

Опечатки

Стр.	Строка	Напечатано	Следует читать	По числу вине
53	6 сверху	$r = \frac{(h + h_0 + h_0 h + a)}{2} - \frac{h^2}{2}$	$r = \frac{(h + h_0 + h_0)(h + a)}{2} - \frac{h^2}{2}$	Тип.
59	6 "	под	над	Авт.
70	1 снизу	(см. гл. 7)	(см. гл. 8)	Ред.
194	13 "	g	l_0	Тип.
195	14 "	ср	вср	"
198	24 "	шита	штов	Авт.
216	Табл. 25. верхний левый угол		b_1	Тип.
238	1 снизу	Гидротехническая (гл. 8)	Гидродинамическая (гл. 7, 18)	Ред.
292	1 сверху	$M_2 = W_1(w_1 + h_1) +$	$M_2 = W_1(w_1 + h_2) +$	"
292	13 снизу	фиг. 153, в,	фиг. 155, в	Авт.
294	3 "	(фиг. 288, 289, 291)	(фиг. 288, 291)	Тип.
296	3 сверху	плоских частей	плоских затворов	Ред.
354	8 снизу			"

проф. Д-Р Е. В. БЛИЗНЯК, проф. М. М. ГРИШИН,
А. Р. БЕРЕЗИНСКИЙ, доц. Н. А. СЕМАНОВ, проф. А. Н. АХУТИН

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

ПОД РЕДАКЦИЕЙ
проф. д-ра Е. В. БЛИЗНЯКА и проф. М. М. ГРИШИНА

ТОМ I

Утвержден ГУУЗ НКТП СССР
в качестве учебника для строительных вузов

12 руб. Пер. 2 руб.
С-55-5-2



ГЛАВНАЯ
МОСКВА

РЕДАКЦИЯ

СТРОИТЕЛЬНОЙ
1938

ЛИТЕРАТУРЫ
ЛЕНИНГРАД

Редактор инж. Н. П. РОЗАНОВ

Техн. редактор Д. М. СУДАК

Настоящий труд представляет собой учебник для гидротехнических факультетов строительных вузов НКТП.

Учебник содержит основные данные о гидротехнических сооружениях и главнейшие материалы для расчета и конструирования плотин, затворов, каналов, водозаборных сооружений, выправительных сооружений и др., а также для гидравлических расчетов и исследований сооружений.

Учебник составлен коллективом специалистов—профессоров и доцентов вузов — и рассчитан на студентов вузов, а также инженеров-проектировщиков.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие.....	8
------------------	---

РАЗДЕЛ I

ВВЕДЕНИЕ, МАТЕРИАЛЫ, НОРМЫ

Проф. д-р Е. В. Близняк

Глава 1

Задачи водного хозяйства и гидротехнического строительства. Гидротехнические сооружения и их классификация. Значение гидротехники в военном деле

1. Воды земного шара.....	11
2. Водное хозяйство и гидротехника.....	11
3. Водные ресурсы и гидротехническое строительство в СССР.....	13
4. Гидротехнические сооружения и их классификация.....	14
5. Значение гидротехники в военном деле.....	22

Глава 2

Материалы, применяемые в гидротехническом строительстве

6. Перечень материалов и основания для их выбора.....	23
7. Металлы.....	26
8. Дерево.....	30
9. Камни.....	31
10. Растворы вяжущие.....	34
11. Бутовая кладка.....	35
12. Бетон.....	41
13. Железобетон.....	42
14. Рыхлые материалы.....	45
15. Битумные и битумоподобные (дегтевые) материалы. Гидроизоляц. материалы.....	46
16. Хворостяные и фашинные материалы. Сетки и габионы.....	48
17. Прочие материалы.....	48

Глава 3

Общие нормы для проектирования гидротехнических сооружений

18. Значение норм.....	50
19. Силы, действующие на гидротехнические сооружения.....	61
20. Возможные комбинации сил, действующих на гидротехнические сооружения.....	62
21. Коэффициенты (запасы) устойчивости и прочности сооружений.....	62
22. Допускаемые напряжения.....	63
23. Допускаемые (не размывающие) скорости течения для разных грунтов и креплений русла.....	66

РАЗДЕЛ II

РЕГУЛИРОВАНИЕ РЕК И СТОКА

Проф. М. М. Гришин

Глава 4

Регулирование речных русел

§ 24. Основные понятия.....	67
А. Методы регулирования речных русел.....	68
§ 25. Борьба с эрозией и обрушениями склонов бассейна.....	72
§ 26. Методы регулирования горных потоков, суходолов и оврагов.....	72

§ 27. Общее регулирование реки.....	77
§ 28. Специальные случаи регулирования (проф. д-р Е. В. Близняк).....	86
Б. Регуляционные (выправительные) сооружения и работы.....	95
§ 29. Особенности регуляционных сооружений и материалы для них.....	—
§ 30. Укрепление берегов.....	99
§ 31. Укрепление берега вертикальной стенкой. Набережные (доц. В. В. Аристовский).....	105
§ 32. Сооружения по регулированию эрозии русла.....	117
§ 33. Закрытие рукавов, устройство новых русел и обвалование береговых земель.....	129
§ 34. Составление проекта, постройка и эксплуатация выправительных сооружений.....	132
Примеры.....	132

Глава 5

Регулирование стока. Водохранилища

§ 35. Сущность и цели регулирования стока.....	136
§ 36. Водохранилища.....	142
§ 37. Потери воды из водохранилищ.....	146
§ 38. Отложение наносов в водохранилище и уменьшение его объема.....	150
§ 39. Выбор места для водохранилища.....	153

РАЗДЕЛ III

ПЛОТИНЫ. ОБЩИЕ ДАННЫЕ. ВОДОПОДЪЕМНЫЕ ПЛОТИНЫ

Проф. М. М. Гришин

Глава 6

Общие сведения о плотинах

§ 40. Основные понятия.....	155
§ 41. Деление плотин по их водохозяйственному назначению.....	158
§ 42. Классификация плотин по конструктивным признакам.....	160
§ 43. Влияние плотин на режим речного потока и грунтовых вод и на водохозяйственные условия прилегающего района.....	167
§ 44. Влияние плотины на режим речного потока и его русло в зоне самого сооружения.....	173

