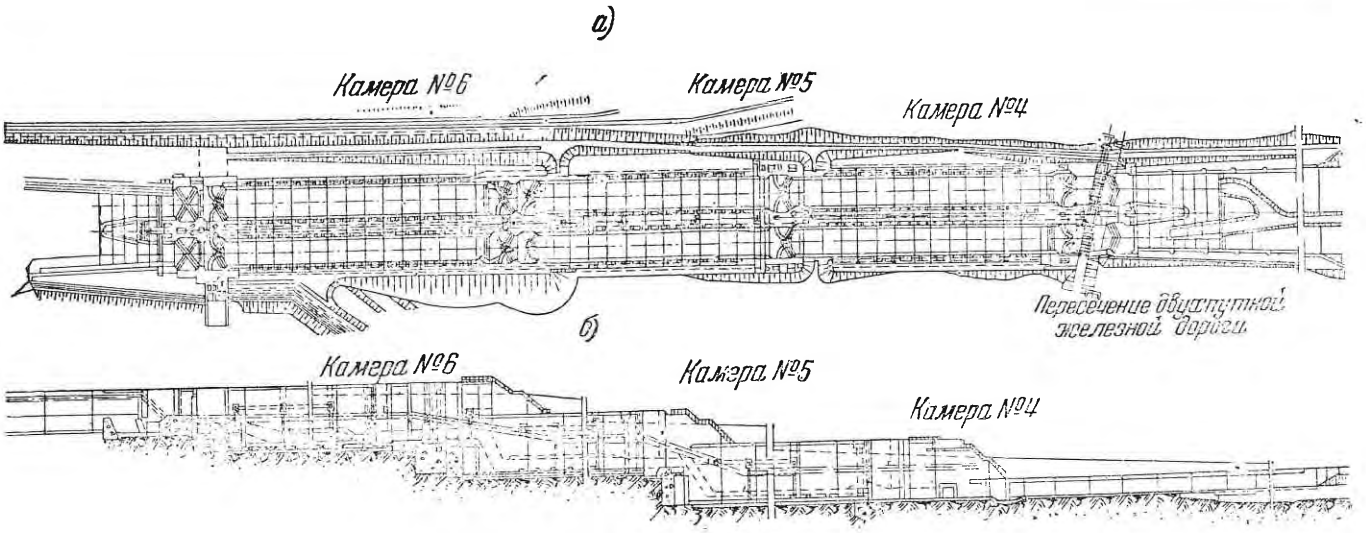
Размеры камер в двухниточных шлюзах могут быть одинаковыми (фиг. 32—4)—в этом случае обычно каждая нитка используется для пропуска судов в определенном направлении вверх или вниз — или различными— в этом случае по одной нитке пропускаются караваны судов или отдельные наиболее крупные суда, а по другой происходит движение отдельных, более мелких судов (фиг. 32—5).



Фиг. 32—3. Трехкамерный шлюз

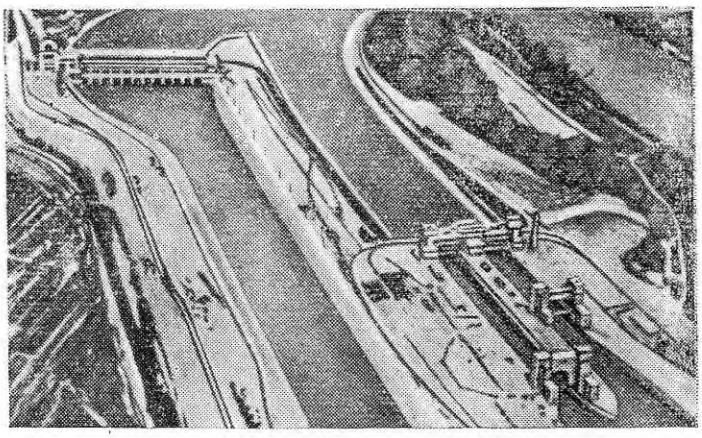
а — продольный разрез; *б* — разрез по первой камере; *в* — разрез по второй камере; *I* — верхняя голова шлюза; *II* и *III* — промежуточные головы шлюза; *IV* — нижняя голова шлюза

* В настоящее время на Молотовском гидроузле на р. Каме введен в эксплуатацию парный шестикамерный шлюз.



Фиг. 32—4. Многокамерный двухниточный шлюз

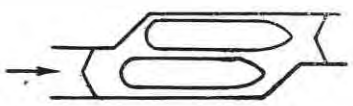
а — план; *б* — продольный разрез



Фиг. 32—5. Узел сооружений с большим и малым параллельными шлюзами

в) Форма камер. Камеры обычно имеют в плане форму прямоугольника и ширину, равную ширине отверстия ворот, однако в отдельных (довольно редких) случаях камере дается удвоенная ширина, а оси голов смещаются (фиг. 32—6).

Суда в камеру такого шлюза вводятся по очереди, что увеличивает время ввода судов, а следовательно, и весь период шлюзования; стоимость такого шлюза ввиду уменьшения длины стен меньше стоимости обычного шлюза, но пропускная способность ниже и условия эксплуатации хуже.



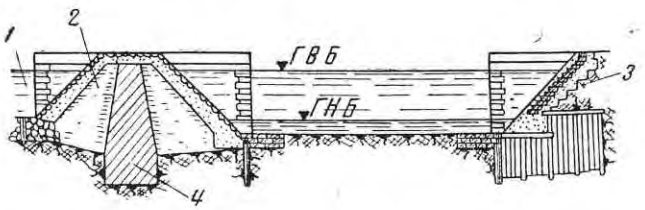
Фиг. 32—6. Схема шлюза со смещенными головами

2. Типы камер

а) Камеры с вертикальными стенками и камеры откосного типа. По типу камер судоходные шлюзы подразделяются на камеры с вертикальными стенками и камеры откосного типа. Преимуществом первого типа является минимально возможный размер сливной призмы, однако они требуют устройства камерных стен, способных выдержать как распор грунта с наружной стороны камеры, так и боковое давление воды из камеры. Откосные камеры имеют больший объем сливной призмы, но допускают применение в качестве стен камеры простых укрепленных земляных откосов. Во избежание посадки судов при шлюзовании на откосы обычно над откосами устраивают сквозные эстакады. Головы в шлюзах откосного типа устраиваются с вертикальными стенками. Схема шлюза откосного типа показана на фиг. 32—7.

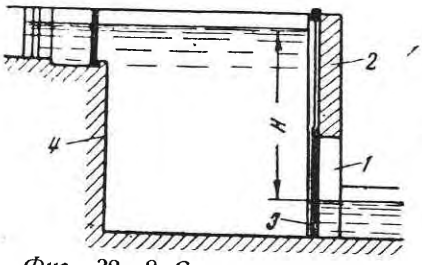
Откосный тип шлюза применяется в настоящее время сравнительно редко и лишь для шлюзов небольших напоров (1—3 *м*).

б) Камеры шахтного типа. К числу так называемых особых типов шлюзов обычно относятся шахтные шлю-



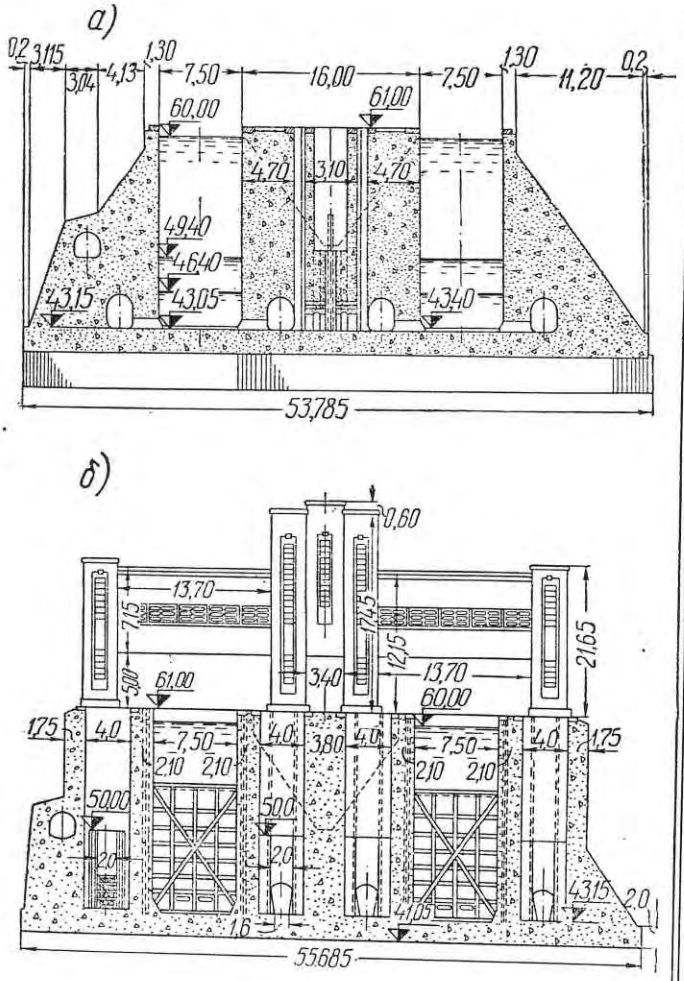
Фиг. 32—7. Поперечный разрез откосной камеры шлюза

1 — река; *2* — дамба; *3* — берег; *4* — глиняное ядро дамбы



Фиг. 32—8. Схема шахтного шлюза

1 — отверстие для прохода судов; *2* — забральная стенка; *3* — плоский затвор; *4* — стенка падения



Фиг. 32—9. Парный (в две нитки) шлюз

а — поперечный разрез по камерам; *б* — поперечный разрез по нижней голове (вид со стороны камеры)

зы, шлюзы со сберегательными бассейнами и шлюзы со средней головой. Шахтный тип камеры применяется при однокамерных шлюзах с большим напором и при относительно небольших габаритах судов.

В шлюзах этого типа (фиг. 32—8) камера ограничена стенками не только с боков и со стороны верхнего бьефа (стенкой падения), но и со стороны нижнего бьефа, где устраивается забральная стенка *2*. В нижней части стенки имеется отверстие *1*, перекрываемое затвором *3*, поднимающимся вверх. Преимуществом шахтного шлюза является уменьшение размера и веса нижних ворот, а недостатком — малая высота нижнего выходного отверстия из камеры.

Поперечный разрез шахтного парного шлюза приведен на фиг. 32—9.

в) Камеры шлюзов со сберегательными бассейнами. Для уменьшения расхода воды на шлюзование, что особенно важно для водораздельных участков шлюзованных каналов, не имеющих естественного питания, применяются шлюзы со сберегательными бассейнами. Схема такого шлюза показана на фиг. 32—10.

Рядом со шлюзной камерой устраивается несколько бассейнов, имеющих дно на различных отметках и соединенных с камерой водопроводными галереями, перекрываемыми затворами. При опорожнении камеры шлюза воду сливают не в нижний бьеф, а в сберегательные бассейны в определенной последовательности, начиная с верхнего бассейна. Только нижняя часть сливной призмы от отметки верха последней камеры до отметки горизонта нижнего бьефа сбрасывается в нижний бьеф. При наполнении камеры в нее постепенно сливают воду из сберегательных бассейнов, начиная с нижнего, и лишь верхняя часть камеры от отметки дна верхней камеры до отметки горизонта верхнего бьефа заполняется из верхнего бьефа.

Объем сбереженной воды может быть при этом определен по формуле:

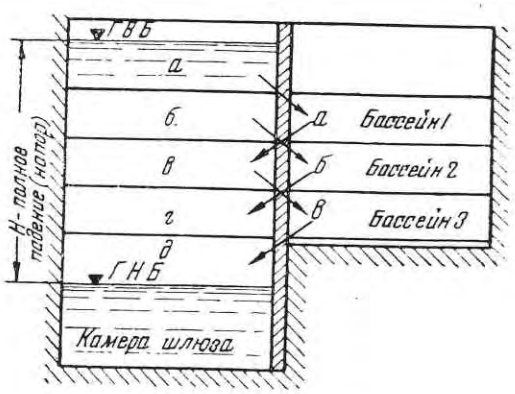
$$V_1 = \frac{k}{k+2} H\Omega, \qquad (32—2$$

где k — число бассейнов;

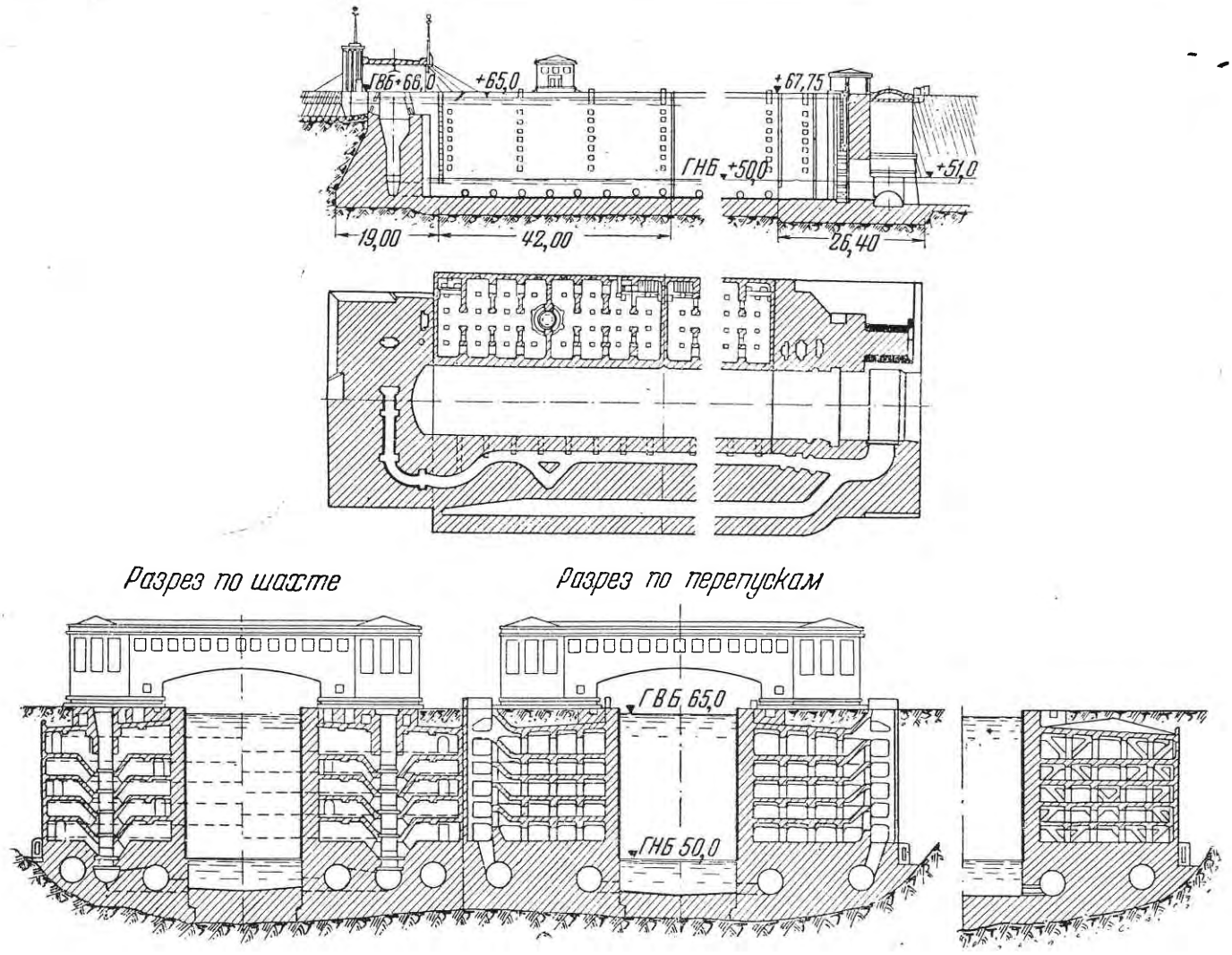
Ω — площадь бассейна, которая обычно принимается равной площади камеры.

Шлюзы со сберегательными бассейнами весьма сильно удорожают сооружение, требуют большого числа дополнительных затворов и удлиняют процесс шлюзования. Конструктивный чертеж шлюза со сберегательными бассейнами см. фиг. 32—11.

г) Камеры со средней головой. В шлюзах данного типа, помимо верхней и нижней голов, имеется еще средняя голова, которая делит камеру на две, обычно неравные, части. При шлюзовании караванов судов ворота средней головы открыты и используется полная длина камеры. При шлюзовании отдельных судов шлюз



Фиг. 32—10. Схема шлюза со сберегательными бассейнами



Фиг. 32—11. Шлюз со сберегательными бассейнами

работает лишь верхней или нижней частью с использованием ворот средней головы. Это позволяет снизить размер сливной призмы и ускорить процесс шлюзования. Наличие средней головы с высокими воротами увеличивает стоимость шлюза.

3. Способы питания водой и типы водопроводных устройств

Водопроводные устройства, служащие для наполнения и опорожнения шлюзных камер, являются одним из основных элементов шлюза, определяющих его конструктивные особенности и эксплуатационные условия. Водопроводные устройства, с одной стороны, должны облегчать наполнение и опорожнение камер в предельно сжатые сроки, с другой, — обеспечить спокойный гидравлический режим в камере, чтобы шлюзуемые суда не подвергались при наполнении камер водой резким толчкам и подвижкам, опасным как для судов, так и для ворот шлюза[1].

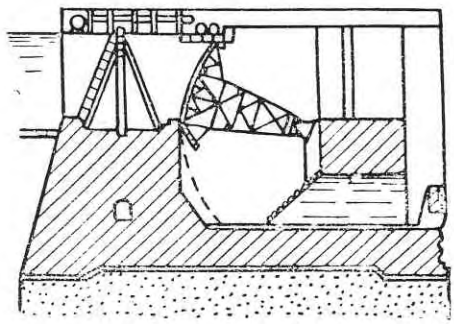
[1] Величину допускаемых натяжений на швартовые при наполнении и опорожнении камеры в долях от водоизмещения судна (от 1/400 до 1/1500) см. СН и П, ч. II. гл. II-Д. 2, § 14.

Водопроводные устройства в шлюзах по характеру поступления воды в камеру подразделяются на головные, при которых эти устройства полностью размещаются в головах, а поступление воды в камеру и сброс из камеры происходят лишь в пределах головы, и устройства продольные, в которых вода поступает в камеру по всей или по значительной части длины камеры. При этом забор воды из верхнего бьефа и сброс его в нижний бьеф могут совершаться либо непосредственно из подходных каналов к шлюзу, либо вне судового хода.

а) При головном питании возможны следующие его типы.

1. Питание через небольшие отверстия в воротах, так называемые клинкеты. Такое питание осуществляется обычно при небольших напорах на ворота, порядка 3—4 *м*. При этом клинкеты располагаются в нижней части ворот с таким расчетом, чтобы струя воды выходила под уровень нижнего бьефа. Поэтому клинкеты применяются обычно при отсутствии стенки падения.

2. Питание через щель, образующуюся между порогом и низом ворот в случае применения ворот в виде сегмента или плоского затвора, скользящего в верти-



Фиг. 32—12. Верхняя голова шлюза с наполнением из-под ворот

кальной плоскости при подъеме ворот вверх. К этому типу относятся устройства, примененные на верхних головах шлюзов канала имени Москвы (фиг. 32—12).

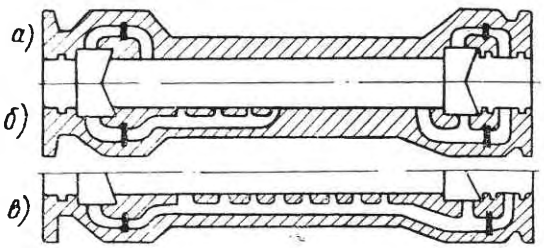
3. Питание путем перелива через опускающиеся ворота (плоские, секторные) применяется также для верхних голов шлюзов.

4. Питание через короткие водопроводные галереи в обход ворот применяется наиболее часто, особенно для нижних голов шлюзов. Выпуск воды в камеру производится либо через отверстия в двух боковых стенках головы (фиг. 32—13,*а*), а иногда и камеры (фиг. 32—13,*б*), либо в верхних и средних головах фронтально через стенку падения.

В последнем случае устраиваются специальные гасители энергии потока.

б) При продольном питании водопроводные галереи устраивают по всей длине камеры или по ее части, они имеют ряд выпусков, расположенных обычно на равных между собой расстояниях по длине камеры. При этом галереи можно располагать либо в боковых стенах шлюзных камер (редко в одной стене) (см. фиг. 32—13), либо в днище камеры (фиг. 32—14 и фиг. 32—3).

В обоих случаях продольные галереи обычно сообщаются как с верхним, так и с нижним бьефом, отключаясь затворами в головах камеры.

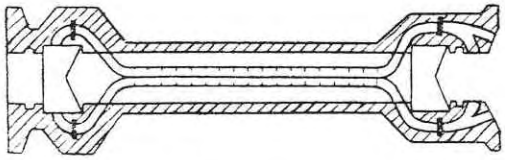


Фиг. 32—13. Схема водопроводных галерей шлюзов

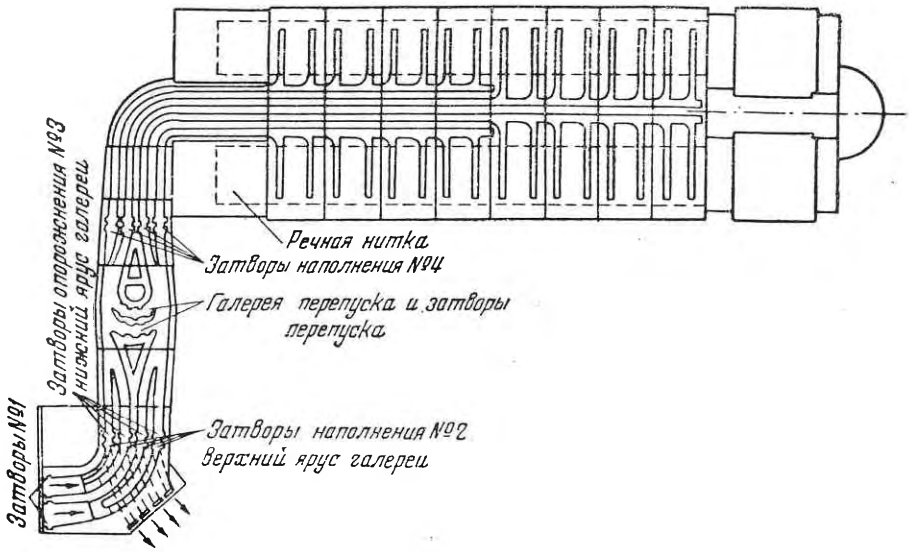
Выбор системы питания шлюзов с напором более 8,0 *м* и с отношением напора к глубине на короле более 3 и при длине камеры более 150 *м* должен быть произведен на основании технико-экономических сравнений головных и продольных систем питания. Для шлюзов с меньшими показателями рекомендуется головное питание.

в) При заборе воды непосредственно из судового хода и сбросе воды из камеры в нижний подходный канал ожидающие шлюзования караваны приходится располагать на некотором отдалении от ворот шлюза, что удлиняет время ввода и вывода каравана из шлюзов.

При устройстве водозабора и водосброса вне судового хода приходится устраивать для этого особые соо-



Фиг. 32—14. Схема шлюза с донными галереями



Фиг. 32—15. Схема водопроводных устройств парного шлюза с забором и сбросом воды вне судового хода

ружения, которые сообщаются с камерой шлюза при помощи специальных водоводов, иногда довольно значительной протяженности.

Водозабор и сброс воды вне судового хода обеспечивают спокойные условия отстоя судов, ожидающих шлюзования непосредственно у голов шлюза. Такой способ питания шлюзов особенно рекомендуется при шлюзах значительного напора.

На фиг. 32—15 дана схема водопроводных устройств парного шлюза, у которого водозаборные и водосбросные сооружения, расположенные вне судового хода и в пределах плотины.

4. Классификация по основному материалу

Судоходные шлюзы можно выполнять из различных материалов, они могут быть: а) из дерева с ряжевыми или стоечно-обшивными стенами; б) из каменной кладки или бетона; в) из армированного бетона; г) из железобетона; д) из металлического шпунта (с бетонными головами).

5. Классификация по основным конструктивным признакам

Конструктивные формы шлюзов весьма разнообразны; они зависят от габаритных размеров и напора на шлюз, грунтовых условий, способа питания шлюза и типа ворот, от основного материала шлюза.

Конструкция и размеры голов шлюзов зависят прежде всего от типов шлюзовых ворот. На фиг. 32—16 приведены основные схемы шлюзовых ворот.

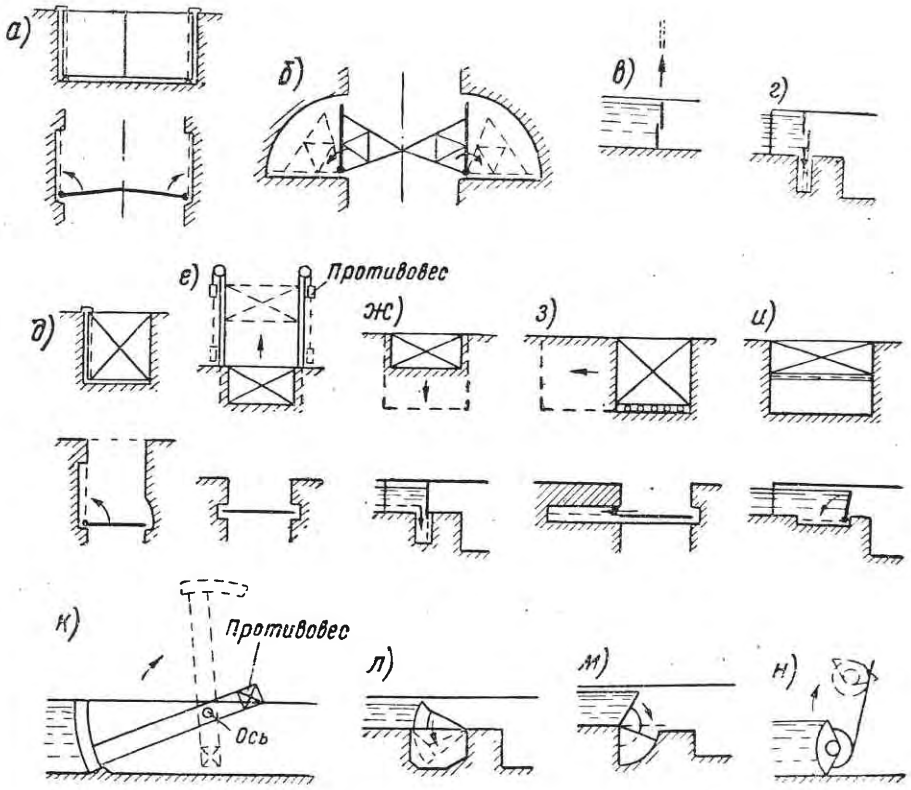
Наиболее часто, особенно для нижних голов, применяются головы с двустворчатыми воротами (фиг. 32—17). Для верхних голов часто применяются также ворота в виде сегментного затвора, спускающегося в нишу (фиг. 32—18).

Боковые стены и днище бетонных голов, как правило, представляют собой одно целое в виде жесткой полурамы. Это устраивают во избежание перекоса ворот при неравномерной осадке боковых стен.

Камеры шлюза разделяются на камеры с проницаемым фильтрующим днищем и с непроницаемым днищем.

Камера с проницаемым днищем (фиг. 32—19,*а, б, в*) устраивается при напорах не более 5—6 *м*.

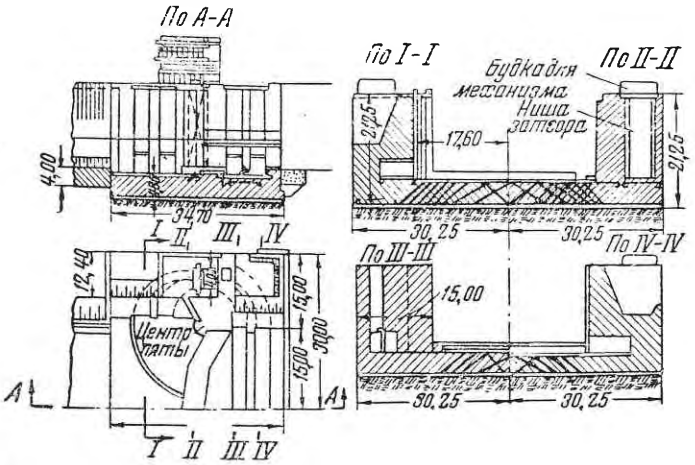
Непроницаемое днище представляет собой бетонную или железобетонную плиту, не объединенную с боковыми стенами (фиг. 32—19,*г, д, е*), или, чаще, конструкцию, которая представляет собой одно целое с боковыми стенами. Последние типы днища применяются обычно при относительно слабых грунтах основания. Тип, в котором обе стены вместе с днищем образуют жесткую полураму, называется доковым (фиг. 32—19,*ж*). Тип, у которого по середине днища имеется шов, уплотненный специальной шпонкой, и каждая часть днища объединена с прилегающей к ней стеной, называется свирским (фиг. 32—19,*з*). Конструктивный чер-



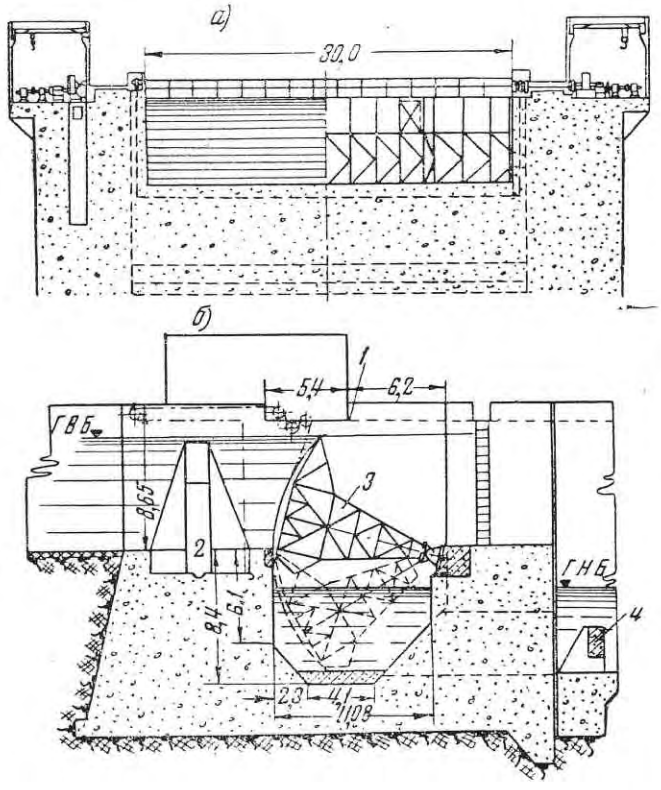
Фиг. 32—16. Схемы шлюзных ворот

Двухполотные: *а* — створчатые; *б* — веерные; *в* — сдвоенные подъемные; *г* — сдвоенные опускные; однополотные: *д* — плоские, с вертикальной осью вращения; *е* — плоские подъемные; *ж* — плоские опускные; *з* — плоские откатные; *и* — клапанные; *к* — сегментные подъемные; *л* — сегментные опускные; *м* — секторные; *н* — вальцовые

теж поперечного сечения камеры докового типа показан на фиг. 32—20. Показанные по бокам камеры траншеи, или «земляные ванны», имеют целью снизить распор грунта на стены камеры шлюза.

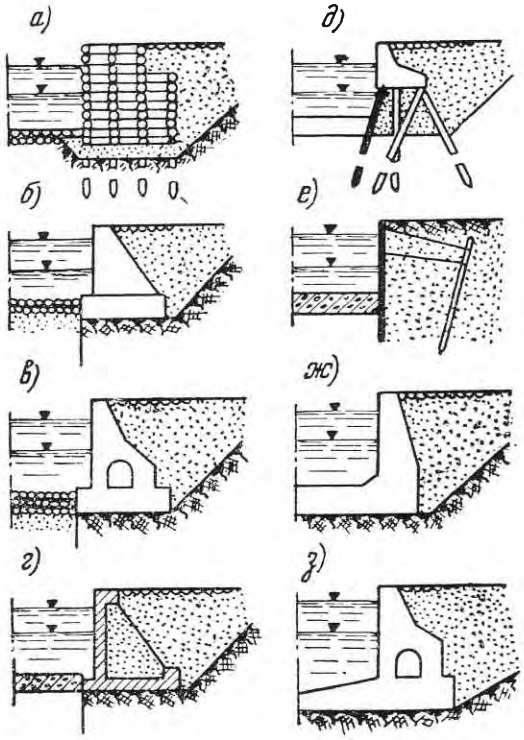


Фиг. 32—17. Нижняя голова шлюза



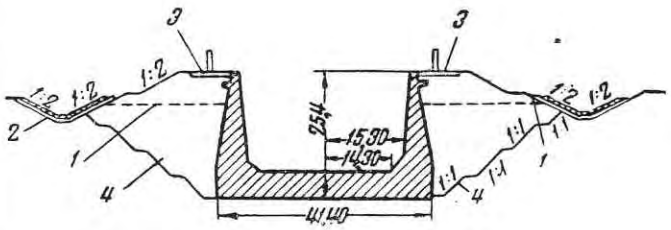
Фиг. 32—18. Сегментные опускные ворота верхней головы шлюза

а — разрезы по фасаду с верховой стороны (обшивка не показана); *б* — поперечный разрез; *1* — верх устоя; *2* — ниша для ремонтного заграждения; *3* — сегментные ворота (R=10 *м* до обшивки); 4 — гаситель



Фиг. 32—19. Типы камерных стен шлюзов

а — ряжевая; *б* — бетонная (или каменная на растворе); *в* — бетонная, с проходящей внутри водопроводной галереей; *г* — железобетонная (контрфорсная), с фундаментной плитой; *д* — армированного бетона на свайном ростверке; *е* — шпунтовая, анкерная (больверк); *ж* — из армированного бетона, докового типа; *з* — из армированного бетона, свирского типа



Фиг. 32—20. Поперечный разрез камеры шлюза докового типа

1 — поверхность земли; *2* — водосток; *3* — асфальт; *4* — котлован камеры шлюза

32—3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ ГАБАРИТОВ ШЛЮЗОВ

Шлюзы должны иметь размеры, соответствующие размерам судов или плотов, проходящих через них. Через шлюз могут проходить как отдельные суда, так и караваны, состоящие из нескольких судов. Состав каравана для каждого водного пути или отдельного его участка определяется на основании специальных технико-экономических расчетов. Желательно, чтобы выбранный караван судов мог проходить и через шлюзы, расположенные на данном участке водного пути. Однако в отдельных случаях допускается изменение (умень-

шение) состава каравана при пропуске через шлюз. Переформирование караванов производится на специальных переформировочных рейдах, расположенных в верхнем и нижнем бьефах.

По расчетному каравану устанавливаются полезные размеры шлюза — длина и ширина камеры и глубина на короле. Эти размеры должны допускать свободный ввод и вывод каравана из шлюза и его удобное размещение в камере при шлюзовании при любых эксплуатационных уровнях.

1. Полезная длина камеры

Полезная длина камеры исчисляется от верховой кромки шкафной части нижней головы до низовой кромки шкафной части верхней головы (см. фиг. 32—2), или до стенки падения, или до низовой грани гасителей энергии, если они расположены ниже верхней головы в камере. В некоторых случаях ниже верхней головы оставляют еще и так называемый успокоительный участок, в пределах которого суда в момент наполнения камеры не должны размещаться во избежание опасного воздействия потока.

Полезная длина камеры определяется по формуле:

$$l_к = L_{букс} + nL_{барж} + \Delta L\,(n+1), \qquad (32—3)$$

где $l_к$ — полезная длина камеры;

$L_{букс}$ — длина буксира (если он пропускается через шлюз вместе с караваном);

n — число барж в караване, устанавливаемых в продольном направлении;

$L_{барж}$ — расчетная длина баржи;

ΔL — расстояние между судами, которое (в зависимости от размера шлюза) выбирается в пределах от 2 до 5 *м*.

Длина шлюзных камер устанавливается для отдельных участков шлюзуемого водного пути во избежание переформирования караванов или плотов в пределах данного участка.

2. Ширина камеры (и ширина отверстия ворот)

Ширина камеры определяется по формуле:

$$b_к = (1{,}10 \div 1{,}15)\,\Sigma B, \qquad (32—4)$$

где ΣB — суммарная ширина судов каравана (если их устанавливается несколько по ширине шлюза).

Правилами технической эксплуатации речного транспорта СССР установлены следующие минимальные запасы по ширине шлюзов (с каждой стороны) ΔB.

Таблица 32—1

$b_к$ в *м*	ΔB в *м*
1—5	0,2
5—10	0,4
10—20	0,6
20—30	1,0

3. Полезная глубина на короле $h_к$

$h_к$ определяется от наинизшего судоходного горизонта в шлюзе:

$h_к = (1{,}2—1{,}4)\,T$, где T — расчетная осадка судна.

В настоящее время составленный проект ГОСТ на проектирование размеров судоходных шлюзов устанавливает следующие стандартные ширины шлюзов: $b_к$ = =30; 22,5; 18; 15; 11; 7,5; 5 *м*, а $h_к$=5,5 ÷1,5 *м*.

Правилами технической эксплуатации речного транспорта СССР установлены на порогах шлюзов следующие запасы ΔT под днищем (см. табл. 32—2).

Таблица 32—2

$h_к$ в *м*	ΔT в *м*	Примечание
<1,0	0,1	Для деревянных шлюзов
>1,0	0,15	
<2,5	0,3	Для каменных и бетонных шлюзов
>2,5	0,5	

4. Размеры верхней или нижней голов

Эти размеры выбирают в зависимости от основных габаритных размеров шлюза (ширины, глубины на короле, напора) и принятой системы шлюзных ворот и водопроводных устройств.

а) Для голов с двустворчатыми распорными воротами и обходными галереями для предварительных соображений можно принимать следующие размеры (по указаниям проф. Б. Ю. Калиновича, [3]) (фиг. 32—21).

Длина входной части $l_0 = (1/2 \div 1/3)\,H$, где H—напор на шлюз. Точнее—они устанавливаются в зависимости от типа ремонтно-аварийных заграждений головы и других специальных требований.

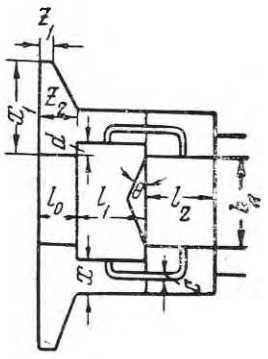
Длина шкафной части $l_1 = (1{,}1 \div 1{,}2)\dfrac{b_к + d}{2\cos\theta}$, где $b_к$ — ширина камеры; d — глубина шкафной части, $d \approx 0{,}1 b_к$; θ — угол ворот с нормалью к оси шлюза, θ = =20° ÷ 22°.

Длина упорной части $l_2 = H_1$, где H_1 — высота стены камеры до дна. Толщина шкафной части $x \approx 3c$, где c — ширина водопроводной галереи.

Длина крыла $x_1 \geqslant mH_1 + 1$ *м*, где m=1,5 ÷3,0.

Толщина крыла в его конце z_1=1,5 ÷2 *м*, а при сопряжении со стеной z_2=0,5H.

б) Габаритные размеры голов с сегментным опускающимся в нишу затвором, заполнение которого производится через щель между затвором и порогом, определяются величиной напора на щит, шири-



Фиг. 32—21. Схема головы шлюза с двустворчатыми воротами

ной шлюза и системой ремонтно-аварийных затворов.

Радиус сегментного затвора (см. фиг. 32—18) принимается $R=1{,}5\,H_2$, где H_2 — напор на затвор; длина входной части составляет $(1{,}2 \div 1{,}5)H_2$, упорной части — порядка $(1{,}1 \div 1{,}2)H_2$. Так, на шлюзах канала имени Москвы длина входной части составляет от 8,3 до 10,8 *м*, длина ниши — от 9 до 12 *м*, длина упорной части — от 8,35 до 10, 12 *м* при напоре H_2 на затворы от 5,8 до 8,1 *м*.

В поперечном направлении глубина ниши для сегментных ворот составляет около 0,03 ширины камеры, но не менее 0,5—0,7 *м*.

5. Внешние габаритные размеры шлюза

Эти размеры принимают, исходя из ширины шлюзных стен и боковых стен голов, определяемых статическим расчетом, исходя из конструктивной схемы шлюза.

32—4. ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТЬ ШЛЮЗОВАНИЯ И ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ ШЛЮЗОВ

Пропуск судов через шлюз возможен односторонний, когда через данный шлюз производится последовательный пропуск нескольких караванов в одном направлении, и встречный, когда через шлюз попеременно пропускаются караваны то вверх, то вниз.

1. Продолжительность шлюзования

а) При одностороннем шлюзовании время его, т. е. продолжительность одного цикла работы одноступенчатого шлюза, определяется формулой:

$$T_1 = 4t_1 + t_2 + 2t_3 + t_4, \qquad (32—5)$$

где T_1 — продолжительность цикла (шлюзования) при одностороннем движении;

t_1 — продолжительность открытия или закрытия ворот;

t_2 — продолжительность ввода каравана в камеру;

t_3 — продолжительность наполнения или опорожнения камеры;

t_4 — продолжительность вывода каравана из камеры.

б) При встречном шлюзовании длительность цикла

$$T_2 = 4t_1 + 2t_2' + 2t_3 + 2t_4', \qquad (32—6)$$

где t_2' — продолжительность ввода;

t_4' — продолжительность вывода каравана при встречном шлюзовании.

При этом за один цикл работы шлюза происходят два шлюзования, так как один караван проходит вниз, а другой вверх.

в) Продолжительность шлюзования (одностороннего) для многоступенчатого (многокамерного) шлюза определится по формуле:

$$T_n = 2\,(n+1)\,t_1 + t_2 + (n-1)\,t_5 + t_4 + 2t_3 + (n-2)\,t_6, \qquad (32—7)$$

где n — число камер (ступеней) шлюза;

t_5 — продолжительность перевода каравана из одной камеры в соседнюю;

t_6 — продолжительность наполнения или опорожнения промежуточных камер.

Остальные обозначения прежние, т. е.:

t_2 — продолжительность ввода в крайнюю камеру;

t_4 — продолжительность вывода из крайней камеры;

t_3 — продолжительность наполнения или опорожнения крайних камер.

Следует отметить, что при одностороннем шлюзовании в шлюзе могут одновременно шлюзоваться в одном направлении несколько караванов (через камеру), поэтому период между вводом в шлюз первого и следующего за ним каравана будет такой же, как и при однокамерном шлюзе T_1 (см. выше). Совсем другое положение будет при встречном шлюзовании, когда период полного цикла (два шлюзования) будет $2\,T_n$.

г) Определение отдельных элементов продолжительности шлюзования. 1) Продолжительность открытия и закрытия ворот t_1 зависит от размеров и конструкций ворот, мощности механизмов их и колеблется в пределах от 1 до 2 мин.

2) Продолжительность ввода в камеру $t_2 = \dfrac{l_1}{v_1}$, где l_1 — среднее расстояние, которое должен пройти караван при вводе в шлюз, равное $\alpha\, l_к$, где $l_к$ — длина камеры, v_1 — скорость ввода при буксирной тяге.

3) Продолжительность вывода из камеры $t_4 = \dfrac{l}{v_2}$ где v_2 — скорость вывода; значения α и v могут быть определены приближенно по следующим данным [9].

Таблица 32—3

Значения коэффициента α

Характер движения судов и питания шлюзов	По длине каравана—одно судно		По длине каравана—два судна	
	ввод	вывод	ввод	вывод
Двустороннее движение через шлюз	3,0	3,0	2,5	2,5
Одностороннее движение через шлюз с питанием из подходных каналов .	1,5	1,1	1,5	1,1
То же, с питанием из бьефа	1,3	1,1	1,3	1,1

Таблица 32—4

Скорость v в *м/сек* (при буксирной тяге)

Характер движения	Средние скорости	
	при вводе v_1	при выводе v_2
Двустороннее	0,4—0,6	0,5—0,8
Одностороннее	0,4—0,6	0,6—1,0

При электровозной тяге судов эта скорость может быть увеличена на 30—50%.