Глава 7

Режим потока и борьба с размывами русла у плотины

§ 45. Явление размыва dna реки ниже плотины.....	175
§ 46. Анализ условий гашения энергии потока.....	181
§ 47. Гашение энергии путем затопления прыжка.....	183
§ 48. Гашение энергии путем расщепления потока на отдельные струи.....	187
§ 49. Водобойные полы и рисбермы.....	192
§ 50. Выбор типа защиты нижнего бьефа от размыва и влияние условий эксплуатации плотины.....	198
§ 51. Размывы берегов и размывы в верхнем бьефе.....	200

Глава 8

Движение грунтовых вод под плотиной и ее подземный контур

§ 52. Составные части плотины на водопроницаемом основании.....	202
§ 53. Теория движения грунтовых вод под напорными гидротехническими сооружениями.....	203
§ 54. Способы построения гидродинамической сетки в случаях, когда не имеется теоретического решения.....	206
А. Нескальные основания	
§ 55. Определение фильтрационного давления воды на подземный контур плотины.....	210
§ 56. Возможность размыва и разрушения грунта основания фильтрующей под плотинной водой.....	220
§ 57. Расход фильтрации под плотиной.....	226
§ 58. Конструкции и устройства подземного контура плотины на нескальном основании.....	228
Б. Скальные основания	
§ 59. Условия фильтрации воды в скальных породах под плотинами.....	240
§ 60. Зуб и цементация основания.....	245

Глава 9

Водоподъемные плотины

61. Общие сведения. Гидравлический расчет отверстий плотин.....	250
62. Устойчивость плотин на нескальном и скальном основаниях.....	263
63. Геологические и геотехнические условия и деформации плотин на нескальных основаниях.....	278
64. Простейшие типы невысоких водосливных плотин.....	288
65. Бетонные и каменные водосливные плотины и флютбетты.....	290
66. Железобетонные водосливные плотины.....	294
67. Быки плотин.....	297
68. Сопряжение плотин с берегами и береговые устои.....	302

РАЗДЕЛ IV

ЗАТВОРЫ ВОДОСЛИВНЫХ ОТВЕРСТИЙ

А. Р. Березинский

Глава 10

Классификация затворов и основные данные для проектирования затворов

69. Общие данные.....	308
70. Классификация затворов водосливных отверстий.....	309
71. Силы, действующие на затворы.....	311
72. Материалы.....	314
73. Основные принципы проектирования.....	315

Глава 11

Шандоры и плоские затворы

А. Шандоры

74. Принципы устройства и развития типа затвора.....	319
75. Действующие силы.....	320
76. Установление высоты отдельных шандоров.....	321
77. Деревянные шандоры.....	322
78. Металлические шандоры.....	323
79. Железобетонные шандоры.....	328
80. Подъемные устройства.....	329
81. Характеристика и область применения шандоров.....	334

Б. Плоские затворы

82. Принципы устройства и развития типа затвора.....	334
83. Действующие силы.....	337
84. Выбор схемы и расположения элементов балочной сети.....	338
85. Обшивка.....	344
86. Вспомогательные и главные балки.....	347
87. Связи.....	351
88. Опорные части.....	352
89. Уплотнения.....	360
90. Определение подъемного усилия.....	362
91. Особые конструкции плоских затворов.....	364
92. Подъемные устройства.....	380
93. Характеристика и область применения плоских затворов.....	386

Глава 12

Сегментные затворы

94. Принципы устройства и развития типа затвора.....	388
95. Действующие силы.....	389
96. Общая схема затвора.....	392
97. Обшивка.....	397
98. Вспомогательные и главные балки.....	—
99. Связи.....	404
100. Опорные части.....	—
101. Уплотнения.....	407
102. Определение подъемного усилия.....	408
103. Особые конструкции сегментных затворов.....	410
104. Подъемные устройства.....	415
105. Характеристика и область применения сегментных затворов.....	418

Глава 13

Вальцовые затворы

§	106. Принципы устройства и развитие типа затвора.....	419
	107. Действующие силы.....	422
	108. Общая схема затвора.....	428
	109. Оболочка и обрешетины.....	432
	110. Поперечные диафрагмы цилиндра.....	440
	111. Опорные части.....	443
	112. Уплотнения.....	444
	113. Особые конструкции вальцовых затворов.....	445
	114. Подъемные устройства.....	448
	115. Характеристика и область применения вальцовых затворов.....	450

Глава 14

Затворы гидравлического действия

§	116. Общие сведения.....	451
	А. Крышевидные затворы	
	117. Принципы устройства и развитие типа затвора.....	452
	118. Условия подъема и опускания затвора.....	456
	119. Подбор основных размеров затвора.....	462
	120. Основы расчета и конструирования.....	463
	121. Управление движением затворов „дахвер".....	465
	122. Характеристика и область применения крышевидных затворов.....	466
	Б. Секторные затворы	
	123. Принципы устройства и развитие типа затвора.....	468
	124. Условия подъема и опускания секторных затворов.....	471
	125. Общая схема затвора.....	476
	126. Обшивка.....	477
	127. Вспомогательные и главные балки.....	—
	128. Связи.....	481
	129. Опорные части.....	—
	130. Уплотнения.....	484
	131. Управление движением секторных затворов.....	485
	132. Характеристика и область применения секторных затворов.....	491
	В. Разные затворы	
	133. Затворы типа Дефонтена.....	492
	134. Призматические затворы.....	494
	135. Уравновешенные клапанные затворы.....	498
	136. Автоматические сегментные затворы.....	501

Глава 15

Затворы судоводных отверстий плотин

	А. Затворы системы Поаре и Шварцера	
§	137. Принципы устройства и развитие типа затвора.....	505
	138. Спицы.....	508
	139. Щиты Буле.....	510
	140. Фермы Поаре.....	513
	141. Служебный мостик.....	517
	142. Установка и укладка ферм.....	518
	143. Основы расчета.....	—
	144. Система Шварцера.....	523
	145. Характеристика и область применения затворов системы Поаре и Шварцера.....	524
	Б. Затворы системы Томаса	
§	146. Принципы устройства затвора.....	526
	147. Основы расчета и конструирования.....	528
	148. Характеристика и область применения затворов системы Томаса.....	530
	В. Стоечно-плоские (мостовые) затворы	
§	149. Принципы устройства и развитие типа затвора.....	531
	150. Основы расчета и конструирования.....	535
	151. Характеристика и область применения стоечно-плоских затворов.....	538
	Г. Затворы системы Шаноана	
§	152. Принципы устройства и развитие типа затвора.....	539
	153. Основы расчета и конструирования.....	541
	154. Характеристика и область применения затворов системы Шаноана.....	545

Глава 16

Временные заграждения. Изготовление и монтаж затворов.

А. Временные заграждения отверстий плотин	
§ 155.	Условия применения временных заграждений 546
§ 156.	Типы и область применения временных заграждений ¹ 547
Б. Краткие сведения об изготовлении и монтаже затворов	
§ 157.	Изготовление и транспортирование затворов 553
§ 158.	Монтаж затворов 555
В. Заключение	
§ 159.	Краткие указания о выборе типа затвора 559
§ 160.	Основные тенденции развития современного затворостроения 562

РАЗДЕЛ V

ДЕРЕВЯННЫЕ ПЛОТИНЫ

Доц. Н. А. Семанов

Глава 17

Деревянные плотины

§ 161.	Типы плотин 563
§ 162.	Конструкция и расчет флотбетов 566
§ 163.	Конструкция и расчет устоев 589
§ 164.	Конструкция и расчет промежуточных опор 601
§ 165.	Плотины из наклонных ряжей 616
§ 166.	Основные выводы 620

РАЗДЕЛ VI

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

Глава 18

Проф. А. Н. Ахутин

Гидравлические расчеты гидротехнических сооружений

§ 167.	Построение кривых подпора в реках 622
§ 168.	Водосливы и водосливные профили 628
§ 169.	Расчет отверстий плотин 633
§ 170.	Сопряжение водосливной струи с нижнимбьефом и гашение энергии струи 636
Приложения. Расчетные данные (проф. д-р Е. В. Близняк) 644	
Список общие литературы 650	
Алфавитные указатели 651	

ПРЕДИСЛОВИЕ

Составление исчерпывающего учебника по гидротехническим сооружениям представляет значительные трудности ввиду большого числа разделов, охватываемых гидротехникой, и громадного объема материалов, накопленных мировым опытом в области гидротехнического строительства; поэтому и программы втузов, где изучается гидротехника, значительно отличаются друг от друга. До настоящего времени не имеется систематического учебника по гидротехническим сооружениям, и данная работа является первым опытом в указанной области.

Так как настоящий учебник составлен в соответствии с утвержденной программой, принятой на гидротехнических факультетах высших технических учебных заведений НКТП, то специальные сооружения, применяемые в ирригации, морском строительстве, на лесосплаве и т. п., оставлены в курсе без рассмотрения. Из числа воднотранспортных сооружений описываются кратко лишь судоводные шлюзы, лесосплавные лотки и набережные, причем последние — главным образом с точки зрения требований, предъявляемых к сооружениям, служащим для обделки и укрепления берегов.

В основном данный курс охватывает общие гидротехнические сооружения: регуляционные, водоподпорные и водопроводящие, применяемые в различных отраслях водного хозяйства, в частности при использовании водной энергии. Однако специфические для последнего вида водного хозяйства гидротехнические сооружения (здания гидроэлектростанций, уравнительные башни, напорные бассейны и др.) не включены в настоящую книгу и составляют предмет специального курса. Большое внимание обращено авторами на ознакомление учащихся как с иностранными, так и особенно с советскими сооружениями, которыми вправе гордиться наша родина (Днепрострой, Беломорско-Балтийский канал им. т. Сталина, канал Москва — Волга и др.).

При изложении отдельных глав учтено, что прохождению курса гидротехнических сооружений предшествует изучение гидравлики, гидрологии, строительной механики, оснований и фундаментов, строительного дела, инженерных конструкций, но для того, чтобы облегчить учащимся, а также инженерам пользование этой книгой, в некоторых местах ее приводятся краткие данные, входящие в названные дисциплины, с указанием особенностей, вытекающих из требований гидротехнического строительства. С этой же целью в каждом томе добавляется отдельная глава, относящаяся к гидравлическим расчетам; кроме того в первый том включена глава, посвященная краткому описанию строительных материалов, используемых в гидротехническом строительстве, с указанием особенностей, которыми характеризуется применение тех или иных материалов в гидротехнике; так как в указанной главе приводятся также и многие цифровые данные, то она может быть использована при проектировании как краткий справочник.

Касаясь отдельных разделов курса, необходимо отметить некоторые их особенности.

Раздел регулирования рек излагается не в широко распространенной трактовке выправления рек для нужд водного транспорта, а с общей водохозяйственной точки зрения; частные случаи регулирования взяты главным образом из практики регулирования рек при использовании их водной энергии. Поэтому построение данного раздела и трактовка являются оригинальными.

Вопросам регулирования стока уделено лишь такое место, чтобы учащийся мог ознакомиться с комплексом основных вопросов проектирования водохранилищ.

Плотинам в курсе уделено наибольшее внимание как исключительно важным и основным гидротехническим сооружениям; при этом в первом томе рассматриваются главным образом водоподъемные плотины (сохраняя пока установившееся деление плотин на две основных группы) и их затворы, во втором томе — водохранилищные плотины и новейшие течения в плотиностроении. Общие принципы работы плотин рассмотрены в первом томе.

Раздел затворов изложен в объеме, позволяющем составлять предварительные проекты; большей детализации провести было нельзя по недостатку места и не было в этом особой необходимости, поскольку рабочие проекты металлических затворов составляются обычно заводами, изготовляющими эти конструкции.

Глава о глубинных (погруженных) затворах помещена во втором томе в разделе, трактующем о водохранилищных плотинах.

Раздел гидротехнических узлов изложен главным образом с точки зрения конструкции обычных приплотинных сооружений: водоприемных устройств, судоходных и сплавных сооружений, рыбоходов и компановки их.