4) Продолжительность наполнения и опорожнения шлюза t_3 определяют гидравлическим расчетом, исходя из напора, размера сливной призмы, сечения галереи и режима открытия затворов. Приближенное значение t_3 (при предположении внезапного открытия затворов и пренебрежении силами инерции) будет: для однокамерного шлюза или крайних камер многокамерного шлюза при вертикальных стенках камеры

$$t_3 = \frac{2\Omega\sqrt{H}}{\mu\omega\sqrt{2g}} \text{ сек.}; \qquad (32—8)$$

для наполнения и опорожнения промежуточных камер многокамерного шлюза

$$t_6 = \frac{\Omega\sqrt{H}}{\mu\omega\sqrt{2g}} \text{ сек.}; \qquad (32—9)$$

где Ω — площадь камеры;
ω — сечение галереи;
H — напор на камеру;
μ — коэффициент расхода системы:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\Sigma\xi}} \approx 0{,}6 \div 0{,}7 \qquad (32—10)$$

в зависимости от длины водопроводных галерей и величины гидравлических сопротивлений.

При учете времени открытия затворов, полагая, что увеличение отверстия галереи происходит с постоянной скоростью, для однокамерного шлюза можно с известным приближением принимать

$$t_3 = \frac{2\Omega\sqrt{H}}{\mu\omega\sqrt{2g}} + \frac{\tau}{2}, \qquad (32—11)$$

где τ — время полного открытия затвора:

$$\tau = \frac{4\Omega\left(\sqrt{H} - \sqrt{H_3}\right)}{\mu\omega\sqrt{2g}}; \qquad (32—12)$$

H_3 — напор в момент полного открытия затвора.

Для многокамерного шлюза соответственно

$$t_6 = \frac{\Omega\sqrt{H}}{\mu\omega\sqrt{2g}} + \frac{\tau}{2}, \qquad (32—13)$$

$$\tau = \frac{2\Omega\left(\sqrt{H} - \sqrt{H_3}\right)}{\mu\omega\sqrt{2g}}; \qquad (32—14)$$

H_3 — можно определять, исходя из допустимой максимальной скорости выхода струи в камеру v_0:

$$H_3 = \frac{v_0^2}{2g\mu^2} \qquad (32—15)$$

или, более правильно, исходя из условий отстоя судов в камере [8].

Более точный расчет (см. [6] и [8]) может давать довольно сильное отклонение от указанных значений

2. Пропускная способность шлюза

Эта величина обычно определяется в тоннах за период навигации; она должна соответствовать проектному грузообороту шлюзуемого участка реки.

Пропускная способность шлюза зависит от числа шлюзований в сутки и количества грузов, перевозимых на одном караване.

а) Теоретическая пропускная способность. Теоретическое число шлюзований в сутки

$$n = \frac{1\,440}{T},$$

где T — продолжительность шлюзования в минутах.

Теоретическая пропускная способность шлюза в навигацию

$$P_{\text{теор}} = nNmG, \qquad (32—16)$$

где N — длительность навигации в сутках;
m — число одновременно шлюзуемых грузовых судов;
G — средняя грузоподъемность судна.

б) Практическая пропускная способность шлюза значительно меньше. Прежде всего необходимо учитывать, что часть шлюзований используется для пропуска пассажирских и служебных судов, что грузоподъемность грузовых судов не используется полностью и что некоторое количество часов в сутки требуется для осмотра и ремонта механизмов шлюза.

Наконец, грузооборот в течение навигации не является равномерным как по отдельным месяцам, так и по отдельным суткам.

Введя указанные поправки, получаем практическую пропускную способность шлюза, равную:

$$P_{\text{пр}} = (n - n_0)\frac{Nmg\alpha}{\beta_1\beta_2}\cdot\frac{\tau}{24}; \qquad (32—17)$$

где n_0 — число шлюзований в сутки негрузовых судов;
α — средний коэффициент использования грузоподъемности судов ($\alpha < 1$), обычное значение которого 0,7—0,8;
τ — число часов работы шлюза в сутки, равное 20—21 час;

$$\beta_1 = \frac{\text{максимальный грузооборот в месяц}}{\text{среднемесячный грузооборот}} > 1$$

$$\beta_2 = \frac{\text{максимальный грузооборот в сутки}}{\text{среднесуточный грузооборот}} > 1$$

Значение коэффициентов β_1 и β_2 устанавливаются по плановому графику грузооборота.

При исчислении пропускной способности шлюза и числа шлюзований в сутки принимается время T между вводом в шлюз двух последовательных караванов. Для одноступенчатых шлюзов это время совпадает с временем T_1 и T_2, исчисленным выше [см. формулы (32—5) и (32—6)], и зависит от того, совершается ли шлюзование одностороннее или встречное.

Для многоступенчатых шлюзов это время при одностороннем шлюзовании остается равным времени T_1,

так как в многоступенчатом шлюзе может одновременно шлюзоваться в одном направлении несколько судов.

При встречном шлюзовании в многоступенчатом шлюзе время T, вводимое в формулу пропускной способности, должно приниматься равным $T_п$ [см. формулу (32—7)], что резко снижает пропускную способность многоступенчатого шлюза. Поэтому многоступенчатые шлюзы во избежание снижения их пропускной способности, если это оправдывается грузооборотом, следует выполнять в две нитки, что обеспечивает при специализации ниток по направлению возможность одностороннего шлюзования.

В случае одной нитки многоступенчатого шлюза для увеличения пропускной способности применяется серийное шлюзование, заключающееся в том, что сначала через шлюз пропускается в одном направлении ряд караванов, а подходящие с противоположного направления караваны накапливаются в соответствующем бьефе перед шлюзом, а затем происходит перемена направления и шлюзуются караваны встречного направления.

В этом случае число шлюзований в сутки будет

$$n = \frac{1\,440}{T_с}, \qquad (32—18)$$

где $T_с = (k-1)T_1 + T_п$ — длительность одной серии при числе караванов в одной серии k.

Серийное шлюзование судов, увеличивая пропускную способность шлюза, связано с задержкой судов перед шлюзом в ожидании шлюзования, а следовательно, увеличивает время оборота судов и потребность во флоте, а также требует наличия достаточных акваторий для стоянки ожидающих шлюзования караванов.

32—5. РАЗМЕЩЕНИЕ СУДОХОДНЫХ ШЛЮЗОВ В ГИДРОУЗЛЕ

Размещение судоходного шлюза в узле гидротехнических сооружений существенно влияет на компоновку всего гидроузла.

1. Требования по расположению шлюзов в плане

Требования, которым должно удовлетворять расположение шлюзов в плане, следующие.

а) Расположение шлюзов и подходов к ним в плане должно обеспечивать условия безопасного и удобного: входа судов, возов и плотов в шлюз; выхода их из шлюза и разминования перед шлюзом со встречными судами и возами; ввода судов из реки, подпертого бьефа или водохранилища в подходные к шлюзам каналы; движения по ним и выхода из них соответственно в реку, подпертый бьеф или водохранилище. Требования эти должны соблюдаться при любых расчетных расходах в реке, при которых происходит судоходство.

Шлюзы и связанные с ними подходные сооружения должны располагаться в плане с учетом возможных переформирований русла реки в этом районе.

б) В непосредственной близости от шлюза в обоих бьефах должны быть предусмотрены акватории для удобного размещения соответствующего числа ожидающих шлюзования и переформируемых караванов судов и плотов. Акватории должны обеспечивать безопасность отстоя и возможность учалки судов и плотов.

2. Устройство подходов к шлюзам

Шлюз и примыкающие к нему участки подходных каналов располагаются на одной прямой; ориентировочно длина этой прямой для одноступенчатых шлюзов может быть определена по формуле $l_п = 3{,}5\,l_к$ (где $l_к$ — длина камеры), а для многоступенчатых—по формуле $l_п = 1{,}15\ (n+2)l_к$ (где n — число камер).

Достаточная для разминования встречных караванов ширина на уровне осадки судов подходных каналов должна быть равна:

$$b_к = 2{,}6\,B_{кар} + \left(1 + \frac{3L}{R}\right)\frac{L^2}{4R}, \qquad (32—19)$$

где $b_к$ — ширина подходного канала;
L — расчетная длина максимального судна;
R — радиус кривых, по которым движутся суда при разминовании $R \geqslant 3L$.

Необходимо ограждение подходных к шлюзам каналов от волны и течения в водохранилище или в реке; ориентировочно длина ограждающих дамб должна быть не менее $1{,}3\ l_к$.

Длина причальной линии на подходах, служащей для отстоя ожидающих шлюзования судов, должна быть равна:

$$l_{прич} = 2L_{кар}. \qquad (32—20)$$

Очертание направляющих сооружений и переходных участков подходных каналов от полного их сечения к суженному сечению у шлюза должно быть плавным, исключающим возможность опасных для сохранности судов прямых ударов их о конструкции шлюза и обеспечивающим судно от посадки его на откос при разминовании.

Сопряжение оси подходных каналов с судовым ходом в реке должно производиться кривой радиусом не менее $5L$, чтобы угол между осью судового хода и направлением течения в реке был не больше 15° и подходные каналы по возможности примыкали к реке у вогнутого (прижимного) берега.

При выходе канала в бьефе значительной ширины (до 3 *км*) расстояние между оголовками дамб должно приниматься $b_в = (2 \div 3)b_к$, где $b_к$—ширина подходного канала на уровне осадки судов.

При расположении шлюза в русле реки в составе гидроузла, в число сооружений которого входит водосливная плотина или гидроэлектростанция, подходные каналы к шлюзу следует располагать так, чтобы сбросы воды через плотину или ГЭС не создавали затруднений для входа судов в канал и для выхода из него.

Глубина на низовом подходе (а при шлюзах со стенками падения и на верховом подходе) должна быть не меньше глубины на короле шлюза.

3. Пересечение шлюза дорогами

Мостовой переход через шлюз следует устраивать с соблюдением установленных подмостовых габаритов (см. НСП 103-52*).

С этой точки зрения предпочтительно пересечение мостов по нижней голове шлюза или по низовому подходу к шлюзу, так как отсчет потребного возвышения

*Нормы проектирования подмостовых габаритов на судоходных и сплавных реках и основные требования к расположению мостов (НСП 103-52), 1952.

низа пролетного строения в этом случае будет производиться от уровня нижнего бьефа.

Примечание. Возвышение низа мостового строения над расчетным горизонтом принимается для рек:

внекатегорийных при глубине в межень более	2 *м*	13,5 *м*
I категории при глубине в межень более	2—1,5 „	12,5 „
II категории при глубине в межень более	1,5—1 „	10,0 „
III категории при глубине в межень более	1—0,7 „	10,0 „
IV категории при глубине в межень менее	0,7 „	7,0 „

Иногда дорога может быть пропущена тоннелем под шлюзом, по поворотному мосту или по мосту с подходной эстакадой.

4. Схемы расположения шлюза по отношению к водосливной плотине и ГЭС

а) Шлюз находится в реке и вынесен в сторону верхнего бьефа (фиг. 32—22,*а*);

б) шлюз находится в реке и вынесен в сторону нижнего бьефа (фиг. 32—22,*б*);

в) шлюз находится вне русла в обходном канале (фиг. 32—23).

Каждое из указанных расположений имеет свои преимущества и недостатки и выбор зависит от местных условий.

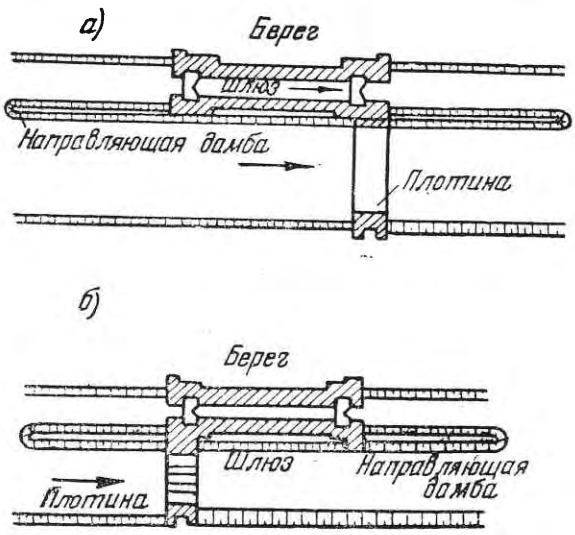
а) При расположении в русле шлюз устраивают обычно у одного из берегов таким образом, чтобы водосливная часть плотины примыкала к нему лишь с одной стороны.

Расположение шлюза в самой реке возможно в том случае, когда ее ширина достаточна для размещения водослива плотины и ГЭС (если последняя входит в состав узла). При таком расположении выемки на подходах к шлюзу обычно наименьшие, однако шлюз должен сооружаться в перемычках, так же как плотина, что значительно увеличивает размеры ограждаемой перемычками площади и связано с удорожанием строительства.

В то же время при расположении шлюза в русле реки для обеспечения условий спокойного подхода судов к шлюзу приходится как в верхнем, так и нижнем бьефах сооружать длинные дамбы для ограждения подходного канала.

При выдвижении шлюза в верхний бьеф длина подходных дамб в верхнем бьефе сокращается; она может лишь немного превосходить длину камеры; это дает существенную экономию, так как высота дамбы в верхнем бьефе получается значительной.

Вторым преимуществом этого расположения является более удобное пересечение шлюза мостом (по нижней голове) без нарушения прямолинейного расположения проезда, проходящего по плотине.



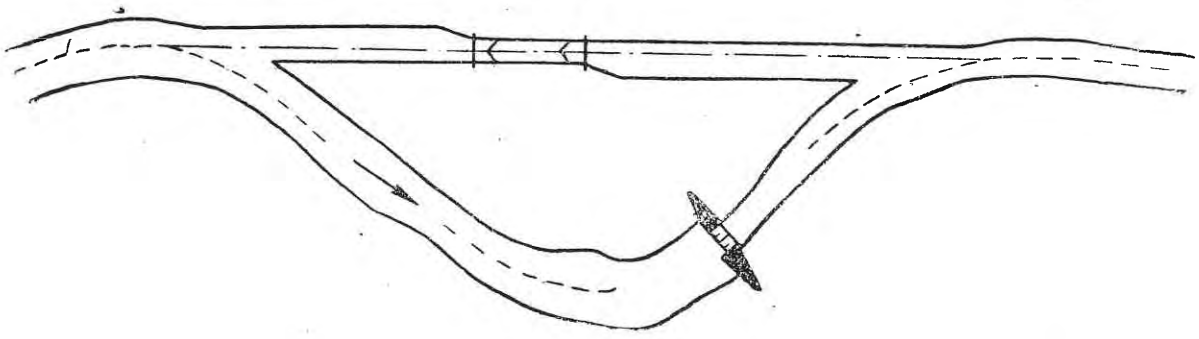
Фиг. 32—22. Схемы расположения шлюза

Недостатком первой схемы является необходимость длинной раздельной дамбы в нижнем бьефе для предохранения низового подхода к шлюзу от скоростей потока, сбрасываемого через водослив или проходящего через ГЭС. Дамба требует значительного крепления со стороны реки.

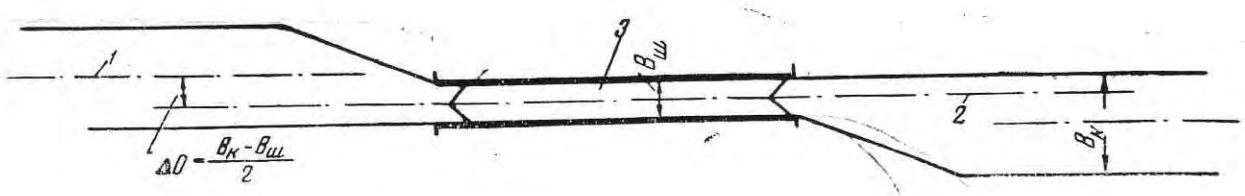
б) При выносе шлюза в нижний бьеф условия меняются. Удлиняется и удорожается верхняя подходная дамба и укорачивается низовая. Осложняется пересечение шлюза мостом. При устройстве пересечения по верхней голове мост приходится значительно поднимать, что заставляет поднимать мост и на плотине и увеличивает объем быков плотины. При пересечении по нижней голове приходится устраивать объезды шлюза. При пересечении шлюза железной дорогой такой объезд вообще невозможен. Устройство разводного моста через шлюз может быть допущено лишь при отсутствии интенсивного движения по мосту.

в) При расположении шлюза в обходном канале значительно облегчаются условия его возведения в открытом котловане, часто без устройства перемычек.

С эксплуатационной точки зрения расположение шлюза в обходном канале также удобно, так как входы в канал обычно удалены от плотины. Особенно удобно расположение шлюза в канале, когда канал как бы срезает петлю реки и примыкает к вогнутым берегам реки (фиг. 32—23).

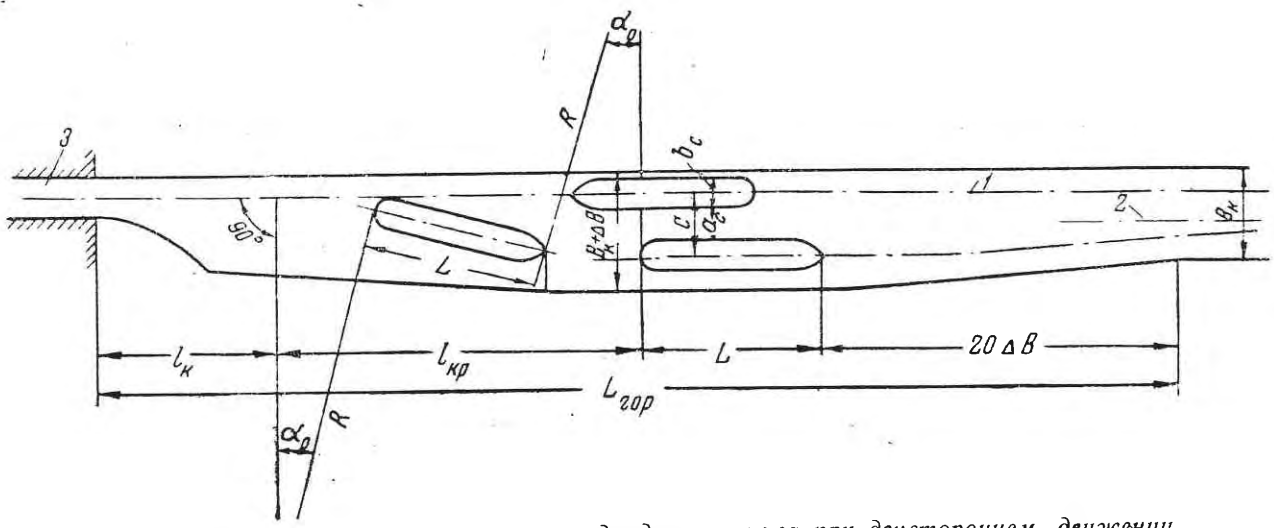


Фиг. 32—23. Схема шлюза в обходном канале



Фиг. 32—24. Схема шлюза с подходами

1 — ось подходного канала; *2* — ось шлюза; *3* — шлюз



Фиг. 32—25. Очертание и размеры подходного канала при двустороннем движении

1 — ось шлюза; *2* — ось подходного канала; *3* — шлюз

Часто подобное расположение шлюза требует, однако, больших объемов земляных работ.

г) При расположении шлюзов в русле реки и наличии в составе узла, кроме шлюза, еще гидростанции возможно расположение шлюза и ГЭС либо на одной стороне реки, либо размещение их у различных берегов. Последнее предпочтительнее, однако не всегда возможно. При расположении у одного берега шлюзы обычно устраивают ближе к берегу, а ГЭС размещают ближе к середине русла. Между ГЭС и шлюзами часто расположена площадка повысительной подстанции.

Ось шлюза может совпадать с осью подходных к нему каналов, т. е. уширение канала от головы шлюза может быть симметричным в обе стороны, или может быть сдвинута в сторону, т. е. уширение несимметрично — в одну сторону (фиг. 32—24). Расположение последнего типа имеет преимущество, так как при этом судно, входящее в шлюз, идет по прямой линии, а судно, выходящее из шлюза, должно для разминования с входящим судном идти по кривой. Схема движения судна при разминовании, длина и ширина участков показаны на фиг. 32—25; там же даны и все обозначения. Угол α определяется из уравнения

$$C = b_c + a_c + \frac{\Delta B}{2} = L \sin\alpha + 2R(1-\cos\alpha), \quad (32—21)$$

где C — расстояние между осями параллельных курсов судов;

L — длина судна;

a_c — зазор между судами равный $0{,}2b_c$;

R — радиус судового входа, равный $3L$;

ΔB — уширение канала, равное:

$$\Delta B = \left(1 + \frac{3L}{R}\right)\frac{L^2}{4R}. \quad (32—22)$$

Длина канала $L_{гор}$ при этом будет равна:

$$L_{гор} = L + l_к + L\cos\alpha + 2R\sin\alpha + 20\,\Delta B, \quad (32—23)$$

где

$$L\cos\alpha + 2R\sin\alpha = \sqrt{L^2 + C(4R-C)} = l_{кр}.$$

При сопряжении подходных каналов со шлюзом устраиваются входные палы.

При несимметричном сопряжении одна пала устраивается прямой, а противоположная (в сторону уширения) криволинейной.

Схема очертания обеих пал показана на фиг. 32—26. $l_р$ — длина проекции палы; для прямой палы $l_р$ принимается равной от $^3/_4$ L до L (где L — длина судна), для криволинейной палы — от $^1/_2$ L до $^3/_4$ L.

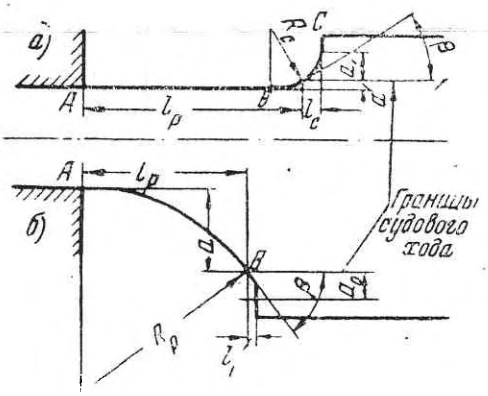
Угол β для прямой палы равен до 30°, для криволинейной — до 60°.

Радиус закругления

$$R_р = \frac{a}{1-\cos\beta},$$

где a — смещение границы судового хода от стенки шлюза (фиг. 32—26);

$R_с$ — радиус закругления концевой части; $R_с = 5 \div 30$ *м*.



Фиг. 32—26. Схема направляющих пал несимметричного подходного канала

32—6. ВОЗМОЖНОСТЬ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ШЛЮЗА ДЛЯ ПРОПУСКА ПАВОДКОВ

В отдельных случаях судоходный шлюз можно использовать в качестве сооружения, через которое может пропускаться часть расхода реки.