При этом специальные эксплуатационные требования, например судоходства, использования водной энергии и т. п., освещаются весьма кратко, поскольку это дело специальных курсов, здесь же оттеняются гидрологические, строительные и прочие технические факторы.

В разделах каналов и трубопроводов трактуется главным образом строительно-техническая сторона, вопросы же эксплуатации, гидравлического режима водоводов опущены, так как связаны со специальными требованиями соответствующих отраслей водного хозяйства.

В заключительном разделе курса даны сводная глава о зимнем режиме гидротехнических сооружений и глава об исследовании и испытании их.

Что касается примеров расчетов сооружений, включенных первоначально

в программу учебника, то в целях сокращения его объема, достигшего двух томов, намечено издание специального пособия, печатание которого вошло в программу изданий Инженерно-строительного института им. В. В. Куйбышева. Равным образом и вопросы, относящиеся к производству работ, за исключением некоторых, влияющих на конструкции сооружений, не включены в настоящий труд; вопросы производства работ предполагается изложить в отдельном третьем томе.

В настоящем курсе обращено большое внимание на нормы для

расчета гидротехнических сооружений; для удобства пользования цифровые величины нормативного характера помещены в виде приложений в конце первого тома; это тем более целесообразно, что указанные данные подвержены изменениям.

В соответствии с указаниями, помещенными в резолюциях пленума

Центрального комитета ВКП(б) 11—25 декабря 1935 г., обращено особое внимание на новейшие достижения техники с тем, чтобы, „пользуясь всеми научными знаниями и техническим опытом, накопленным промышленностью, отрешиться от недоиспользования техники, неизбежного в капиталистическом обществе“.

Ввиду сложности работы, большого ее объема, а также необходимости дать по возможности углубленное изложение вопросов, составление книги произведено коллективом авторов, основной состав которых был утвержден б. Всесоюзным комитетом по высшему техническому образованию при ЦИК СССР; конечно при коллективной работе стиль изложения, а также некоторые другие стороны внешнего оформления остались не вполне однородными, что является недостатком данного труда.

Чтобы облегчить учащимся пользование иностранной литературой, в текст включены главнейшие гидротехнические термины на французском, немецком и английском языках. В конце каждой главы дается перечень важнейшей литературы на русском языке и иностранной в помощь учащимся, желающим углубить свои знания иностранной литературы. Эти перечни отнюдь не являются исчерпывающими.

Мы сознаем большую ответственность за недостатки настоящего труда, особенно учитывая, что он закончен составлением на пороге двадцатилетия Великой Октябрьской революции, которая произвела громадные сдвиги во всех отраслях строительства, в том числе и гидротехническом; просим всех читателей сообщить в Главную редакцию строительной литературы ОНТИ о желательных изменениях и дополнениях, чтобы учесть эти замечания в следующем издании.

В заключение считаем долгом с благодарностью отметить ценные указания, которые были даны рецензентами, в особенности покойным инж. Г. С. Веселаго, а также проф. В. С. Баумгарт, при просмотре настоящего I тома.

Редакторы: проф. д-р Е. В. Близняк, проф. М. М. Гришин

Москва, 16 октября 1937.

РАЗДЕЛ I

ВВЕДЕНИЕ. МАТЕРИАЛЫ. НОРМЫ

ГЛАВА ПЕРВАЯ

ЗАДАЧИ ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ. ЗНАЧЕНИЕ ГИДРОТЕХНИКИ В ВОЕННОМ ДЕЛЕ

§ 1. ВОДЫ ЗЕМНОГО ШАРА

Воды земного шара могут быть подразделены на 1) воды океанов и морей и 2) воды суши. Последние в свою очередь разделяются на воды а) поверхностные и б) подземные. В состав поверхностных вод входят 1) реки, речки, ручьи, 2) озера, 3) болота, 4) ледники.

Кроме указанных вод, непосредственно связанных с поверхностью земли и с земными недрами, необходимо отметить еще атмосферные воды.

§ 2. ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ГИДРОТЕХНИКА

Вода имеет весьма большое народнохозяйственное значение и может быть использована для разных целей; поэтому водное хозяйство, в задачи которого входит всестороннее использование водных ресурсов, занимает одно из ведущих мест в жизни государства. Изучение технических мероприятий по использованию вод входит в предмет инженерных наук, которые называются гидротехникой (фр. *hydretechnique*, нем. *Wasserbau*, англ. *hydrotechnics*); эта научная дисциплина занимается не только вопросами использования вод, но и вопросами борьбы с водной стихией.

1. РАЗДЕЛЕНИЕ ГИДРОТЕХНИКИ

В составе гидротехники могут быть намечены следующие разделы:

1. Использование вод для целей водного транспорта:

а) технические мероприятия по приспособлению рек и озер для судоходства, б) то же для лесосплава, в) постройка каналов, г) постройка портов (речных, озерных, морских) и других воднотранспортных сооружений.

2. Использование водной энергии: технические мероприятия по превращению энергии рек, озер, морских приливов и отливов, а также волн в механическую и электрическую энергию.

3. Мелиорация земель: система технических мероприятий по:

а) обводнению и орошению земель (ирригация), б) осушению заболоченных земель, в) борьбе с оврагами и г) борьбе с затоплением земель паводками.

4. Санитарная гидротехника, куда входят: а) водоснабжение населенных мест и промышленных предприятий, б) канализация, имеющая целью отведение сточных вод и их очистку, в) каптаж и использование минеральных вод в лечебных целях (бальнеология).

5. Использование водных недр: водной флоры — растений водной фауны — рыб и разного рода животных, живущих в воде (как например тюленей, китов и т. п.).

6. Военная гидротехника: система гидротехнических мероприятий оборонного значения.

7. Борьба с водой: защитные мероприятия от наводнений, от разрушения берегов и т. п.

В настоящее время не только перечисленные разделы гидротехники развились в виде вполне установившихся дисциплин, но и указанные подразделения внутри разделов имеют самостоятельное значение и специфические особенности.

2. КОМПЛЕКСНОСТЬ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ВОД

Необходимо отметить, что перечисленные отрасли водного хозяйства и гидротехнического строительства имеют тесную связь друг с другом и, как правило, вопросы использования водных ресурсов должны быть разрешаемы комплексно, т. е. с учетом необходимости удовлетворения разных сторон народного хозяйства; в самом деле, если например требуется рационально использовать водные ресурсы в бассейне данной реки, обладающей водными запасами (годовым стоком) W км³, и если годовая потребность в воде определяется в ω_1 км³ для водоснабжения, ω_2 км³ для энергетики, ω_3 км³ для водного транспорта, ω_4 км³ для ирригации и т. д., то общий водный баланс выразится уравнением (1):

$$W = \omega_1 + \omega_2 + \omega_3 + \omega_4 + \dots + \omega_n = \sum \omega_i \quad (1)$$

Ясно, что при заданной величине W необходимо взаимно увязать значения $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$ с учетом перспектив развития водопотребления в соответствии с планом народного хозяйства, тем более, что нередко интересы одной отрасли водного хозяйства могут находиться в противоречии с интересами другой отрасли.

3. ОСОБЕННОСТИ ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА В СССР

Указанная плановая водохозяйственная увязка возможна лишь в условиях социалистического хозяйства СССР, где, согласно статье 6 Сталинской конституции, земля, ее недра, воды, леса „являются государственной собственностью, то-есть всенародным достоянием“. Только в условиях СССР возможно полностью, притом комплексно, использовать водные ресурсы.

Идея комплексного использования вод с особенной четкостью была выявлена в плане электрификации России (ГОЭЛРО), вдохновителем которого явился В. И. Ленин. В этом плане, получившем утверждение на VIII Съезде советов в 1920 г., было установлено, что использование водной энергии не может рассматриваться изолированно от других водохозяйственных потребностей и что только при комплексном использовании водных ресурсов можно достигнуть наиболее эффективных результатов. Таким образом во всех водохозяйственных и гидротехнических проектах должны быть обязательно освещены вопросы энергетики, водного транспорта, мелиорации земель и других отраслей водного хозяйства. В зависимости от местных условий обычно в каждой водной проблеме одна-две отрасли водного использования являются ведущими; иногда использование вод может быть ограничено и одной отраслью водного хозяйства, но во всяком случае освещение вопросов возможности комплексного использования вод в будущем и построение рациональных планов водного хозяйства, увязанных с планами экономического развития районов, является обязательным. Приведем несколько примеров комплексного использования вод: Волховстрой — энергетика и транспорт; Днепрострой — энергетика и транспорт; проблема реконструкции Волги (Большая Волга) — энергетика,

водный транспорт, ирригация, рыбное хозяйство; проблема Большого Днепра — энергетика, водный транспорт, орошение, осушение, водоснабжение, рыбное хозяйство.

4. НЕДОСТАТКИ ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА В КАПИТАЛИСТИЧЕСКИХ СТРАНАХ

Для иллюстрации крайней узости гидротехнических проектировок в капиталистических условиях можно привести следующие примеры: в довоенной России Волга рассматривалась исключительно как путь сообщения, и гидротехнические работы на Волге ограничивались землечерпанием и частичным выправлением для нужд судоходства; в настоящее время в условиях СССР протяжение Волги от Рыбинска до выхода канала Москва—Волга используется также и для целей энергетических (две гидростанции у Рыбинска и Углича находятся в постройке, Ивановская гидростанция построена), не говоря уже о том, что судоходные глубины, которые будут получены в результате постройки плотин, превысят 5 м вместо 1 м в довоенное время; одновременно, как указано выше, разрабатывается проект комплексного использования водных ресурсов всей Волги и ее притоков (так называемая „Большая Волга“); вопрос о постройке мирового гиганта — Куйбышевской гидростанции на Волге — решен в положительном смысле, и в 1937 г. начались подготовительные работы.

В то же время в капиталистических странах, где воды являются частной собственностью, распыленной между многими владельцами, рациональное плановое использование водных ресурсов не представляется возможным. Заслуживает внимания следующий пример, касающийся США: Ниагарский водопад, мощность которого исчисляется в 7 млн. л. с., используется на пяти гидростанциях, принадлежащих разным компаниям; из этих станций только одна имеет мощность 507 000 л. с., остальные — (меньше, Если обратиться к Западной Европе, то здесь можно отметить ряд неувязок и непреодолимых трудностей даже международного характера, например р. Дунай находится во владении девяти государств, р. Рейн — пяти государств.

§ 3. ВОДНЫЕ РЕСУРСЫ И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО СССР

1. ВОДНЫЕ РЕСУРСЫ СССР

Кроме указанных выше (§ 2) преимуществ, которые имеет советское гидротехническое строительство благодаря плановой социалистической системе хозяйства, следует отметить, что СССР обладает наиболее мощными водными ресурсами по сравнению с другими государствами: так, общие запасы водных сил СССР исчисляются (по весьма грубым подсчетам) в 261 млн. л. с.¹, что составляет около 35,6% от мирового запаса водных сил в 733,3 млн. л. с.; для сравнения — США имеет 38,1 млн. л. с., Канада 20,2 млн. л. с., Германия 6,8 млн. л. с. По протяжению внутренних водных путей СССР также занимает первое место в мире: длина освоенных судоходных путей СССР исчисляется свыше чем в 85 000 км, длина лесосплавных путей — около 250 000 км; для сравнения — длина судоходных путей США 52388 км, Германии 12 216 км, Франции 12 033 км.

2. ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО В СССР

Из наиболее значительных водохозяйственных проблем, осуществляемых в СССР в настоящее время (1937 г.) и намечаемых к осуществлению в ближайшие годы, можно указать следующие:

а) В области воднотранспортного строительства:

¹ Госплан СССР. Генеральный план электрификации СССР, т. I, М. 1932.

1. Канал Москва—Волга, соединяющий Москву с Волгой; длина канала 128 км. По объему работ, размерам шлюзов и оригинальности конструкций канал может быть причислен к сооружениям мирового масштаба; канал закончен в 1937 г.

2. Вторая очередь работ по развитию Беломорско-Балтийского канала имени т. Сталина; длина канала 227 км. Канал (первая очередь закончена в 1933 г.) отличается оригинальностью конструкций сооружений и принадлежит к числу замечательных построек.

3. Капитальная реконструкция Волго-Балтийского (Мариинского) водного пути от Рыбинска до Ленинграда, постройка в ходу.