1. Пропуск расходов воды через шлюз в период строительства

В этот период часть реки в связи с постройкой плотины и ГЭС перекрыта перемычками. Для возможности использования шлюза в целях пропуска строительных расходов необходимо, чтобы верхняя голова шлюза не имела стенки падения и отметка дна подводящего канала допускала пропуск расхода через шлюз без необходимости создания сколько-нибудь значительного подпора.

В отдельных случаях на верхней голове сначала устраивают пониженный порог, который затем, до поднятия подпора до нормального, надстраивается в ненавигационный период. При использовании шлюза для пропуска строительных расходов двустворчатые или иного типа ворота не следует навешивать, а отверстие верхней головы можно перекрывать лишь временными затворами, допускающими опускание в текущую воду.

Водопропускная способность шлюза может быть определена тем же методом, что для малых мостов или безнапорных труб, т. е. по формуле затопленного водослива с широким порогом:

$$Q = \varphi h_н b \sqrt{2gz}, \qquad (32-24)$$

где b — ширина шлюза;
$h_н$ — глубина от порога до уровня нижнего бьефа;
z — перепад;
φ — коэффициент скорости, который в данных условиях может быть принят в пределах до 0,9.

Ввиду значительных скоростей потока пропуск паводка через шлюз требует надлежащего крепления как днища шлюза, так и днища и откосов верхового и низового подходных каналов.

Объем и стоимость этих работ во многих случаях заставляют отказаться от пропуска расходов через шлюз.

Пропуск ледохода через шлюз не может быть допущен.

2. Пропуск расходов воды через шлюз в период эксплуатации

Пропуск воды через шлюз в период эксплуатации может допускаться лишь в исключительных случаях. В частности в судоходных узлах, когда перепад в паводок невелик и суда идут через плотину. При этом пропуск этот возможен лишь при определенном типе ворот (в виде плоского поднимающегося или опускающегося затвора или сегментного затвора верхней головы) или же при устройстве временных ограждений, обеспечивающих защиту двустворчатых ворот.

Пропускная способность шлюза в этом случае зависит от типа и конструкции верхней головы шлюза. При использовании шлюза для пропуска катастрофических расходов в некоторых случаях удается сократить число водосливных пролетов плотины.

При пропуске расходов через шлюз требуется особо надежное крепление верхнего и особенно нижнего подходных каналов шлюза.

В шлюзах с питанием продольными галереями частичный пропуск расходов возможен через эти галереи при одновременном открытии затворов верхней и нижней голов.

В одном из новых советских шлюзов, у которого водозаборные сооружения шлюза размещены вне судового хода (в крайнем пролете плотины), сброс воды из шлюза производится через башню переключения на рисберму плотины. При соответствующем открытии затворов в центральной башне переключения вода через водопроводные галереи, минуя выключаемый в это время шлюз, может сбрасываться в нижний бьеф, что увеличивает пропускную способность плотины.

Использование шлюза для пропуска расходов в нижний бьеф во всех случаях на это время выводит шлюз из нормальной эксплуатации.

Применение *шлюза-водосброса* (предложение инж. А. А. Руденко) заключается в том, что шлюз используется для пропуска паводкого расхода лишь при расходах весьма редкой повторяемости (раз в 100—10 000 лет), когда судоходство обычно практически прекращается. При этом шлюз используется в качестве водосбросного сооружения лишь в момент, когда горизонт воды в нижнем бьефе стоит очень высоко и обычно имеется наименьший перепад. Для увеличения расхода, пропускаемого через шлюз, стенка падения на верхней голове делается разборной (в виде ряда подъемных щитов или шандоров) и при использовании шлюза-водосброса подымается наверх. Такой же съемный порог можно делать и на нижней голове, при этом отметка дна камеры и нижней головы опускается ниже, чем это требуется судоходством, и определяется требованиями пропуска расходов воды.

В качестве ворот на верхней и нижней голове при шлюзе-водосбросе применяют плоские одиночные или сдвоенные затворы, опускаемые ниже порога для пропуска судов или, если это допускается надводными габаритами судов, поднимаемые вверх. Для пропуска расходов затворы эти во всех случаях поднимаются выше горизонта воды.

Подход к шлюзу с верхнего бьефа, а также низовой подходной канал, если в этом есть необходимость, крепятся на необходимом протяжении во избежание размыва при пропуске расхода. Рекомендуется при определении плановых габаритов шлюза придавать ему наибольшую ширину при наименьшей длине (за счет соответствующего размещения при шлюзовании судов каравана), а также располагать шлюз лучше непосред-

ственно у водосливной плотины, используя его одновременно в качестве устоя, сопрягающего шлюз с берегом или земляной дамбой.

Использование шлюза-водосброса (предложение инж. Руденко) позволяет соответственно сократить на 1—2 пролета водосливную плотину и, по подсчетам автора, в ряде случаев значительно снизить объем работ и стоимость гидроузла.

Несмотря на то, что опыта работы шлюзов-водосбросов пока еще нет (они только запроектированы), данное предложение в отдельных случаях, при скальных породах основания и небольшом числе пролетов водосливной плотины, может оказаться рациональным, хотя и усложняет устройство ворот на нижней и особенно на верхней голове.

Решение вопроса о применении шлюза данного типа может быть принято в каждом конкретном случае путем составления сравнительных вариантов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Басевич А. З., Новые инженерные конструкции высоконапорных конструкций шлюзов, Труды Ленинградского индустриального института, № 9, ОНТИ, 1937.
2. Джунковский Н. Н. и Березинский А. Р., Внутренние водные пути, Стройиздат, 1948.
3. Калинович Б. Ю., Шлюзование водных путей, Речиздат, 1948.
4. Калинович Б. Ю., Основы теории гидротехнических сооружений, Речиздат, 1950.
5. Канал Москва-Волга, Путевые сооружения, Стройиздат, 1941.
6. Качановский Б. Д., Гидравлика судоходных шлюзов, Речиздат, 1951.
7. Корневиц Э. Ф. и Эндер Г. В., Расчеты сплошных днищ сухих доков на снижаемых грунтах (методом инж. Флорина, издательство „Водный транспорт", 1940.
8. Михайлов А. В., Головные системы питания судоходных шлюзов и их расчеты, Речиздат, 1951.
9. Семанов Н. А., Шлюзы на малых реках, Речиздат, 1948.
10. Труды I всесоюзной конференции по рационализации конструкций и эксплуатации судоходных шлюзов, ОНТИ, 1936.
11. Жемочкин Б. Н. и Синицин А. П., Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании без гипотезы Винклера, Стройиздат, 1947.
12. Горбунов-Посадов М. И., Расчет конструкций на упругом основании, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953.

ГЛАВА ТРИДЦАТЬ ТРЕТЬЯ

ЛЕСОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

33—1. ТИПЫ ЛЕСОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Для пропуска леса из верхнего бьефа гидроузла в нижний бьеф или другой сплавной тракт устраивают в составе гидроузла специальные лесопропускные сооружения.

При молевом (россыпью) сплаве леса по реке пропуск бревен через гидроузел производится обычно гидравлическим способом путем пропуска отдельных бревен через бревноспуски, состоящие из специальных отверстий в водоспуске плотины и наклоненные в сторону нижнего бьефа лотков. Реже, при значительных напорах на гидроузле (более 3—4 *м*), а также в случаях необходимости экономии воды или при малых глубинах непосредственно ниже гидроузла, бывает выгодней производить механическую переваЛку леса из верхнего бьефа в нижний или другой сплавной тракт при помощи механических бревнотасок.

При сплаве леса плотами и отказе от их расплотки для пропуска через гидроузел россыпью и повторной сплотки в нижнем бьефе пропуск плотов производится обычно через плотоходы, состоящие из специальных отверстий в сооружениях напорного фронта гидроузла и наклоненных в сторону нижнего бьефа лотков или каналов. При массовом сплаве леса по реке в ряде случаев используются обычные шлюзы, чаще всего многокамерные (см. гл. 32). В отдельных случаях на гидроузлах устраивают механические плототаскн, шлюзы-плотоходы, плотошлюзы и бревноперегружатели, применение которых обусловливается в каждом отдельном случае специфическими особенностями пропуска леса через гидроузел.

Лесопропускные сооружения в зависимости от количества сплавляемого леса, напора на гидроузле, местных условий (топографии местности, глубины в нижнем бьефе), а также от характера попусков воды из регулирующего водохранилища, направления потока использованной воды на гидроэлектростанции или оросительной системе и т. д. могут быть сложными и дорогостоящими сооружениями.

Известно много случаев постройки лесосплавных лотков длиной в несколько километров на специальных эстакадах, а иногда даже в тоннелях.

33—2. БРЕВНОСПУСКИ

1. Типы бревноспусков

Бревноспуски обычно представляют собой узкие лотки прямоугольного или трапецоидального сечения (см. фиг. 33—1 — 33—4) с самостоятельными входами и затворами, устраиваемые с уклоном до 0,25 либо непосредственно на водоспусках плотин, либо в обход последних [3].

При выборе местоположения бревноспуска обеспечивается плавный подход древесины к входному отверстию лотка и прямолинейный отвод от него в нижний бьеф.

При необходимости уменьшить расход воды из водохранилища при пропуске бревен через бревноспуск или уменьшить скорость прохождения бревен на бревноспуске последний устраивают со специальными приспособлениями, называемыми усиленной шероховатостью.

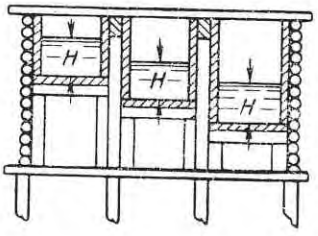
Бревноспуски имеют обычно сравнительно малую длину — 10—20 *м* — и служат для пропуска леса из верхнего бьефа плотины либо в нижний бьеф (если глубина в нижнем бьефе достаточна для сплава), либо в лесосплавной лоток, устраиваемый в обход мелководного участка реки в нижнем бьефе плотины.

2. Устройство головной части бревноспусков

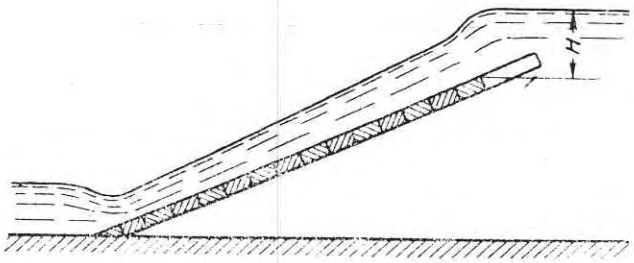
При проектировании бревноспусков обеспечивают возможность пропуска древесины при переменном уровне воды в верхнем бьефе, для чего продольный профиль и конструкцию бревноспуска осуществляют по одной из следующих схем.

а) При необходимости лишь грубого приспособления к колебанию уровня воды в верхнем бьефе, без экономии расхода воды из водохранилища, бревноспуск делают из нескольких параллельных лотков прямоугольного сечения, пороги которых располагают на разной высоте через 0,5—0,8 *м* (фиг. 33—1) [9].

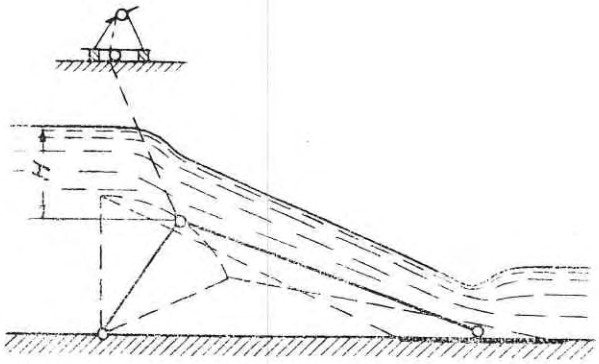
б) При необходимости более точного приспособления к колебанию уровня воды в верхнем бьефе в пределах до 1,5 *м* применяют лоток с наклонным разборным брусчатым дном (фиг. 33—2); путем постепенной выем-



Фиг. 33—1. Бревноспуск из параллельных лотков с порогами на разной высоте



Фиг. 33—2. Бревноспуск с наклонным разборным дном

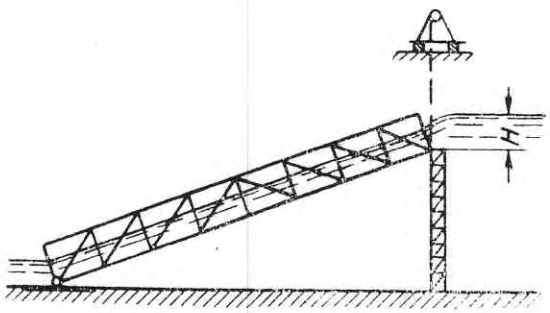


Фиг. 33—3. Бревноспуск в виде шарнирного подвесного затвора

ки брусьев лоток бревноспуска приспособляется к переменному уровню верхнего бьефа и позволяет держать на пороге постоянный напор H, необходимый для прохода бревен заданного диаметра [3].

в) При необходимости пропуска большого количества леса и приспособления к колебаниям горизонтов в пределах до 2,5 *м* устраивают лесопропускное отверстие в виде шарнирного подвижного затвора, подвешиваемого лебедками на нужной высоте (фиг. 33—3) [9].

г) При необходимости точного приспособления к колебаниям уровня воды верхнего бьефа в пределах до 4 *м* применяют подвесной наклонный лоток прямоугольного сечения на деревянных или стальных фермах; верх лотка подвешен тросами к лебедкам, снабжен противофильтрационными уплотнениями и примыкает к вертикальному балочному затвору на отметке,



Фиг. 33—4. Бревноспуск с подвесным наклонным лотком

соответствующей уровню верхнего бьефа (фиг. 33—4) [9].

Длина бревноспусков определяется высотой падения и предельно допустимым уклоном. Для лотков бревноспусков без усиленной шероховатости уклон принимают до 1 : 10, а с применением усиленной шероховатости (см. ниже) до 1 : 5—1 : 4.

3. Типы усиленной шероховатости на бревноспусках

При необходимости экономии воды из водохранилища или для уменьшения скорости движения бревен при больших уклонах на бревноспусках до скорости $v \leqslant 5 \div 6$ *м/сек* применяют различные типы усиленной шероховатости.

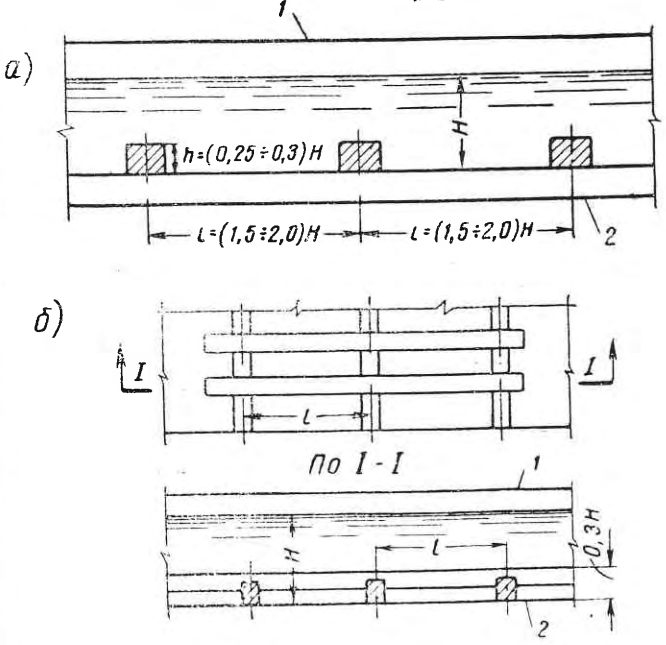
На бревноспусках прямоугольного сечения усиленную шероховатость обычно устраивают при помощи поперечных брусков на дне лотка высотой $h = (0{,}25 \div 0{,}30)H$, прибиваемых на расстоянии $l = (1{,}5 \div 2)H$ (фиг. 33—5,*а*).

Во избежание повреждения поперечных брусков проходящими бревнами по ним набивают 2—3 продольных бруска, врезанных в поперечные (фиг. 33—5,*б*); по ним бревна скользят вдоль бревноспуска, не задевая поперечных брусков шероховатости.

Устройство таких брусков увеличивает коэффициент шероховатости бревноспуска до значения n=0,022 ÷ 0,027.

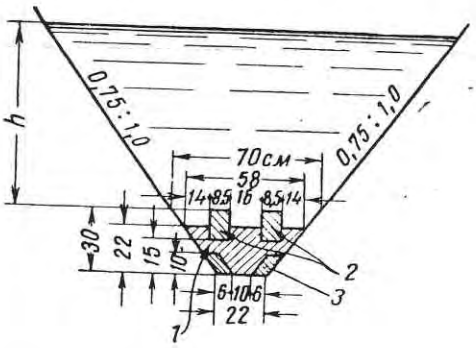
В бревноспусках трапецоидального сечения принимают усиленную шероховатость в виде трапецоидальных дощатых перегородок (фиг. 33—6) высотой 0,25 *м*, устанавливаемых по дну на расстоянии 1,25 *м* [4].

По верху этих перегородок для предохранения их от повреждения бревнами укладывают 2—3 продольных бруска, врубаемых в поперечные перегородки (фиг. 33—6), по ним проходящие бревна скользят, не задевая



Фиг. 33—5. Типы усиленной шероховатости на бревноспусках

а — в виде поперечных брусков на дне лотка; *б* — в виде продольных и поперечных брусков на дне лотка; *1* — верх лотка; *2* — дно лотка



Фиг. 33—6. Усиленная шероховатость в лотке трапецоидального сечения в виде поперечных перегородок с продольными брусками

1 — перегородки; *2* — бруски; *3* — распорки

перегородок. Коэффициент шероховатости таких лотков при наполнении их $h \approx 0{,}8$ *м* составляет $n = 0{,}020 \div 0{,}022$ [4] и [6].

Гидравлический расчет бревноспусков производится как расчет быстротоков (см. гл. 2, п. 2—37).

4. Сплавопропускная способность бревноспусков

Сплавопропускная способность бревноспусков может быть определена по формуле:

$$N = 3\,600 \varphi \omega v n \; м^3/час, \qquad (33—1)$$

где ω — площадь поперечного сечения бревен среднего диаметра:

$$\omega = \frac{\pi d_{ср}^2}{4} м^2;$$

n — принятое по требующейся сплавопропускной способности бревноспуска число рядов бревен по ширине (обычно равное 2—3);

$d_{ср}$ — средний диаметр сплавляемых бревен в *м*;

v — скорость течения в месте ввода бревен в лоток из водохранилища или скорость подачи при искусственном вводе бревен в *м/сек*;

φ — коэффициент продольного заполнения бревнами входного отверстия, принимаемый: при сплаве бревен в 1 ряд $\varphi = 0{,}7$; при сплаве в 2 ряда $\varphi = 0{,}6$; при сплаве в 3 ряда $\varphi = 0{,}5$; при сплаве в 4 ряда $\varphi = 0{,}4$; при большем числе рядов $\varphi = 0{,}3 \div 0{,}2$.

Необходимую ширину бревноспуска прямоугольного сечения определяют по формуле:

$$b = n d_{ср} + 2c, \qquad (33—2)$$

где c — боковой запас, принимаемый равным 0,1—0,15 *м*.

Примечание. Величина n определяется из формулы (33—1) и округляется до ближайшего целого числа, после чего производится проверка фактической сплавопропускной способности при полученном n и соответствующем ему φ.

33—3. ПЛОТОХОДЫ

Для пропуска через плотины плотового сплава часто используют судоходные шлюзы. Однако шлюзование плотов бывает иногда нецелесообразным, так как оно снижает судопропускную способность шлюзов и требует большой затраты воды из водохранилища на шлюзование. Поэтому для пропуска плотов удобнее устраивать специальные сооружения с широкими лотками, называемые плотоходами. Гидравлический расчет плотоходов производится, как расчет быстротоков. Плотоходы подразделяют на два основных типа: 1) с наклонными широкими лотками по типу бревноспусков, 2) с наклонными лотками со шлюзовой камерой.

1. Плотоходы с наклонными лотками

Плотоход этого типа сходен с бревноспуском и отличается от последнего шириной и формой лотка, а также специальными приспособлениями по длине лотка для уменьшения скорости движения плотов по лотку и на концевой его части для смягчения механического удара при переходе плота с лотка в нижний бьеф. Ниже дано описание отдельных типов таких приспособлений.

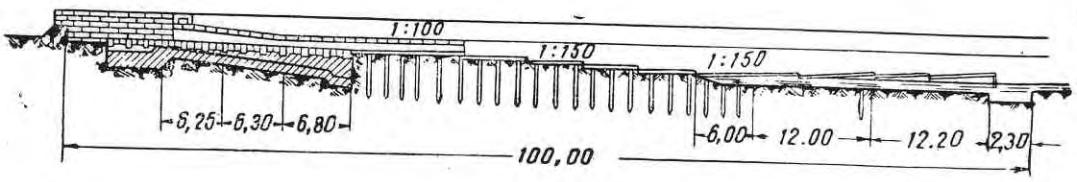
а) Плотоход с шарнирными пловучими рамами. Плотоход представляет собой (фиг. 33—7) широкий наклонный лоток, устраиваемый с уклоном в сторону нижнего бьефа.

В головной части плотохода устанавливают быстродействующий затвор, обычно сегментного типа, прекращающий сброс воды из верхнего бьефа после прохода плота.

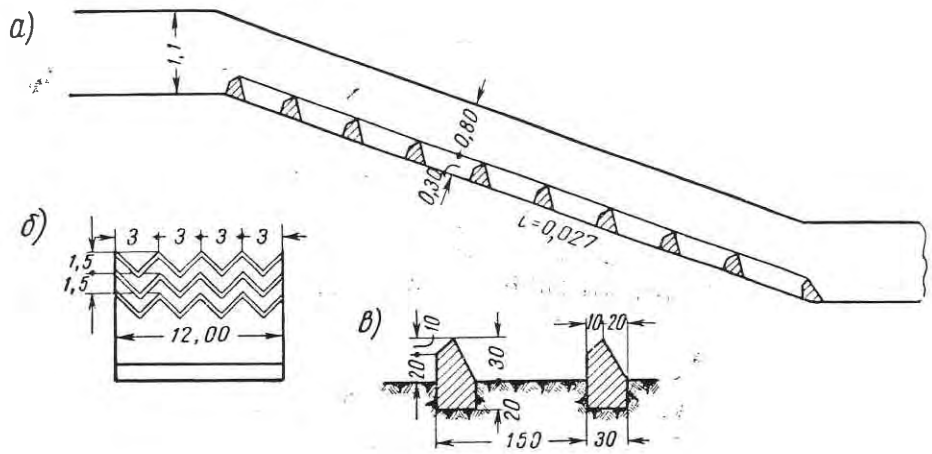
Для уменьшения скорости движения спускаемого плота и смягчения ударов его о дно в конце плотохода в донном уступе прикрепляют пловучий деревянный пол, состоящий из отдельных рам, шарнирно соединенных между собой.