4. Волго-Донской канал — предполагается приступить к строительству в III пятилетке; длина канала около 100 км.

5. Манычский водный путь, соединяющий Азовское море с Каспийским, — находится в постройке.

6. Реконструкция Днепра (Большой Днепр)—начало работ намечается в III пятилетке.

б) В области строительства гидростанций:

1. Рыбинская гидростанция на Волге мощностью 330000 *квт*, со шлюзами (строится).

2. Угличская на Волге — 120000 *квт* со шлюзами (строится).

3. Ивановская на Волге — 30 000 *квт* со шлюзом (закончена в 1937 г.).

4. Чирчикские на р. Чирчик: Таваксайская 72 000 *квт* и Комсомольская 88 000 *квт* (строятся).

5. Нивская 3-я на р. Ниве — 125000 *квт* (строится).

6. Свирская верхняя на р. Свири — 144 000 *квт* со шлюзом (строится).

7. Храмская на р. Храм — 90 000 *квт* (строится).

8. Тертерская на р. Тертер — 50000 *квт* (строится).

9. Верхнебайкальская на р. Ангаре — 600 000 *квт* (закончено составление схематического проекта).

Из перечисленных объектов должна быть выделена упомянутая выше проблема реконструкции Волги, в особенности два основных гидротехнических узла — мировые гиганты Куйбышевский и Камышинский: проектом Куйбышевского узла предусматривается постройка плотины на Волге в Самарской Луке с напором до 32,0 м; установленная мощность гидростанции запроектирована в 2,5 млн. *квт*, а годовая отдача — 13 млрд. *квт-ч*. Согласно одному варианту проекта Камышинского узла плотина имеет напор 29 м, мощность гидростанции 1,8 млн. *квт*, годовая отдача 10,4 млрд. *квт-ч*. По другому варианту — напор 31 м, мощность 2,3 млн. *квт*, отдача — до 12 млрд. *квт-ч*. Как указано выше, к строительству Куйбышевской гидростанции приступлено в 1937 г.

§ 4. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

1. ОСОБЕННОСТИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Необходимо отметить следующие особенности гидротехнических сооружений:

а) преобладающее значение имеют горизонтальные силы, вызываемые напором воды, причем величина напора в плотинах достигает иногда величины 200 м и выше, в трубопроводах высоконапорных гидростанций величина напора иногда доходит до 1 800 м;

б) во многих случаях приходится учитывать действие волн, главным образом при расчете морских сооружений, а также при расчете плотин, образующих большие водохранилища;

в) при расчете и конструировании многих сооружений необходимо учитывать действие движущихся больших масс воды, обладающих громадной энергией, которую требуется погасить для обеспечения сооруже-

нию надлежащей устойчивости и прочности, например в водосливных; плотинах;

г) наличие больших скоростей течения воды создает специфические требования, которые необходимо учитывать во многих случаях и создавать, соответствующие конструкции, например быстротoki, перепады и др.;

д) борьба с наносами требует применения специальных устройств и сооружений, как например отстойников, промывных шлюзов и т. п.;

е) борьба со льдом и с ледоходом имеет большое значение, так как действие льда создает нередко громадные нагрузки (например в плотинах), а иногда лед, особенно глубинный, является причиной прекращения работы сооружения, например гидростанций, водоприемников;

ж) в соответствии с характером нагрузок и их величиной гидротехнические сооружения, особенно их подводные части, отличаются большей массивностью по сравнению с коммунальными и промышленными сооружениями;

з) ввиду больших напоров и массивности гидротехнических сооружений вопросы геологии и гидрогеологии в гидротехнике приобретают особое значение и требуют особо детального изучения;

и) при проектировании сооружений в мало исследованных районах гидрологические расчеты представляют значительные трудности, усугубляемые тем обстоятельством, что гидрологические факторы (например величина максимальных расходов реки) сильно влияют на размеры и стоимость сооружений;

к) борьба с действием воды на материалы, особенно морской и агрессивной (минерализованной) воды, требует принятия специальных мер, притом в большом масштабе, вследствие значительных объемов работ (специальные бетоны, защитные мероприятия и т. п.);

л) условия производства работ имеют ряд особенностей: мощная механизация работ ввиду громадных объемов работ (земляных, бетонных и др.), мощный водоотлив, пропуск паводочных расходов в период строительства и т. п.;

м) наблюдаются большое разнообразие и оригинальность конструкций ввиду разнообразия отраслей, обслуживаемых гидротехническим строительством, и разнообразия местных условий;

н) условия будущей эксплуатации должны быть особо учитываемы при проектировании, так как это отражается на конструкциях;

о) разрушение гидротехнических сооружений нередко вызывает большие катастрофы, распространяющиеся на значительные районы.

Все вышесказанное указывает на необходимость особо серьезного отношения к вопросам исследований и изысканий¹, проектирования и возведения гидротехнических сооружений, а также их будущей эксплуатации.

2. КЛАССИФИКАЦИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Как было отмечено, гидротехническое строительство отличается значительным разнообразием объектов, входящих в его состав. Чтобы облегчить изучение гидротехнических сооружений и определить место, которое занимает то или другое сооружение в общей системе гидротехнического строительства, необходимо классифицировать их по соответствующим признакам; классификация может быть проведена например: а) по целевому назначению сооружений, б) по конструктивным признакам, в) по степени ответственности и сроку службы сооружения. Если первые два признака — целевое назначение и конструктивные особенности — облегчают главным образом изучение сооружений, то последний признак — ответственность и срок службы — имеет серьезное значение при производстве исследований и изысканий а также при проектировании с точки зрения

¹ Вопросы, относящиеся к гидротехническим исследованиям и изысканиям, рассматриваются в специальном труде проф. Е. В. Близняка, Производство исследований рек, озер и водоразделов, изд. IV, М. 1936.

применения материалов того или иного рода и соответствующего качества, а также с точки зрения принятия в расчетах тех или иных запасов прочности.

Классификация гидротехнических сооружений по целевому их назначению примерно соответствует подразделениям гидротехники, приведенным в § 2; в каждой группе гидротехнического строительства имеются сооружения специфические, применяющиеся только для обслуживания соответствующей отрасли водного хозяйства, например шлюзы и маяки — в водном транспорте, бревноспуски — в лесосплаве, гидростанции — в водно-энергетическом строительстве, шлюзы-регуляторы — в ирригации и т. п.