Такой пловучий пол помогает производить безопасный спуск плота в нижний бьеф плотины [2] и [3].

б) Плотоход с усиленной шероховатостью в виде ломаных в плане зубьев. На фиг. 33—8 показан продольный профиль плотохода с применением усиленной шероховатости в виде зигзагообразных выступов. Плотоход в этом примере имеет ширину 12 *м* и преодолевает падение 2,7 *м*, длина плотохода — 105 *м*, уклон — 0,027. Высота выступов — 0,3 *м*, расстояние между ними — 1,5 *м*. Глубина воды при входе в плотоход — 1,05 *м*, на самом плотоходе — 0,8 *м*, одинаковая по всей дли-



Фиг. 33—7. Схема плотохода с шарнирными пловучими рамами

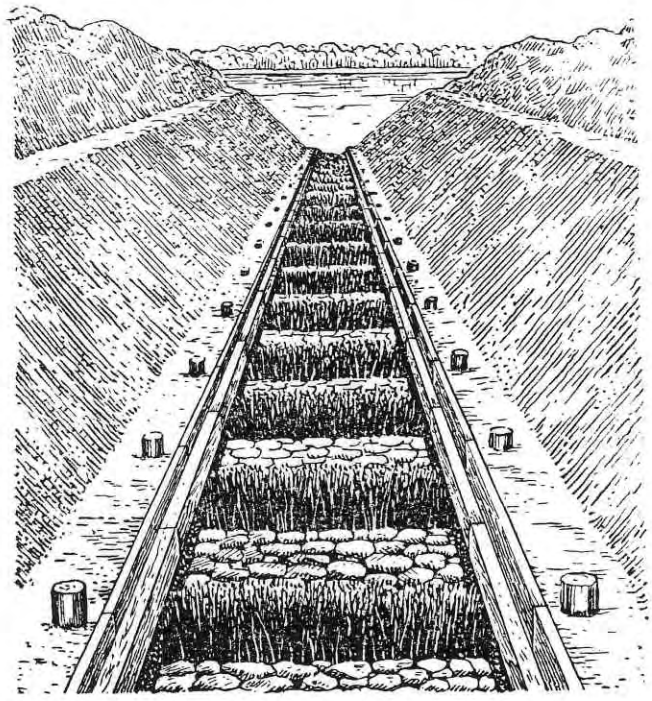


Фиг. 33—8. Плотоход с усиленной шероховатостью в виде ломаных в плане зубьев

а — продольный профиль лотка; *б* — план зубьев; *в* — профиль зубьев (размеры в *см*)

не при скорости течения 2,1 *м/сек*. Постоянство глубины и скорости на плотоходе достигается наличием донных выступов, повышающих шероховатость дна плотохода ([2] и [3]).

в) Плотоход с усиленной шероховатостью в виде хворостяных барьеров. Идея применения поперечных упругих заграждений на плотоходах была разработана инж. Крейслером в 1911 г. Запроектированный и осуществленный им плотоход на сплавном канале между р. Лауцой и Даугавой для пропуска узких двухрядных плотовых гонок размером 2,1×120 *м* имел ширину 2,6 *м*, уклон i=0,030. Плотоход имел прямоугольное сечение с вертикальными стенками из шпунта или камня и с замощенным камнем дном. Для уменьшения скоростей течения на дне были поставлены через 4,25 *м* поперечные хворостяные барьеры высотой 0,55 *м* (фиг. 33—9).



Фиг. 33—9. Плотоход с усиленной шероховатостью в виде хворостяных барьеров (в осушенном состоянии)

Скорость движения плотов составила 1,7 *м/сек*, что даже несколько меньше, чем в плотоходе с зигзагообразными барьерами (см. выше) [3].

2. Плотоходы со шлюзовой камерой

Оригинальную конструкцию имеет плотоход, приведенный на фиг. 33—10, построенный в СССР на одной плотине.

Этот плотоход имеет, кроме головного, еще второй затвор, образующий в начале плотохода небольшую шлюзовую камеру, в которой размещается плот. После закрытия головного затвора и открытия второго плот вместе с водой в камере спускается по плотоходу в нижний бьеф, преодолевая высоту 10,4 *м*.

Наличие такой камеры со вторым затвором дает существенную экономию в расходе воды из водохранилища на пропуск плотов.

3. Размеры поперечного сечения плотоходов

Эти размеры определяются в зависимости от размеров спускаемых плотов. Для неуправляемых плотов, поворачивающихся при спуске, необходимая ширина плотохода

$$B_{\text{п}} = l_{\text{д}} + 2\,(0{,}3 \div 0{,}5)\ м, \qquad (33—3)$$

где $l_{\text{д}}$ — длина диагонали наибольшего плота в *м*.

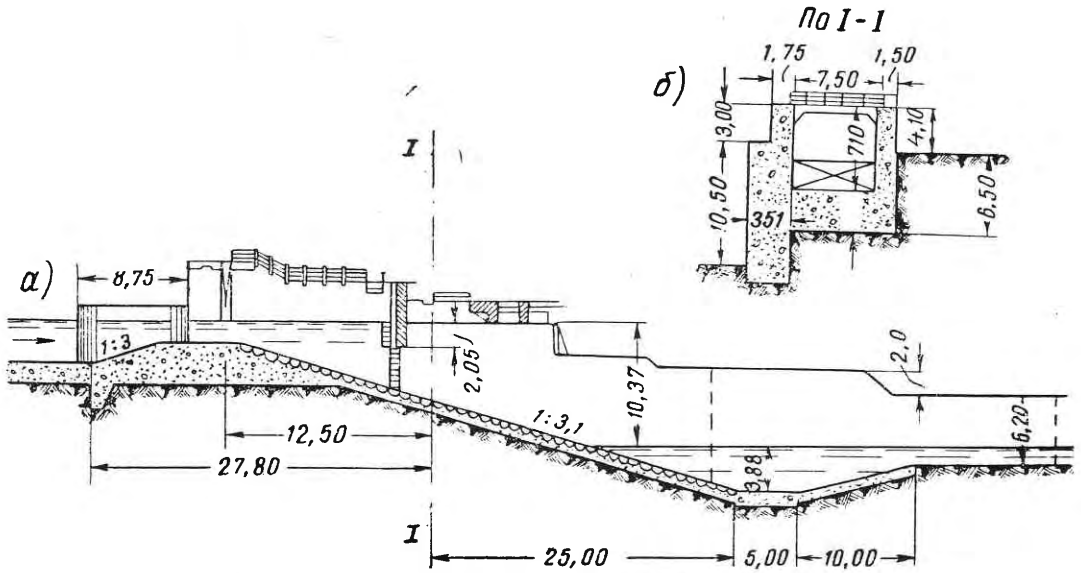
Для управляемых плотов

$$B_{\text{п}} = b_{\text{п}} + 2\,(0{,}5 \div 1{,}0)\ м, \qquad (33—4)$$

где $b_{\text{п}}$ — наибольшая ширина плота в *м*.

Расположение плотоходов должно обеспечить удобный подход к ним плотов из верхнего бьефа и возможность их остановки с причалом для переформирования.

В нижнем бьефе выход плотохода должен обеспечивать прямолинейный и удобный сплав плотов вниз от плотохода.



Фиг. 33—10. Схема плотохода со шлюзовой камерой

а — продольный разрез; *б* — разрез по *I—I*

33—4. БРЕВНОТАСКИ

Механическую перевалку леса из верхнего бьефа в нижний производят через гребень плотины при помощи продольных механических бревнотасок (продольных транспортеров или поперечных транспортеров — элеваторов).

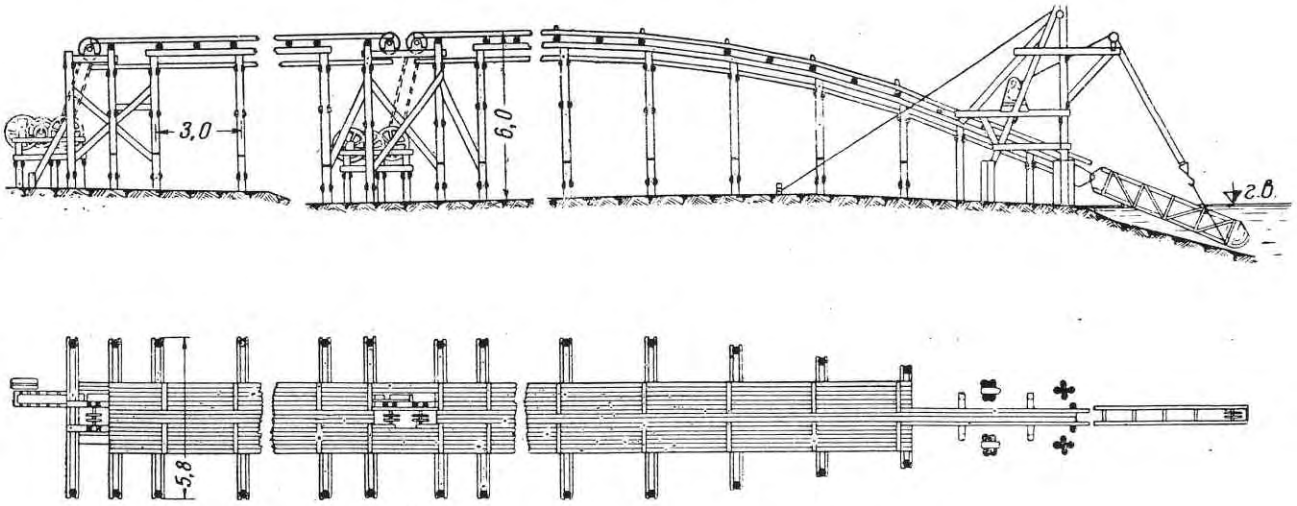
1. Продольные бревнотаски

Продольная бревнотаска состоит из следующих основных частей (фиг. 33—11): эстакады, приводной станции с ведущим туером, холостого туера, натяжного приспособления и цепи с траверсами. Эстакада обычно расположена перпендикулярно к урезу воды и в соответствии с профилем плотины имеет две наклонные и одну горизонтальную части. Максимальный угол подъема наклонной части эстакады не должен превышать 27° (уклон 1 : 2), так как при большем угле наклона бревна соскальзывают с цепей. Высота эстакады на откосах плотины может не превышать 0,5—1 *м*.

При наличии на гребне плотины проезжей дороги бревнотаска может пересекать дорогу или под специальным настилом в выемке или на эстакаде со специальными ограждениями с боков для предотвращения падения бревен.

Приемная часть бревнотаски представляет собой подъемный хобот, шарнирно соединенный с наклонной эстакадой. При помощи ручной лебедки, установленной на деревянных козлах, хобот может быть поднят из воды для осмотра и очистки от мусора, а также на период ледохода.

В головной части подъемного хобота помещается холостой туер с натяжным приспособлением, что поз-



Фиг. 33—11. Схема продольной бревнотаски

воляет передвигать туер на 300—400 *мм* и таким образом натягивать цепь бревнотаски.

На другом конце бревнотаски устраивается приводная станция, которая представляет собой лебедку и состоит из двух цилиндрических зубчатых передач, смонтированных на металлической или деревянной раме. На приводном валу лебедки насажен ременный шкив для привода от электромотора. Через ведущий и ведомый туеры натянута бесконечная цепь с траверсами.

Траверсы бывают двух типов: скользящие и на роликах-бегунках. Скользящие траверсы представляют собой стальные полосы — ползунки, на поверхности которых имеются шипы для удержания бревна. Средние шипы ниже крайних и образуют как бы впадину.

Траверсы на бегунках также имеют шипы, они оказывают меньшее сопротивление движению, чем скользящие траверсы, и допускают установку бревнотаски на бо́льшую ширину.

Продольные бревнотаски делают длиной до 750 *м* и более. При длине более 250 *м* бревнотаски делают из нескольких секций. Для переброски леса через плотину при длине трассы до 250 *м* можно, таким образом, обойтись одной секцией.

Скорость движения цепи бревнотаски колеблется от 0,5 до 1,0 *м/сек*. Производительность бревнотаски может быть определена по формуле:

$$П_{час} = \frac{60 \cdot 60 v C \varphi}{l} \text{ бревен в 1 час}, \qquad (33-5)$$

где C — коэффициент использования рабочего времени;
φ — коэффициент заполнения цепи; $\varphi = 0{,}7 \div 0{,}9$;
v — скорость движения бревнотаски в *м/сек*;
l — длина бревна в *м*.

При $v = 0{,}5$ *м/сек*, $C = 0{,}9$, $\varphi = 0{,}9$, при трех бревнах в 1 $м^3$ древесины бревнотаска может за 8-часовую смену подать 550 $м^3$ древесины.

Ниже приводится техническая характеристика бревнотаски Б-22 (см. [1], [7] и [8]).

2. Поперечные транспортеры (элеваторы)

В качестве примера поперечного транспортера (элеватора) для переброски расчаленных из пучков бревен из верхнего бьефа плотины в нижний бьеф на фиг. 33—12 показан продольный профиль такого транспортера, состоящего из трех лент со специальными крючьями для удержания бревен от скольжения при втаскивании и спуске их.

Транспортер проходит под мостом проезжей дороги и заканчивается сбросной частью в нижнем бьефе, подающей бревна на перегружатель, который подает бревна к сплоточной машине на понтоне, формирующей подводимые бревна в пучки.

Длина транспортера—110 *м*, производительность — около 140 000 $м^3$ за сплавной сезон для средней полосы.

Техническая характеристика бревнотаски Б-22

Наибольший диаметр бревна в *см* . .	50
Скорость движения цепи в *м/сек* . . .	0,65
Наибольшая длина бревнотаски в *м*:	
а) горизонтальной при скользящих траверсах	140
б) то же, при траверсах на бегунках	240
в) наклонной при скользящих траверсах	120
г) то же, при траверсах на бегунках	200
Потребная мощность в *л. с.*	19—35
Диаметр цепи в *мм*	22
Шаг цепи в *мм*	116
Расстояние между траверсами в *мм* . .	1 624

33—5. ОСОБЫЕ ТИПЫ ЛЕСОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Кроме плотоходов, продольных и поперечных бревнотасок для переброски леса через плотины применяют специальные шлюзы: плотоходы, плотошлюзы, механические плототаски и бревноперегружатели.

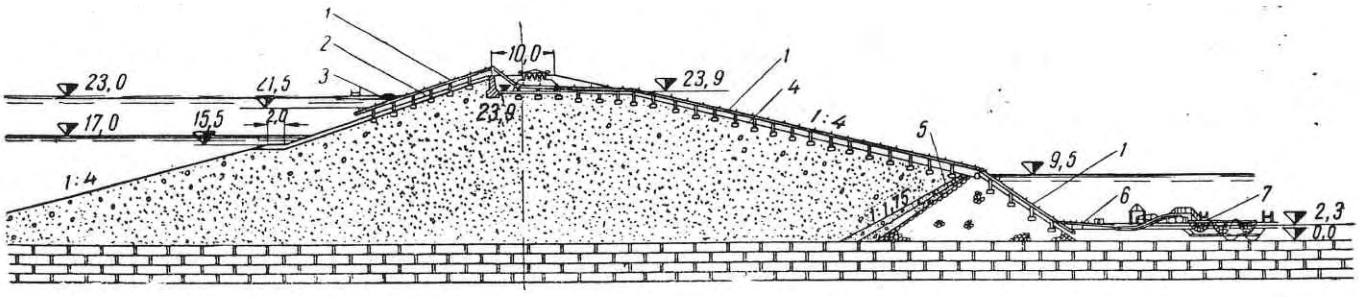
Ниже даны схемы и краткие описания этих типов сооружений.

1. Шлюз-плотоход

В качестве примера специального шлюза-плотохода приведена схема осуществленного при одной из плотин плотохода в виде шлюзовой лестницы из четырех камер размером 30×10 *м* и напором 5 *м* на каждой камере (фиг. 33—13).

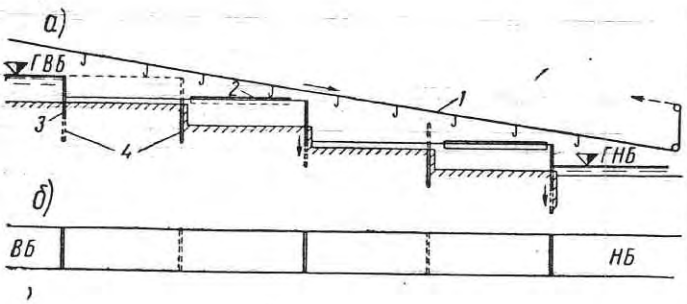
Камеры разделены между собой плоскими затворами, опускающимися в донные ниши.

Над всей шлюзовой лестницей подвешен бесконечный тяговый трос со специальными крючьями для зачалки плотов, который периодически перемещается для перевода плотов из одной камеры в другую. Процесс шлюзования плотов происходит конвейером путем перелива воды из предыдущей камеры в последующую



Фиг. 33—12. Поперечный разрез по оси поперечного транспортера

1 — поперечный транспортер; *2* — двойная мостовая; *3* — направляющий бон; *4* — одиночная мостовая; *5* — обратный фильтр; *6* — перегружатель; *7* — сплоточная машина



Фиг. 33—13. Схема шлюза—плотохода

а — продольный разрез; *б* — план; *1* — тяговый трос; *2* — плот; *3* — затвор; *4* — ниши

после опускания низового затвора предыдущей камеры. В шлюзовании одного плота одновременно участвуют две соседние камеры. После сравнивания горизонтов в соседних камерах плот при помощи приведенного в действие буксирного троса перетягивается в следующую камеру. Один и тот же объем воды служит для поочередного наполнения всех камер шлюзовой лестницы при проходе одного плота из верхнего бьефа в нижний.

Управление всеми затворами централизовано, автоматизировано и сосредоточено в специальной башне управления.

2. Плотошлюз

Оригинальной конструкцией для пропуска плотов через плотину является плотошлюз, предложенный инж. М. Л. Ханиным[1]. Плотошлюз представляет собой (фиг. 33—14) железобетонную камеру размером 8×10 *м*. Размеры камеры принимаются соответственно равными или кратными размерам отдельных секций плота. Наполнение камеры производится частичным поднятием верхнего затвора (или через специальные галереи). После наполнения камеры верхний затвор открывается полностью и в камеру заводится секция плота. После этого верхний затвор закрывается и начинается опорожнение камеры путем частичного открытия нижнего затвора.

Вода из камеры сливается по бетонному лотку, уложенному по низовому откосу плотины. При опорожнении шлюза плот опускается и садится на тележку размером $6 \times 6{,}5$ *м*, установленную на рельсовом пути с шириной колеи 2,5 *м*, уложенном по дну шлюза.

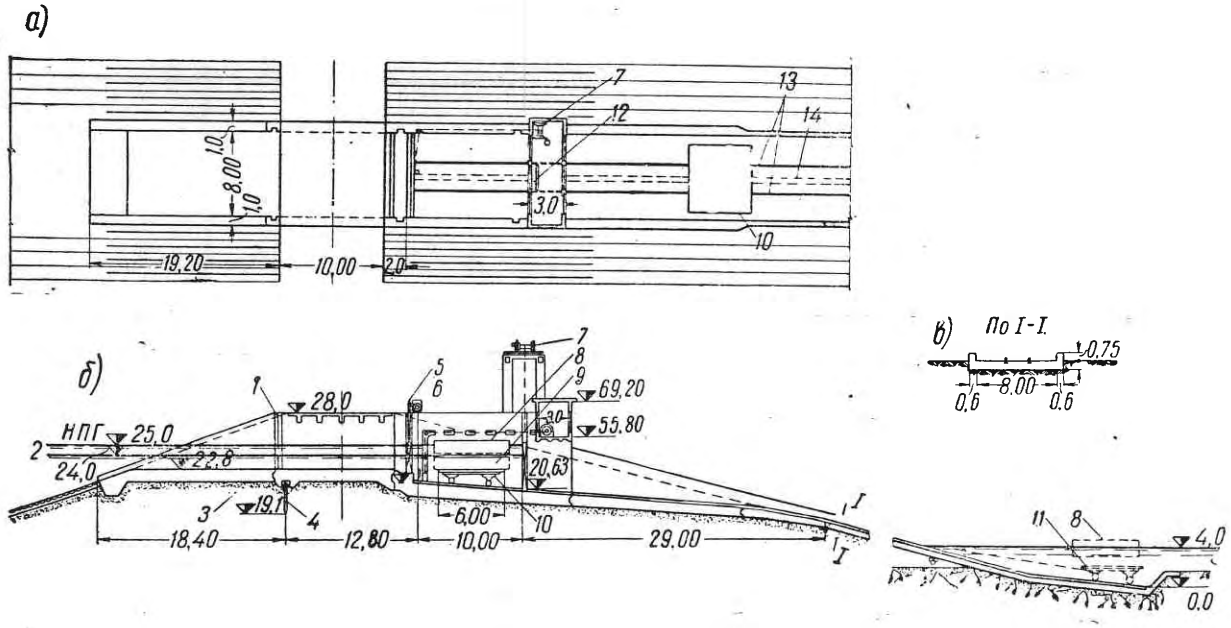
После опорожнения камеры низовой затвор полностью открывается и нагруженная плотом тележка спускается на рельсах по дну бетонного лотка к специальному приемному ковшу у подножья плотины. При погружении тележки в ковш плот всплывает и отбуксировывается вниз, а тележка при помощи троса и электролебедки поднимается наверх в камеру шлюза.

Пропуск плотов через плотошлюз освобождает от необходимости расплотки и сплотки леса. Пропускная способность плотошлюза описанных размеров при 16—18-часовой работе за период навигации (180—200 суток) составляет 350—400 тыс. $м^3$. Расход воды на шлюзование незначителен. Стоимость такого плотошлюза составляет 2—2,5 млн. руб. (в ценах 1950 г.)

[1] Решением Технического совета Гидроэнергопроекта плотошлюз рекомендован к широкому внедрению.