Кроме названных специальных сооружений имеется ряд гидротехнических сооружений, являющихся общими (с теми или иными видоизменениями) для нескольких отраслей гидротехники; сюда например относятся плотины, применяемые и в водноэнергетическом строительстве, и в водно-транспортном, и в ирригационном, и для целей водоснабжения; то же можно сказать и о каналах и о некоторых других сооружениях. Если учесть, что, как указано выше, гидротехническое строительство характеризуется комплексностью и что поэтому нередко в гидротехнические узлы сооружений (более подробно см. том II) включаются одновременно сооружения водноэнергетические, воднотранспортные, ирригационные и др., а также сооружения общего значения (плотины), то является наиболее удобным произвести сначала общую комплексную классификацию гидротехнических сооружений по основным признакам — конструктивным и целевого назначения, а затем детально классифицировать отдельные группы сооружений по их специфическим признакам; то же относится и к классификации гидротехнических сооружений по степени их ответственности и срока службы.

а) Классификация гидротехнических сооружений общего значения

В состав гидротехнических сооружений общего значения можно включить следующие:

1. Водонапорные сооружения, преграждающие водный поток и создающие напор, иначе говоря, плотины, которые в свою очередь разделяются на две основные группы:

- а) плотины вододержательные (водохранилищные),
- б) плотины водоподъемные.

Плотины применяются в весьма многих отраслях гидротехники; в них наиболее ярко отражаются отмеченные выше (§ 4, 1) особенности, свойственные гидротехническим сооружениям; создаваемые плотинами напоры нередко достигают 100 ж и более. Так, наиболее высокая вододержательная (водохранилищная) плотина Боулдер (США) (фиг. 1), законченная постройкой в начале 1937 г., имеет высоту 226 ж, объем бетонных работ 2,4 млн. м³; Куйбышевский узел сооружений на Волге, к строительству которого приступлено в 1937 г. (см. выше), будет иметь объем бетона около 5,5 млн. м³.

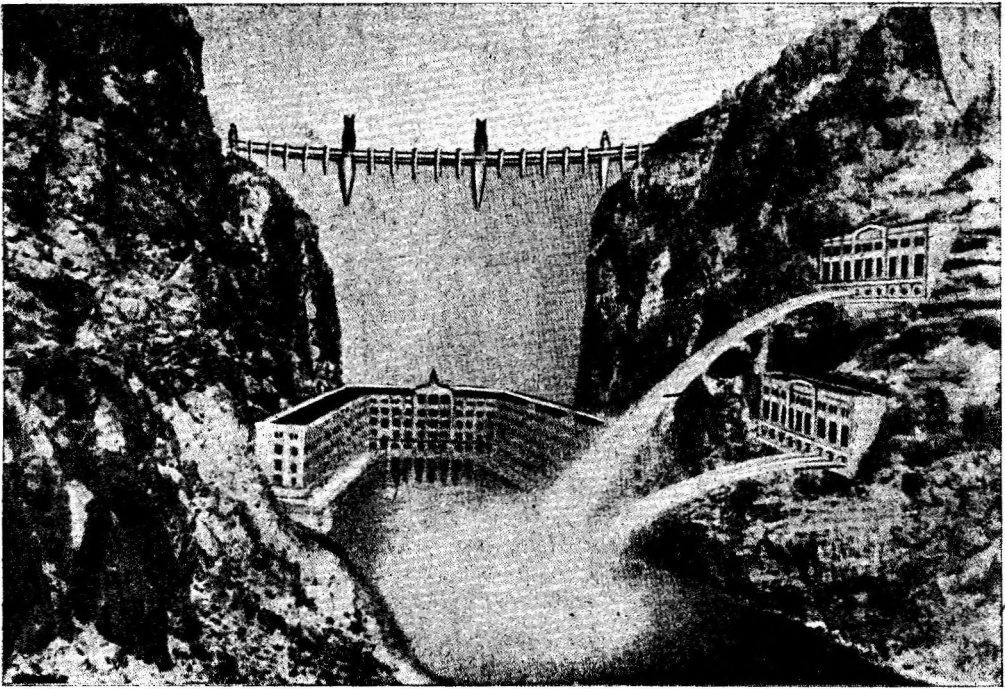
На фиг. 2 изображен общий вид Днепровской плотины у Запорожья; эта плотина — водосливного типа со щитами на гребне; длина плотины 760 ж, наибольшая высота 62 ж, напор равен 39 ж; плотина рассчитана на пропуск весеннего паводка свыше 25 000 м³/сек.

На фиг. 3 показана Карамышевская плотина на канале Москва—Волга с сегментными затворами.

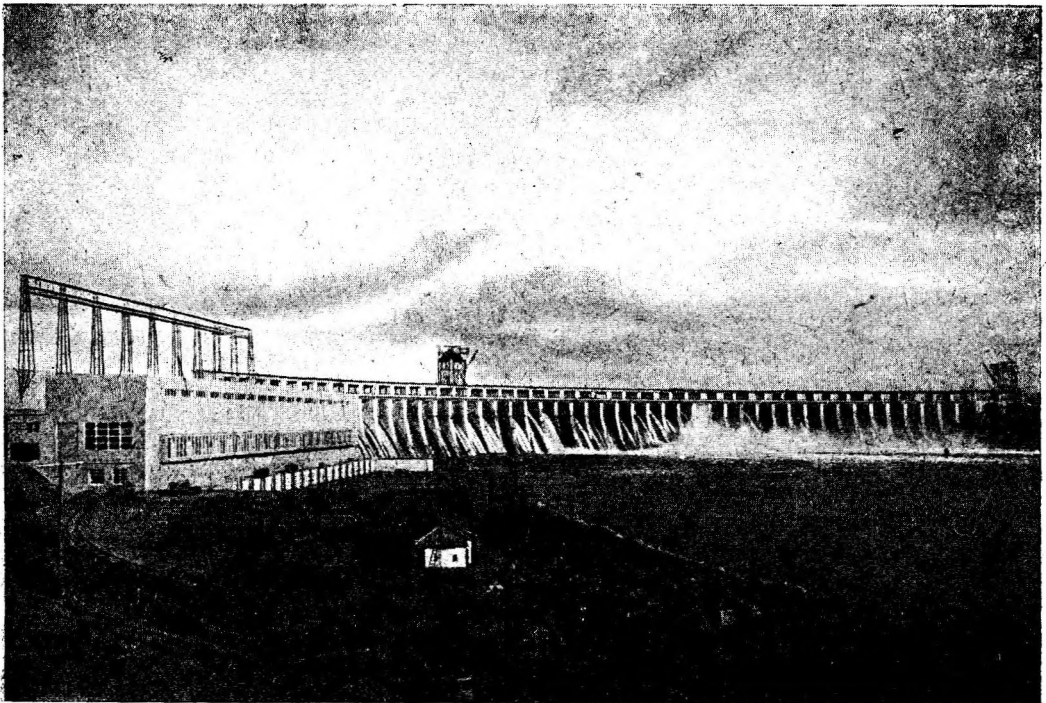
Детальному описанию разного типа плотин и их расчетам посвящен ряд последующих глав в первом и втором томах.