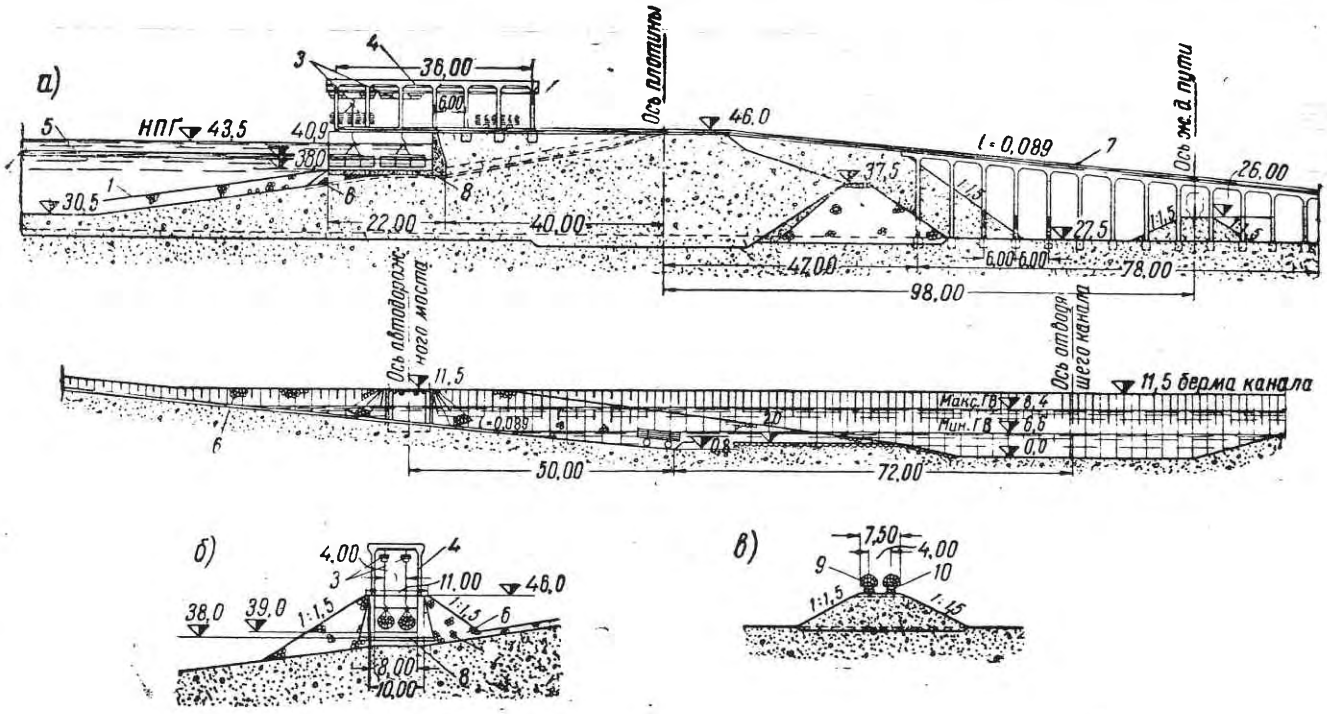
3. Механические плототаски

На фиг. 33—15 приведен продольный профиль и поперечные разрезы механической плототаски, осуществляемой на одной из плотин для переброски бревен в пучках (объемом 12—15 $м^3$) из верхнего бьефа плотины в нижний, с преодолением разности отметок примерно 35 *м*.



Фиг. 33—14. Плотошлюз

а — план; *б* — продольный разрез по оси; *в* — разрез по *I—I*; *1* — паз балочного заграждения; *2* — возможная навигационная сработка; *3* — земляная плотина; *4* — шпунт; *5* — рейка затвора; *6* — электроподъемный механизм; *7* — электролебедка для подъема затвора (грузоподъемностью 7,5 *т*); *8* — плот на плаву; *9* — плот на тележке; *10* — тележка в верхнем положении; *11* — тележка в нижнем положении; *12* — пульт управления затворами и лебедками; *13* — рельсы; *14* — трос



Фиг. 33—15. Механическая плототаска

а — продольный разрез по оси лесоперевалочного пути; *б* — разрез по приемной камере; *в* — разрез по железнодорожной насыпи; *1* — пригрузка откоса камнем; *2* — минимальный горизонт в период лесосплава; *3* — два тельфера грузоподъемностью по 20 *т*; *4* — железобетонная эстакада; *5* — плавучая запань; *6* — каменная наброска; *7* — железобетонная эстакада под два железнодорожных пути нормальной колеи (условно не разрезана); *8* — подготовка из щебня 0,2 *м*; *9* — лесопиловочник в пучках объемом 12—15 *м*³; *10* — железнодорожные пути нормальной колеи

Плототаска представляет собой бремсберг с уклоном $i = 0{,}089$, длиной около 600 *м*, с двумя рельсовыми путями нормальной колеи.

Пучки бревен из специальной приемной железобетонной камеры размером 20×8 *м* при помощи двух тельферов грузоподъемностью 20 *т*, расположенных на железобетонной эстакаде, погружаются на платформы и спускаются в нижний бьеф.

В нижнем бьефе пучки сами всплывают с платформы и отводятся к местам сплотки в большие плоты. Спуск и подъем платформ по бремсбергу производится при помощи тросов и электролебедок.

4. Бревноперегружатели

К числу механических приспособлений для перевалки древесины из одного бьефа в другой, кроме бревнотасок, следует еще отнести специальные бревноперегружатели, представляющие собой подвесную канатную дорогу со специальными подвесками для пучков бревен. Такие подвесные канатные дороги устраивают для переброски пучков бревен на значительное расстояние.

Со схемами и деталями таких устройств можно познакомиться в специальных справочниках и руководствах по подвесным дорогам.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ашкенази К. М., Механизация лесоразработок, Лестехиздат, 1938.
2. Гришин М. М., Гидротехнические сооружения, ч. II, Стройиздат, 1949.
3. Жук С. Я., Лесосплавные лотки, КУБУЧ, 1929.
4. Каплинский С. В. и Латышенков А. М., Лесосплавные лотки усиленной шероховатости, Лестехиздат, 1934.
5. Кудрявцев А. В. и Гаврилова Е. Н., Выгрузка леса из воды, Лестехиздат, 1949.
6. Лесосплавные лотки, сборник под ред. Смарагдова Д. Г., Латышенкова А. М., Лестехиздат, 1933.
7. Плюснин А. К., Механизация сплавных и выгрузочных работ, Лестехиздат, 1940.
8. Рахманов С. И., Конструирование элеваторов и транспортеров для лесных грузов, Лестехиздат, 1940.
9. Смарагдов Д. Г. и Латышенков А. М., Лесосплавные плотины постоянного типа, Лестехиздат, 1932.

ГЛАВА ТРИДЦАТЬ ЧЕТВЕРТАЯ

ЯЧЕИСТЫЕ КОНСТРУКЦИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ШПУНТА

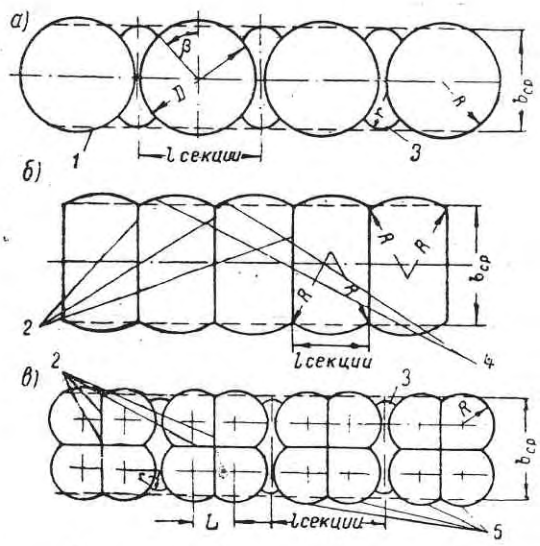
34—1. ТИПЫ ЯЧЕИСТЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Ячеистая конструкция представляет собой замкнутую систему плоских металлических шпунтов с каменным или грунтовым заполнением.

Жесткость ячеек зависит от распора, создаваемого заполнителем вследствие натяжения шпунтов и возникновения сил трения в замковых соединениях шпунта и между шпунтом и грунтом.

Основные типы ячеек следующие (фиг. 34—1): цилиндрические с козырьками, сегментные и с пересекающимися диафрагмами.

а) Цилиндрические ячейки с козырьками могут быть применены при напорах до 15—18 *м*; разрывающие усилия в замках при бо́льших напорах будут превышать допускаемые. Конструкции из ячеек этого типа при заполнении грунтом представляют возможность вести работы по всему фронту. Во избежание перекосов и деформации стенок при заполнении грунтом нельзя допускать одновременную загрузку цилиндра и козырька со значительной разностью уровней в засыпке. Разрывы в замковых соединениях не вызывают разрушения всего сооружения в целом, так как повреждения могут быть ликвидированы в каждом отдельном месте.



Фиг. 34—1. Основные типы ячеек

а — цилиндрические с козырьками, *б* — сегментные; *в* — с пересекающимися диафрагмами; *1* — цилиндрические ячейки; *2* — поперечные прямолинейные стенки-диафрагмы; *3* — соединительные козырьки; *4* — сегментные наружные стенки; *5* — наружные стенки ячейки с пересекающимися диафрагмами

б) Сегментные ячейки могут быть использованы при напорах более 15—18 *м*.

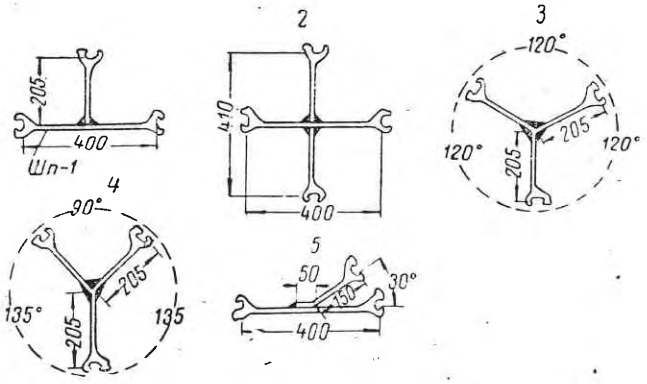
Для сооружений с бо́льшим напором расстояния между поперечными стенками подбирают так, чтобы разрушающие усилия в замках не превосходили допускаемых.

В производстве работ этот тип ячеек менее удобен, чем предыдущий. Заполнение ячеек можно вести двояко: 1) не по всему фронту, при этом необходимо следить за тем, чтобы разность уровней засыпки в соседних ячейках не превышала 2 *м*, и 2) одновременно по всему фронту на полную высоту с соблюдением одинакового уровня в ячейках.

При разности уровней более 2 *м* поперечные стенки под действием горизонтального распора грунта прогибаются и замковые соединения расстраиваются. Разрывы замковых соединений в ячейках этого типа могут происходить более часто, чем в цилиндрических ячейках.

в) Ячейки с пересекающимися диафрагмами более сложны, чем указанные выше. Применяются при возведении сооружений значительной высоты, особенно когда по условиям эксплуатации и производства работ каждая ячейка в отдельности должна обладать большой устойчивостью.

Для ячеистых конструкций следует применять только плоский металлический шпунт, основные характеристики которого приведены в табл. 34—1.



Фиг. 34—2. Сварные узлы соединений для ячеистых конструкций

Таблица 34—1

Характеристики плоского металлического шпунта

Условное обозначение профиля	Показатели для одной шпунтины								Показатели на 1 *пог. м* стенки			
	расчетная ширина в *мм*	высота поперечного сечения в соединении в *мм*	высота профиля в *мм*	толщина стенки в *мм*	площадь сечения в *см*²	вес 1 *пог. м* в *кг*	момент сопротивления в *см*³	момент инерции в *см*⁴	площадь поперечного сечения в *см*²	вес 1 *м*² в *кг*	момент сопротивления в *см*³	момент инерции в *см*⁴
ШП-1-О*	400	108	85,5	10	82,5	65	74	332	206	162	185	830
ШП-1	400	103	79	10	85	67	71	290	—	—	—	—

* Профиль ШП-1-О предназначен для опытной прокатки, что отмечено буквой О в конце условного обозначения профиля.

Расчетные допускаемые разрывающие усилия [*p*] в замках шпунта указанного профиля могут приниматься около 2 000 *кг* на 1 *пог. см* шпунта.

В местах примыкания и пересечения шпунтовых стенок применяют специально изготовляемые сварные фасонные шпунты (фиг. 34—2)* различных типов: тип 1 обычно используется для цилиндрических ячеек, тип 2 — для ячеек с пересекающимися диафрагмами, типы 3 и 4 предназначаются для наружных стенок в сегментных ячейках, тип 5 можно использовать для присоединения козырьков к цилиндрическим ячейкам и к ячейкам с пересекающимися диафрагмами.

34—2. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ЯЧЕИСТЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1. Область применения

В речном и морском гидротехническом строительстве ячеистые конструкции применяют как на скальных, так и на нескальных основаниях.

Наибольшее распространение ячеистые конструкции пока получили во временных сооружениях и преимущественно в продольных перемычках.

На фиг. 34—3 показаны детали конструкций продольной ячеистой перемычки, возведенной на Волге у г. Горького на среднезернистых речных песках сравнительно рыхлого сложения.

На фиг. 34—4 показан поперечный разрез и общий вид продольной ячеистой перемычки, возведенной на Днепре у Каховки, где применялись ячейки только цилиндрического типа. Фасонные шпунтины изготовлялись из обычного шпунта путем сварки. Ячейки возводили на мелких и среднезернистых песках. Шпунт забивали до плотных илистых грунтов, которые служили водоупором для низа шпунта продольной ячеистой перемычки.

Применение ячеистых конструкций весьма эффективно при сжатых сроках строительства, особенно в зимнее время.

* Размеры швов сварки определяются расчетом, однако должны быть не менее 1×1 *см*.

Эти конструкции могут быть использованы и при замыкании русла реки (вместо устройства каменного банкета) в том случае, когда имеется возможность переключить водоток на уже осуществленные водопропускные сооружения на пойме (так называемые пойменные варианты), и там, где в основном русле реки устраиваются водопропускные сооружения в виде низкого порога или донных отверстий.

Для постоянных гидротехнических сооружений ячеистые конструкции могут быть использованы в молах, волноломах, судоходных шлюзах, стенах доков, подпорных стенах, раздельных быках плотин, для устройства противофильтрационных завес, сопряжения рисберм с руслом реки, сопрягающих береговых элементах плотин и гидростанций и др.

2. Долговечность ячеистых конструкций

Долговечность металлических сооружений в речной или морской среде является одним из основных факторов при проектировании постоянных сооружений из ячеистых конструкций.

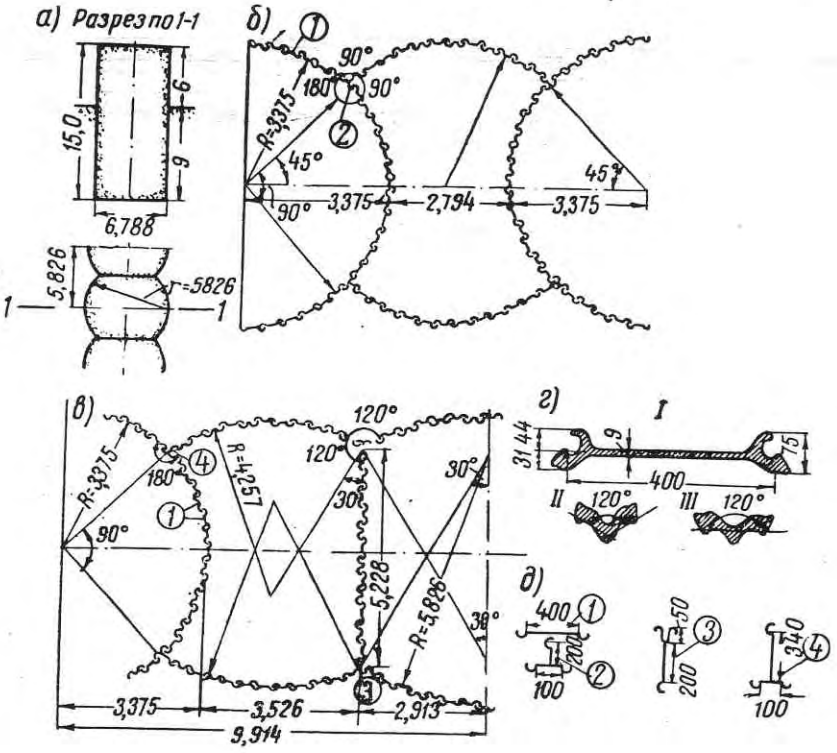
Морская среда — вода, атмосфера и грунт — для металла является наиболее агрессивной, речная среда менее агрессивна.

Многочисленные исследования, проведенные различными организациями для определения коррозиеустойчивости различных сталей, показали:

1) коррозия металлического шпунта и любых других металлических конструкций в условиях морской среды колеблется в пределах 0,1—0,2 *мм/год*; скорость разрушения металла с течением времени уменьшается; под водой, как и в сыпучих грунтах, интенсивность коррозии наименьшая;

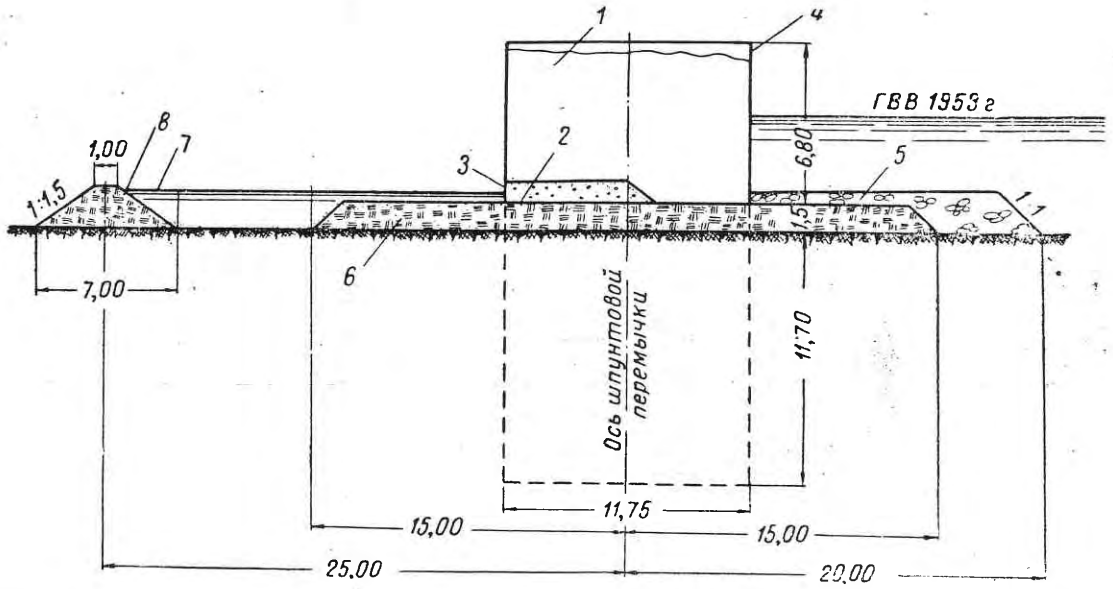
2) долговечность металлических сооружений может быть увеличена путем применения различных защитных покрытий.

Наиболее распространенным средством защиты металла от коррозии является покрытие поверхности лакокрасящими веществами, основу которых составляют продукты перегонки нефти и каменного угля. К хорошим защитным покрытиям можно отнести перхлорвинил и кузбасслак.



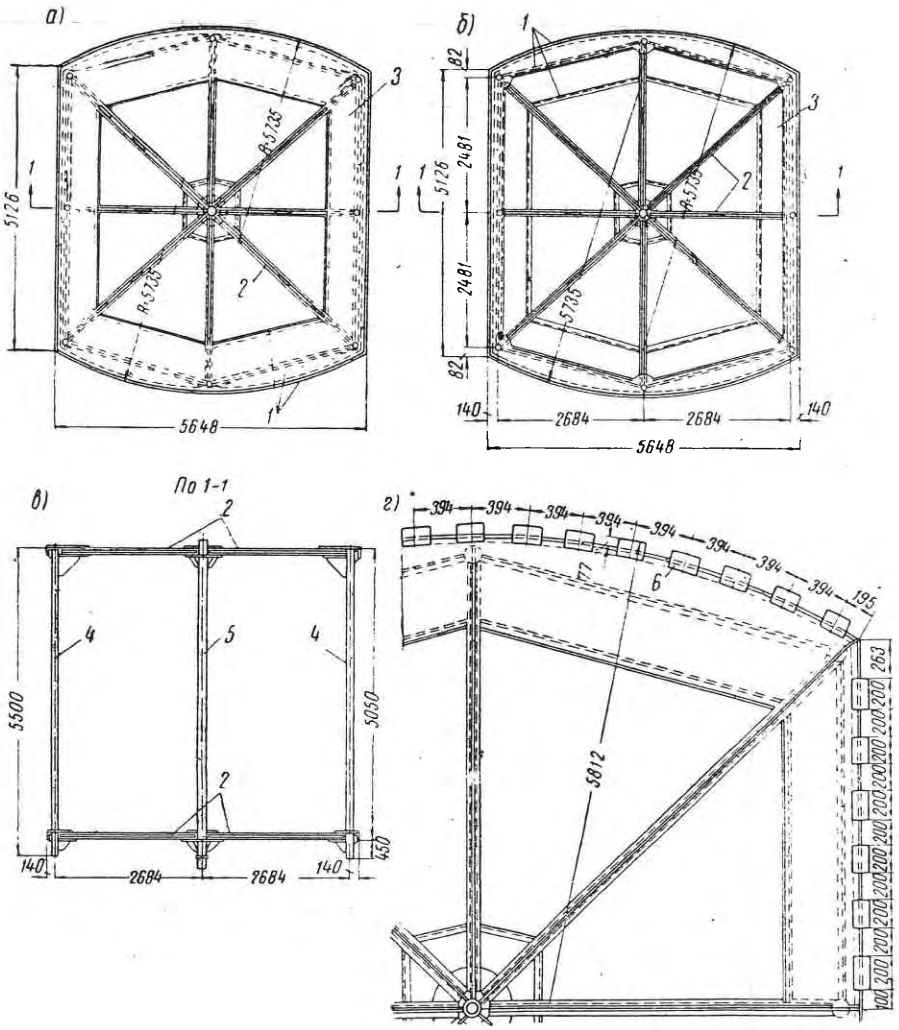
Фиг. 34—3. Детали ячеистой перемычки, возведенной на Волге у г. Горького

а — разрез и план по сегментным ячейкам; *б* — фрагмент плана с цилиндрическими ячейками; *в* — деталь примыкания цилиндрических ячеек к сегментным; *г* — профили шпунта; *д* — схема узловых соединений



Фиг. 34—4. Поперечный разрез продольной ячеистой перемычки на Днепре у Каховки

1 — ячеистая перемычка; *2* — фильтр из крупного зернистого песка; *3* — дренажные отверстия; *4* — вырез для спуска отстойной воды; *5* — каменная наброска; *6* — подсыпка для кранов, работающих при погружении шпунта; *7* — намывная площадка под железнодорожный путь; *8* — дамбочка обвалования



Фиг. 34—5. Шаблон для сборки сегментной ячейки (Горьковская ГЭС)

а — план верхней площадки; *б* — план нижней площадки; *в* — разрез по *I—I*; *г* — деталь приварки направляющих планок; *1* — уголки каркаса верхней и нижней площадок 50×50×5 *мм*; *2* — швеллер № 8; *3* — листовая сталь или дощатый настил; *4* — стойки каркаса шаблонов из труб наружным диаметром 127 *мм*, *l*= 5 500 *мм*; *5* — труба для осевой сваи, наружный диаметр 140 *мм*, *l*=5 900 *мм*; *6* — направляющие планки 200×130×5 *мм*, для установки шпунтин, приваренные к верхней обечайке шаблонов

34—3. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ОРГАНИЗАЦИИ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

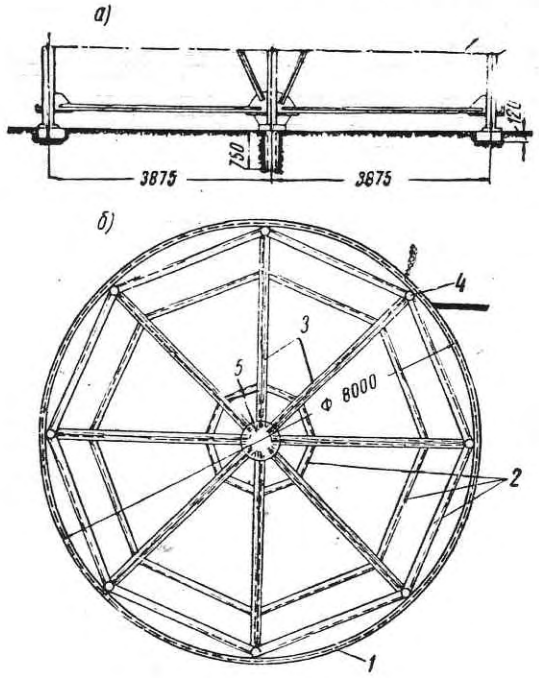
Последовательность работ при возведении ячеистых конструкций должна быть следующей. Сначала производят подготовительные работы: разбивку створа и подготовку площадки для забивки шпунта (уборку валунов со дна, в случае необходимости — устройство тиховода или насыпи в русле реки, на скале). Иногда для уменьшения глубины забивки шпунта проводят дноуглубительные работы. Затем осуществляют основные работы по возведению ячеистых сооружений и их загрузке грунтом.

а) Сборка и установка механизмов для подъема и транспортировки шпунта, шаблонов для сборки ячеек, снарядов для забивки шпунта и др. Наиболее удобны башенные краны типа УБК-5-50 с вылетом стрелы 50 *м*, передвигающиеся по рельсовым путям. Находят также применение экскаваторы на гусеничном ходу Воронежского завода. Грузоподъемность кранов и подъемных механизмов должна равняться двухкратному весу шпунтины и молота.

б) Установка шаблонов (фиг. 34—5) производится точно в створе, по нивелиру, на подкладки (железобетонные, бетонные и др.), по выровненной поверхности с закреплением при помощи осевой сваи. В русле реки шаблоны укрепляют несколькими сваями. Нельзя допускать перекосов в установке шаблонов, так как при сборке ячейки не произойдет замыкания.

Для цилиндрических ячеек применяют два шаблона (фиг. 34—6). Один шаблон предназначается для сборки цилиндров, а другой — для сборки козырьков. Для ячеек с взаимно пересекающимися диафрагмами применяют один шаблон, составленный из четырех секторов.

в) Сборка ячеек. Целесообразно проектные размеры шаблонов проверять опытной сборкой ячеек. В случае, если не получается правильного замыкания ячеек, необходимо корректировать размеры шаблонов.



Фиг. 34—6. Шаблон для сборки цилиндрической ячейки (Павловская ГЭС)

а — схема установки шаблона; *б* — план верхней площадки: *1* — уголок обвязки 75×75×6 *мм*; *2* — уголки каркаса 75×50×6 *мм*; *3* — радиальные спаренные уголки 75×50×6 *мм*; *4* — вертикальные стойки каркаса из труб диаметром 102/90 *мм*, *l*=4 255 *мм*; *5* — труба для осевой сваи диаметром 102/90 *мм*, *l*=3 525 *мм*

г) Забивка шпунта. Для забивки шпунта рекомендуются пневмомолоты. Наибольшая эффективность получается при использовании молотов двойного действия. Для забивки шпунта в песчаные грунты применяют вибраторы, которые дают высокую производительность.

д) Загрузка ячеек грунтом. В настоящее время загрузка ячеек осуществляется следующими способами: гидравлическим (гидромеханизация), подачей грунта непосредственно из котлована при помощи транспортеров, грейдерных кранов и других приспособлений, подачей грунта в ячейки из карьеров при помощи автотранспорта или других транспортных средств.

Наибольшее распространение получил гидравлический способ, как наиболее быстрый и экономически выгодный.

Если загрузка осуществляется связными грунтами, необходимо устраивать дренажи и отверстия в шпунте для выпуска отстойной воды, а также для снижения давления воды на низовой шпунт.

34—4. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЯЧЕИСТЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1. Общие соображения

Для проектирования и расчета ячеек необходимо иметь инженерно-геологические данные о строении и физико-механических свойствах грунтов, а также гидротехнические и производственные данные: о максимальной и минимальной подпорных отметках, давлении льда (статическом и динамическом), скорости течения воды в реке, характеристике размываемости русла реки в районе перемычек, необходимости устройства путей по верху ячеек и установки каких-либо тяжелых грузов на поверхности засыпки и др.

При проектировании ячеек назначают основные размеры и тип, исходя из установившихся в практике соотношений между высотой H и диаметром (шириной): $d=0{,}9 \div 1{,}4H$, затем эти размеры проверяют расчетом.

Для определения прочности и устойчивости ячеек при статическом расчете рекомендуется производить проверки: на устойчивость против сдвига в вертикальной плоскости ячеистых конструкций; на устойчивость против сдвига по горизонтальной плоскости (по линии низа шпунта); устойчивость основания против выпирания грунта из-под шпунта, вызываемого загрузкой ячейки; прочность замков при разрывающих усилиях, возникающих от распора грунтовой засыпки и при других усилиях; фильтрацию через основание и тело перемычек.

2. Основные расчетные схемы

Действующие на ячеистое сооружение расчетные нагрузки могут быть сведены к двум основным схемам: для безнапорного ячеистого сооружения (фиг. 34—7,*а*) и для напорного ячеистого сооружения (фиг. 34—7,*б*).

3. Расчет устойчивости на сдвиг в вертикальной плоскости

а) Расчет устойчивости на сдвиг в вертикальной плоскости дан впервые (в 1935 г.) проф. Б. Н. Жемочкиным сначала для ячеек сегментного, а затем и цилиндрического типов.

Схема сил, действующих в сегментной ячейке, дана на фиг. 34—8. Как видно из схемы, в средней вертикальной плоскости грунтовой засыпки в момент предельного состояния действуют силы трения T_1, по контакту шпунта с грунтом силы трения T_2, а в основании принимается реактивное давление S, изменяющееся прямолинейно, по закону трапеции.

Для нескальных оснований величина момента от реактивных сил в предельном состоянии определяется следующим выражением в случае, если невозможно ни погружение, ни выдергивание шпунта из грунта:

$$Mk = \frac{Eb}{3}(2\operatorname{tg}\varphi + \operatorname{tg}\varphi_0 + 3f) + M_н^{\bullet} \qquad (34—1)$$

или

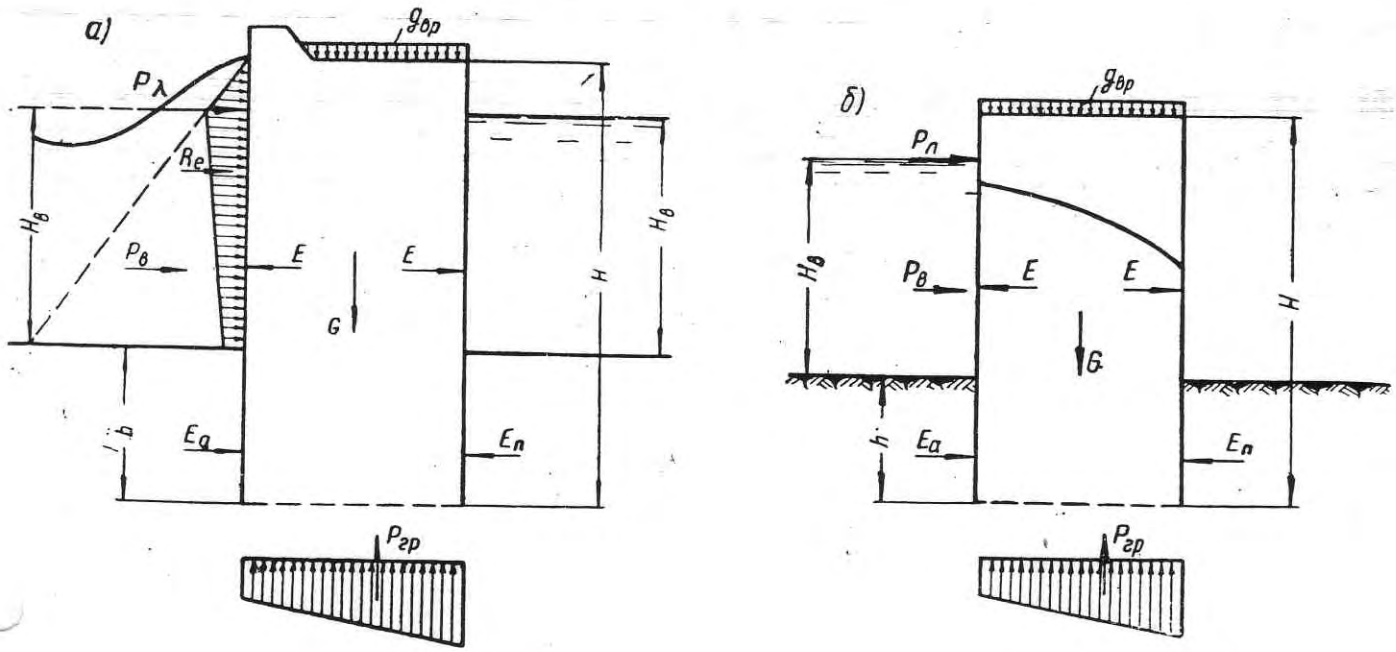
$$k = \frac{Eb}{3M}(2\operatorname{tg}\varphi + \operatorname{tg}\varphi_0 + 3f) + \frac{M_н}{M}, \qquad (34—1')$$

где M — суммарный момент внешних сил, действующих с напорной стороны относительно середины основания на единицу длины;

k — коэффициент запаса, принимаемый от 1,3 до 1,6;

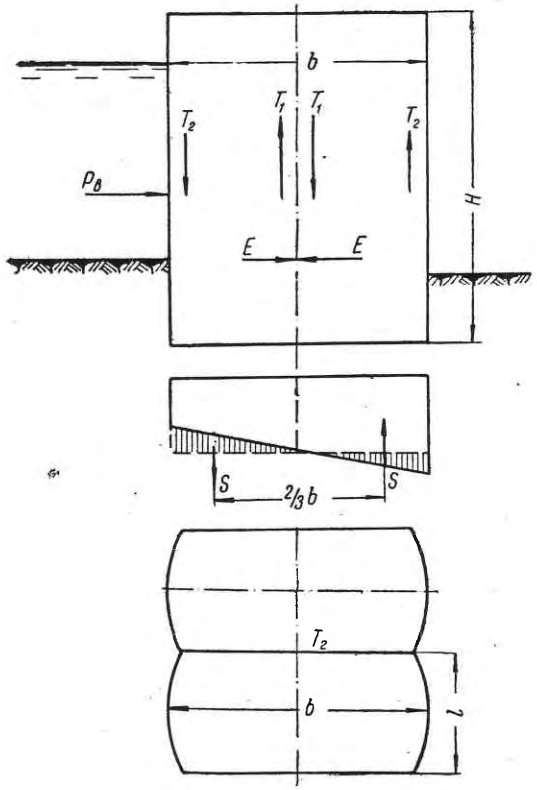
b — ширина ячейки;

$\operatorname{tg}\varphi$ — коэффициент внутреннего трения грунтовой засыпки;



Фиг. 34—7. Расчетные схемы

а — для безнапорного ячеистого сооружения; *б* — для напорного ячеистого сооружения; G — вес засыпки ячейки с учетом действия взвешивающего давления; $p_в$ — давление воды на ячейку; $p_л$ — давление льда на ячейку в *т/пог. м*; $E_а$ — активное давление грунта со стороны реки, действующее по глубине h забивки шпунта; $E_п$ — пассивное давление грунта на ячейку со стороны котлована; E — распор грунта засыпки на стенки ячейки; $p_{гр}$ — реакция основания; $g_{вр}$ — временные нагрузки на поверхности засыпки; Re — волновая нагрузка, определяемая по ГОСТ 3255-46; H — полная высота перемычки



Фиг. 34—8. Схема действующих сил при учете трапецоидальной эпюры реактивного давления в основании

$\operatorname{tg}\varphi_0$ — коэффициент трения грунта о шпунтовые стенки (табл. 34—2);

f — коэффициент трения в замках шпунта;

$M_н$ — момент сил, действующих с низовой стороны относительно середины основания.

При наличии слабых оснований (например, иловатых) коэффициент запаса рекомендуется определять по следующей формуле:

$$k = \frac{2Eb}{3M}(\operatorname{tg}\varphi + f) + \frac{M_н}{M}. \qquad (34—2)$$

Для скальных оснований коэффициент запаса рассчитывают по следующей формуле:

$$k = \frac{2Eb}{3M}(\operatorname{tg}\varphi + 0{,}25\operatorname{tg}\varphi_0 + 1{,}25f) + \frac{M_н}{M}, \qquad (34—3)$$

Для ячеек цилиндрической формы коэффициент запаса определяется на основании следующих выражений [1]:

для нескального грунта

$$k = 0{,}59\frac{D^2E}{M}(\operatorname{tg}\varphi + 0{,}04\operatorname{tg}\varphi_0 + f), \qquad (34—4)$$

где D — диаметр ячейки;

для слабого грунта

$$k = 0{,}59\frac{D^2E}{M}(\operatorname{tg}\varphi + f); \qquad (34—5)$$

для скального грунта

$$k = 0{,}59\frac{D^2E}{M}(\operatorname{tg}\varphi + 0{,}02\operatorname{tg}\varphi_0 + f). \qquad (34—6)$$

Для напорных сооружений с высоким расположением кривой депрессии в теле сооружения следует добавлять к правой части выражений:

1) (34—1′), (34—2), (34—3) соответственно величины

$$C_1 = \frac{E_в b}{M} f; \quad C_2 = \frac{2E_в b}{3M} f; \quad C_3 = \frac{2{,}5\,E_в b}{3M} f;$$

2) (34—4), (34—5), (34—6)

$$0{,}59\,\frac{D^2 E_в}{M} f; \qquad (34\text{-}7)$$

где $E_в$ — давление воды внутри ячейки на 1 *пог. м* низовой стенки.

Таблица 34—2

Коэффициент трения грунта о шпунтовые стенки

Наименование грунта	Коэффициент трения	
	φ_0	tg φ_0
Песок сухой	19°	0,35
Песок влажный	22°	0,40
Песок, насыщенный водой	14°	0,25
Глина твердая с небольшой влажностью (10—15%)	19°	0,35
Глина влажная твердопластичной консистенции	14°	0,25
Глина мягко-пластичной консистенции	7°	0,12
Ил	4°	0,07

б) Расчет ячеистых конструкций на сдвиг в вертикальной плоскости может быть также произведен для случая, когда в основании реактивное давление изменяется не по трапеции, а по прямоугольнику [3].

Такое допущение возможно, ибо оно, во-первых, увеличивает коэффициент запаса устойчивости против сдвига в вертикальной плоскости, а во-вторых, в силу неясности роли сил трения о стенки шпунта и внутри засыпки реактивное давление в основании целесообразно принимать равномерно распределенным. Расчетная схема приведена на фиг. 34—9.

При сделанных выше допущениях расчетные выражения для сегментных ячеек на нескальном основании и высоким расположением кривой депрессии в теле сооружения будут иметь следующий вид (для сыпучих грунтов).

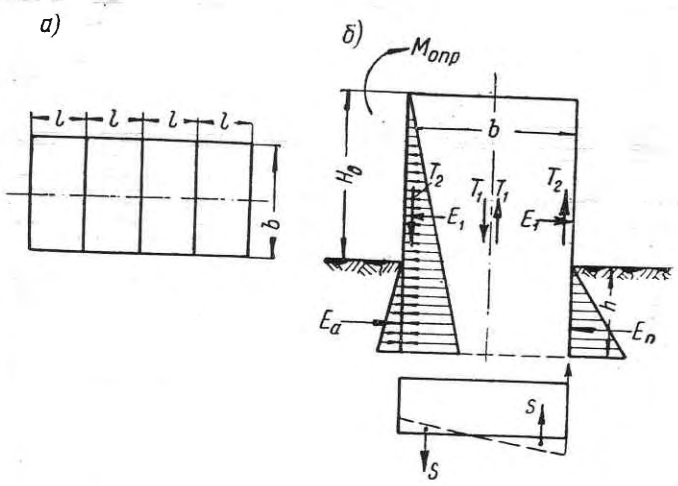
$$Mk = [E_1 \operatorname{tg}\varphi + (E_1 - E_c) f]\,\frac{2lb + b^2}{2(l+b)} + E_в f\,\frac{2lb + b^2}{2(l+b)} \qquad (34\text{—}8)$$

или коэффициент запаса

$$k = \frac{[E_1 \operatorname{tg}\varphi + (E_1 - E_c) f]\,\frac{2lb+b^2}{2(l+b)} + E_в f\,\frac{2lb+b^2}{2(l+b)}}{M}, \qquad (34\text{—}8')$$

где E_1 — давление грунта, определяемое, как на прямолинейные внутренние стенки ячейки, в *т/пог. м* (фиг. 34—9);

$$E_c = \frac{E_а + E_п}{2};$$



Фиг. 34—9. Схема действующих сил при учете равномерной эпюры реактивного давления в основании

а — приведенный к прямоугольному виду план ячеек; *б* — схема действующих сил

$E_а$ и $E_п$ — давление грунта по глубине забивки шпунта с наружной стороны и со стороны котлована, определяются по обычным формулам давления грунта;

l — длина сегментной ячейки.

Коэффициент запаса для ячеек цилиндрической формы определяется следующим выражением:

$$k = \frac{4[E_1 \operatorname{tg}\varphi + (E_1 - E_c) f]\,\frac{2R^2}{\pi} + 4E_в f\,\frac{2R^2}{\pi}}{M}, \qquad (34\text{—}9)$$

где R — радиус ячейки в *м*.

Для скальных оснований, прикрытых тонким слоем аллювия, когда $E_а$ и $E_п$ незначительны и ими можно пренебречь, выражения соответственно упростятся, а именно:

для сегментных ячеек

$$k = \frac{[E_1 (\operatorname{tg}\varphi + f) + E_в f]\,\frac{2lb + b^2}{2(l+b)}}{M}; \qquad (34\text{—}10)$$

для цилиндрических

$$k = \frac{4[E_1 (\operatorname{tg}\varphi + f) + E_в f]\,\frac{2R^2}{\pi}}{M}. \qquad (34\text{—}11)$$

В тех случаях, когда кривая депрессии в теле ячеистого сооружения расположена низко, в формулах (34—8), (34—8′), (34—9), (34—10) и (34—11) давление воды $E_в$ должно приниматься равным нулю.

Коэффициент запаса на сдвиг в вертикальной плоскости следует принимать от 1,3 до 1,6 в зависимости от ответственности сооружения.

4. Расчет замковых соединений на разрыв

При определении разрывающих усилий в замковых соединениях шпунта ячеек принимается, что разрывающие усилия относятся к одной погонной единице по высоте шпунта.

Максимальные разрывающие усилия в замках определяют построением эпюр разрывающих усилий по высоте шпунтов для различных горизонтальных сечений.

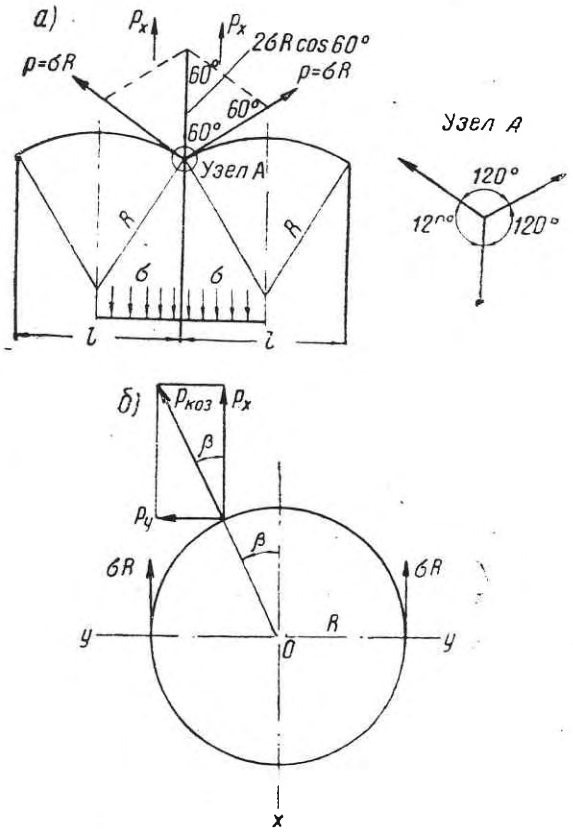
Разрывающие усилия в ячейках зависят: от распора грунта, создаваемого заполнителем; действия сосредоточенных нагрузок, передаваемых на ячейку; неуравновешенного гидростатического давления, действующего в ячейке и передаваемого на низовой шпунт (данные усилия имеют место для напорных сооружений типа перемычек); сосредоточенных нагрузок, передаваемых через узловую шпунтину на основную ячейку (для ячеек цилиндрического типа и ячеек с пересекающимися диафрагмами).

а) Разрывающие усилия от распора грунта $p_р$, создаваемого заполнителем [3], определяются по следующим формулам:

для сегментных ячеек

при $l \geqslant R$ — в поперечной стенке-диафрагме

$$p_р = \sigma l; \qquad (34-12)$$



Фиг. 34—10. Расчетные схемы шпунтового контура

а — для сегментных ячеек; *б* — для цилиндрических ячеек

при $l \leqslant R$ (фиг. 34—10,*а*) — в сегментной наружной стенке

$$p_р = \sigma R, \qquad (34-13)$$

где l — расстояние между поперечными диафрагмами;

$\sigma = \gamma_{гр}\, y \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$ — ордината эпюры давления засыпки, определяемая по Кулону как для прямой стенки;

y — расстояние от поверхности засыпки до рассматриваемого сечения;

$\gamma_{гр}$ — объемный вес засыпки;

для цилиндрических ячеек (фиг. 34—10,*б*)

$$p_р = \sigma R, \qquad (34-13')$$

т. е. половине давления, приходящегося на диаметральную плоскость в каждом рассматриваемом сечении;

для ячеек с пересекающимися диафрагмами

$$p_р = \sigma L, \qquad (34-14)$$

где L — расчетная длина стенки, показанной на фиг. 34—1.

б) Разрывающие усилия от действия сосредоточенных нагрузок, например, льда

$$p_{соср} = \alpha p_{вн} A, \qquad (34-15)$$

где α — коэффициент, характеризующий расположение нагрузки ориентировочно принимаемый равным $^1/_3 \div {}^1/_4$;

$p_{вн}$ — внешняя нагрузка на 1 *пог. м* длины сооружения;

A — коэффициент, характеризующий форму ячеек; для ячеек сегментного типа $A=l$, цилиндрического $A = \frac{l_с}{2}$, с пересекающимися диафрагмами $A=L$.

в) Разрывающие усилия от неуравновешенного гидростатического давления, передаваемого на внутренний низовой шпунт для ячеек сегментного типа

$$\begin{array}{c}\text{при } l \geqslant R \\ p_{гидр} = \gamma h_0 l_с, \\ \text{при } l \leqslant R\ p_{гидр} = \gamma h_0 R\end{array} \qquad (34-16)$$

где $l_с = l$ — расстояние между секциями;

$h_0 = \frac{H_1 + h_1}{2}$ (фиг. 34—11), при этом H_1 — ордината давления воды на верховой шпунт внутри ячейки, определяется по формуле (34—26), а h_1 — ордината давления воды на низовой шпунт внутри ячейки — по формуле (34—25);

γ — объемный вес воды.

При наличии со стороны котлована земляной призмы, насыщенной водой, h_0 может быть уменьшено на величину h_2 (фиг. 34—11):

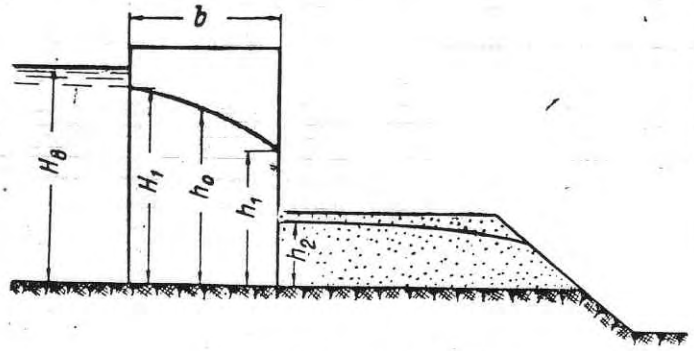
для ячеек цилиндрического типа

$$p_{гидр} = \frac{h_0 \gamma R}{2}; \qquad (34-17)$$

для ячеек с пересекающимися диафрагмами

$$p_{гидр} = \frac{h_0 R}{3}. \qquad (34-18)$$

г) Разрывающие усилия от сосредоточенных нагрузок, передаваемых козырьком через узловую шпунтину на основную ячейку ($p_к$);



Фиг. 34—11. Схема движения фильтрационного потока через ячеистую конструкцию

для ячеек цилиндрического типа (фиг. 34—10,*б*)

$$p_к = \sigma r \cos\beta, \qquad (34—19)$$

где σ — интенсивность давления засыпки и воды;
r — радиус очертания козырька;
β — угол (фиг. 34—10);

для ячеек с пересекающимися диафрагмами

$$p_к \approx \frac{\sigma r \cos\beta}{1{,}5}. \qquad (34—20)$$

Суммарное максимальное разрывающее усилие, отнесенное к какому-либо рассматриваемому горизонтальному сечению и погонной единице высоты шпунта

$$p = p_р + p_{соср} + p_{гидр} + p_к = k\,[p]. \qquad (34—21)$$

Коэффициент запаса шпунтовой оболочки на разрыв следует принимать не ниже 1,5.

5. Поверка устойчивости

Поверка устойчивости ячеистых конструкций против сдвига по горизонтальной плоскости (по линии низа шпунта), а также устойчивости основания против выпирания грунта из-под шпунта, вызываемого загрузкой ячейки, не является специфичной для ячеек и производится обычными методами, как и при расчете плотин на устойчивость [3].

34—5. ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ ПО ФИЛЬТРАЦИИ В ЯЧЕИСТЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Расчеты на фильтрацию, а также и исследования по методу ЭГДА[1] в ячеистых конструкциях можно вести, как для плоской задачи, т. е. для двух параллельных шпунтовых стенок.

При проектировании постоянных или временных подпорных сооружений на непроницаемом основании фильтрация, наблюдающаяся в осуществленных ячеистых перемычках, в зависимости от пропускной способности щелей шпунта и заполнителя ячеек может быть сведена к трем основным схемам:

схема I (фиг. 34—12,*а*)—фильтрационная пропускная способность щелей пазов шпунта мала по сравнению с фильтрационной пропускной способностью крупного заполнителя в ячейках;

схема II (фиг. 34—12,*б*) — пропускная способность заполнителя значительно меньше пропускной способности щелей шпунта;

схема III (фиг. 34—12,*в*)—условия фильтрации средние между первой и второй схемами.

Применительно к этим трем схемам следует вести как фильтрационные расчеты, так и расчеты по устойчивости и прочности ячеистых конструкций.

Проницаемость шпунтового фрагмента шириной 1 *м*, имеющего в середине шпунт, следует выражать в долях от коэффициента фильтрации грунта заполнителя.

Для напорных ячеистых сооружений (по данным ВНИИ Водгео) проницаемость одностороннего шпунтового фрагмента следует принимать порядка (0,02÷0,04) $k_ф$*, где $k_ф$ — коэффициент фильтрации заполнителя (загрузки) ячейки.

Расчет фильтрации через ячеистые конструкции ведется в следующем порядке.

Устанавливается пропускная способность заполнителя без учета шпунтовых ограждений по уравнению:

$$Q = k_ф\, l\, \frac{H_в}{2\eta} \qquad (34—22)$$

или

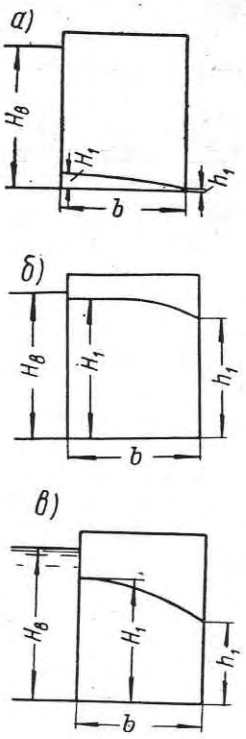
$$\bar{q} = \frac{H_в}{2\eta}, \qquad (34—23)$$

где $\eta = \frac{b}{H_в}$ — относительная ширина перемычки (фиг. 34—12);
$H_в$ — полный напор;
b — средняя ширина перемычки в *м*;
l — длина перемычки в *м*;
$\bar{q}$ — приведенный расход, равный $\frac{Q}{k_ф\, l}$.

Далее следует определять фильтрационный расход, пропускаемый шпунтами в тело заполнителя.

Фильтрационный расход, в соответствии с опытами ВНИИ Водгео, для чистых замковых соединений на единицу длины должен уменьшаться до 25% полной пропускной способности заполнителя:

$$q_{яч} = 0{,}25\,\bar{q}. \qquad (34—24)$$

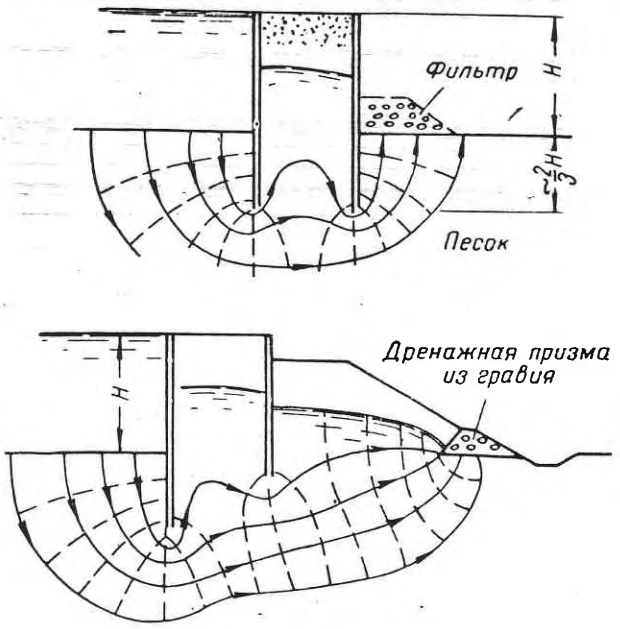


Фиг. 34—12. Фильтрационные схемы в ячейках при водонепроницаемом основании

а — схема I — заполнитель из крупных составляющих; *б* — схема II — заполнитель из плотных илювато-глинистых песков; *в* — схема III — заполнитель из обычных песков

[1] Электрогидродинамические аналогии.

* Данные о проницаемости стальных шпунтов пока очень ограничены и могут быть приняты лишь как ориентировочные.



Фиг. 34—13. Фильтрационные схемы потока в ячейках на проницаемом основании

Ординату выхода фильтрационного потока у низового шпунта рекомендуется определять по данным П. Я. Полубариновой-Кочиной:

$$h_1 = 1{,}35\,\bar{q}_{яч}, \qquad (34—25)$$

где $\bar{q}_{яч}$ — приведенный расход через ячейку.

Определение напора внутри ячейки рекомендуется производить по формуле:

$$H_1 = \sqrt{2b\,\bar{q}_{яч} + q^2_{яч}}. \qquad (34—26)$$

Затем по данным H_1 и h_1 можно строить кривую депрессии внутри ячейки.

Схемы фильтрации в ячеистых конструкциях на проницаемом основании приведены на фиг. 34—13.

Наиболее слабым местом напорной ячеистой конструкции на проницаемом основании является нижний бьеф, где чаще всего наблюдается взвешивание грунта фильтрационным потоком. При расчете устойчивости основания необходимо учитывать гидродинамическое давление.

Для борьбы с взвешиванием грунта применяются пригрузки из пористого материала или присыпки с низовой стороны с устройством дренажа (фиг. 34—13).

В тех случаях, когда положение кривой депрессии получается выше, чем это необходимо для обеспечения ее заданного (расчетного) положения в засыпках ячеек, необходимо предусмотреть перфорацию шпунтовой стенки, устройство дренажа внутри засыпки и другие защитные мероприятия.

Перфорация, по рекомендации ВНИИ Водгео, должна устраиваться в нижней части низовой шпунтовой стенки. Диаметр отверстий должен быть не более 3 *см*, расстояние между ними — примерно 0,5 *м* по высоте и через 1 *м*, приблизительно — по горизонтали

ЛИТЕРАТУРА

Жемочкин Б. Н., О расчете ячеистых перемычек, сборник „Исследования по теории сооружений", вып. V, под ред. проф. Гвоздева А. А., Рабиновича И. М., Филоненко-Бородича М. М., Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, М. 1951.

2. Лаупман П. П., Предложения по экономичным решениям некоторых основных вопросов крупного гидротехнического строительства, журнал „Гидротехническое строительство" № 1, 1951.

3. Федоров И. В. и Титова В. И., Ячеистые конструкции из металлического шпунта, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.

4. Указания по проектированию ячеистых конструкций из металлического шпунта, издание ВНИИ Водгео, 1955.

РЕДАКТОРЫ ОТДЕЛЬНЫХ ГЛАВ СПРАВОЧНИКА

Канд. техн. наук доц. *А. М. Латышенков* (главы 1, 7 и 9), канд. техн. наук. доц. *В. С. Муромов* (глава 2), инж. *М. В. Барсов* (главы 3, 4, 16, 24, 25 и 34), канд. техн. наук *В. А. Мейстер* (главы 5, 14 и 15), канд техн. наук *В. М. Липкинд* (главы 6, 8 и 10), канд. техн. наук *П. А. Ляпичев* (главы 11—13), канд. техн. наук доц. *И. М. Карпов* (главы 17, 18, 22, 26—28), инж. *В. П. Репкин* (главы 19—21, 23 и 29—33).

ВНИИ ВОДГЕО

СПРАВОЧНИК ПО ГИДРОТЕХНИКЕ

* * *

Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре
Москва, Третьяковский проезд, д. 1

* * *

Редактор издательства М. В. Барсов Технический редактор Л. Я. Медведев

Сдано в набор 7/XII-1953 г. Подписано к печати 17/III-1955 г. Т-01695. Бумага 84×108¹/₁₆ = 26,37 бумажных листов — 86,51 условн. печ. л. (96,4 уч.-изд. л.). Тираж 25 000 экз. Заказ № 125. Издательский № X-9030.
Цена 48 руб. 20 коп. Переплет 2 руб.

Типография № 1 Государственного издательства литературы по строительству и архитектуре, г. Владимир

ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ

Страница		Строка	Напечатано	Следует читать
левая колонка	правая колонка			
VII	—	2—3 снизу	1. Расчетные группы действующих на гидротехнические сооружения сил и нагрузок 324	1. Нагрузки, воздействия и их сочетания 325
—	58	19 сверху	P_x'	P_y'
—	61	7 сверху	$\frac{2}{3} m H_{max}$	$\frac{2}{3} m DH_{max}$
—	69	15 сверху	$\approx 8{,}5 - 0{,}1 (H_0 + h_{вак})$,	$\approx \frac{P_0}{\gamma} - 1{,}5 - 0{,}1 (H_0 + h_{вак})$,
—	78	25 снизу	$\chi = \frac{W}{Q}$.	$\chi = \frac{\omega}{R}$.
80	—	19 снизу	для разных ξ, m и n	для разных ξ, m и y
81	—	16 снизу	при разных n, m и β,	при разных y, m и β,
—	112	20 сверху	$[\sin^2\theta +$	$[\sin\theta +$
—	120	12 сверху	$\frac{m^2 - 1}{q\omega_{вх}^2 m^2} Q^2$,	$\frac{m - 1}{g\omega_{вх}^2 m^2} Q^2$,
139	—	11 сверху	гл. 28	гл. 30
—	140	Формула (3—5)	$\varepsilon' = \mp \frac{\Delta b}{b} = \mp \mu\varepsilon$,	$\varepsilon' = \frac{\Delta b}{b} = -\mu\varepsilon$,
—	140	Табл. 3—1	23. Стекло 7 000 000	23. Стекло 700 000
—	140	Табл. 3—1	28. Лед (пресноводный) . . . 40 000 — 45 000	28. Лед пресноводный . . . . 4 000 — 4 500
—	141	Формула (3—9)	$\tau_n = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha$;	$\tau_n = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha - \tau_{xy} \cos 2\alpha$;
147	—	14 сверху	при нормальных	в поперечных
—	157	2 снизу	Остальные три уравнения остаются без изменений.	Кроме того, в первом уравнении добавляется член $M_0 \cdot 5$.
164	—	Табл. 3—6, фиг. 3—86	$i_z = 0{,}195$	$i_z = 0{,}195h$
—	170	2 снизу	$M_x = Ny_0$,	$M_x = -Ny_0$,
172	—	9 сверху	нормальное σ и касательное напряжение τ_1	нормальное напряжение σ
172	—	11 сверху	τ_2.	τ.
—	172	Формула (3—71)	$\left(\frac{M_z}{\alpha_1 b^2 h}\right)^2$	$\left(\frac{M_z}{\alpha b^2 h}\right)^2$
—	172	Формула (3—72)	$\left(\frac{M_z}{\alpha b^2 h}\right)^2$	$\left(\frac{M_z}{\alpha_1 b^2 h}\right)^2$
—	177	8 сверху	называемое	вызываемое
—	246	17 сверху	$2h \sqrt[3]{\frac{E_1}{6^0 E}}$,	$2h \sqrt[3]{\frac{E_1}{6E_0}}$,
—	247	3 столбец слева, 9 строка снизу	$-0{,}0155$	$-0{,}0145$
250	—	Формула (4—52)	$_{ki} = F_{ki} + \alpha w_{ki}$,	$\delta_{ki} = F_{ki} + \alpha w_{ki}$,
278	—	10—11 снизу	мартеновские, бессемеровские и томасовские	мартеновские
278	—	4 снизу	из мартеновской стали.	из мартеновской успокоенной стали.

Продолжение

Страница		Строка	Напечатано	Следует читать
левая колонка	правая колонка			
307	—	1 снизу	ионов HCO,	ионов HCO_3,
—	311	10 снизу	(по ОСТ 9000-39)	(ГОСТ 6901-54)
—	312	8 снизу	по табл. 6—75;	по табл. 6—74;
325	—	33 снизу	а) геологические и гидрогеологические	а) геологические и гидрологические
328	—	17 снизу	$7^{II}—7^{III}—7^{IV}—7^{V}$	$7^{II}—7^{III}$ и $7^{IV}—7^{V}$
—	346	4 сверху	3 сорта.	2 сорта.
—	346	6 сверху	ниже 3 сорта.	3 сорта и ниже.
349	—	Формула (8—7)	$\varphi=\frac{100}{\lambda^2}$.	$\varphi=\frac{3\,100}{\lambda^2}$.
—	350	12 снизу	табл. 7—5).	табл. 7—4).
—	363	Формула (10—14)	$F_a' \sigma a$	$+F_a' a'$
364	—	Формула (10—20)	$\sigma_{гл}=\frac{\sigma_p}{k''}$,	$\sigma_{гл} \leqslant \frac{\sigma_p}{k''}$,
364	—	11 снизу	При $n_p +$ $\leqslant 0{,}575$	При $n_p+\beta \leqslant 0{,}575$
373	—	1— 2 снизу	в сечении.	в створе.
440	—	4 снизу	[18]	[19]
—	440	22 снизу	где h — высота с естественной влажностью	гда h — высота образца с естественной влажностью
—	450	Формула (16—7)	$V_м=\left[\frac{\rho W_0}{\gamma_1}\left(1+\frac{\beta}{\gamma_2}\right)+W_{бер.отл}\right]T$,	$V_м=\left[\rho W_0 T\left(\frac{1}{\gamma_1}+\frac{\beta}{\gamma_2}\right)\right]+W_{бер.отл}$,
—	450	29—30 сверху	β — отношение объема взвешенных к объему донных наносов;	β — отношение веса донных к весу взвешенных наносов;
—	470	19 сверху	(см стр. 459).	(см стр. 469).
—	501	Формула (81—46′)	$Q_{02}=q_{r,02}\,\Delta H_2'$,	$Q_{02}=kq_{r,02}\,\Delta H_2'$,
502	—	5 сверху	$=0{,}321$ *м³/сутки*.	$=0{,}321$.
502	—	8 сверху	$=0{,}49$ *м³/сутки*.	$=0{,}49$.
502	—	12 сверху	$=0{,}218$ *м³/сутки*.	$=0{,}218$.
52[illegible]	—	17 сверху	h_I и h_I	h_I и h_{II}
527	—	10 сверху	(18—150):	(18—152):
552	—	Формула (19—44)	$K_c=\frac{{}_0\Sigma P\cos\beta+f_0\Sigma Q\sin\beta+b''c}{\Sigma Q\cos\beta-\Sigma P\sin\beta}$,	$K_c=\frac{f_0\Sigma P\cos\beta+f_0\Sigma Q\sin\beta+b''c}{\Sigma Q\cos\beta-\Sigma P\sin\beta}$,
—	553	8 снизу	$F=f(\Sigma P-\Sigma P')$	$F=\frac{f}{K_c}(\Sigma P+\Sigma P')$
—	553	Формула (19—49)	$\Sigma Q'=\Sigma Q-F=\Sigma Q-f(\Sigma P-\Sigma P')$	$\Sigma Q'=\Sigma Q-F=\Sigma Q-$ $-\frac{f}{K_c}(\Sigma P-\Sigma P')$
558	—	10 снизу	8	18
577	—	8 снизу	$\delta=\frac{d_в}{}=0{,}1$;	$\delta=\frac{d_в}{l}=0{,}1$;
—	586	26 снизу	$+\frac{1}{2}\beta\vartheta(\vartheta+1)$	$+\frac{1}{2}\beta\delta(\vartheta+1)$

Продолжение

Страница		Строка	Напечатано	Следует читать
левая колонка	правая колонка			
609	—	8 сверху	$k' = k\dfrac{au}{HF}$,	$k' = k\dfrac{au}{4F}$,
609	—	Формула (21—10)	$P_s = (1-m)\,\gamma_з\,FH_m$	$P_s = (1-m)\,\gamma_з\,FH$ т
—	609	13 сверху	$G_к = 2q_к\,(2a_0 - c_{ср})\,m$	$G_к = 2q_к\,(2a_0 - c_{ср})$ т
612	—	20 снизу	допускаемое	расчетное
613	—	25 сверху	$P_{выд}$	$[P_{выд}]$
—	621	25—26 сверху	типов I, II, III, V, в соответствии	типов I, в водоупорных частях плотин типов II, III, V в соответствии
—	622	2 снизу	*4* — тип V,	*14'* — тип V,
631	—	См. рис. 22—20, *а*	2,00 × 2,00	20,0 × 20,0
—	695	4 снизу	$P_н p_в$	$P_н p_н$
—	695	18 снизу	$ll_в^3$	$l_в^3$
—	746	2 снизу	$U_{пр}$	$V_{пр}$
—	746	1 снизу	$U_{анк}$	$V_{анк}$
—	774	19 сверху	$h = \dfrac{h_к' + h_к}{2}$	$h = \dfrac{h_{к_1} + h_{к_1}}{2}$;