2. Берегоукрепительные и выправительные (регуляционные) сооружения; сюда относятся:

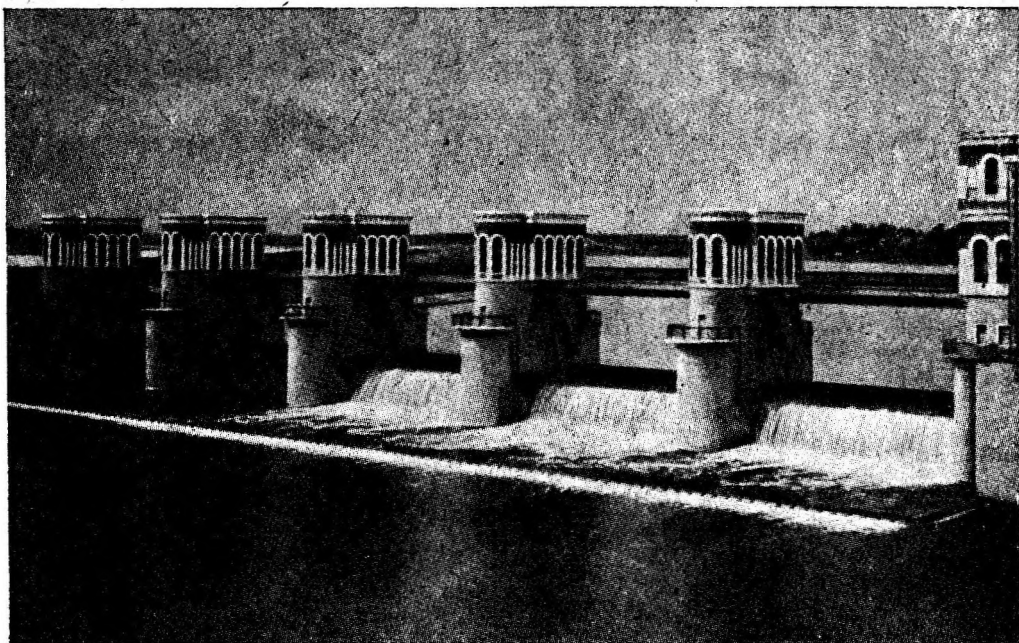
- а) укрепления берегов;
- б) запруды, полузапруды (буны), продольные дамбы;
- в) набережные и пр.



Фиг. 1. Плотина Боулдер (США).



Фиг. 2. Днепровская плотина и гидростанция у Запорожья.



Фиг. 3. Карамышевская плотина на канале Москва — Волга.

Сооружения рассматриваемой группы применяются для обделки берегов и защиты их от разрушения, для образования удобных причалов судов (набережные в портах), для регулирования русла рек.

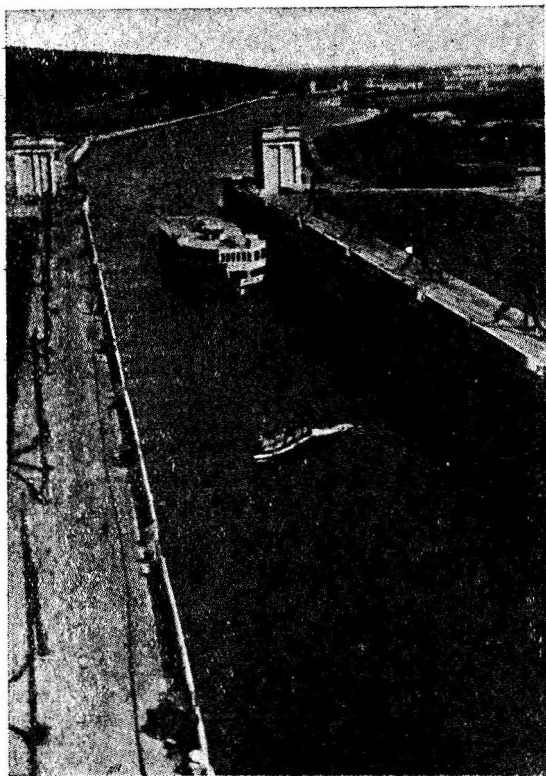
Описание указанных сооружений помещено в гл. 4.

3. Водопроводящие сооружения (водоводы), в состав которых входят:

- а) каналы,
- б) гидротехнические тоннели,
- в) трубы,
- г) лотки,
- д) трубопроводы,
- е) сифоны,
- ж) дюкеры (обратные сифоны).

Описание помещено во II томе.

Сооружения водопроводящие предназначаются, как это видно из самого названия, для передачи воды на расстояние; некоторые из них, а именно каналы, широко используются и для судоходных целей. В качестве примеров можно привести судоходные каналы: Москва — Волга (длина 128 км), Беломорско - Балтийский канал имени т. Сталина (228 км), Панамский



Фиг. 4. Участок канала Москва — Волга со шлюзом № 6.

(76 км), Суэцкий (160 км); из них канал Москва—Волга является не только судоходным, но и водопроводным (для снабжения Москвы водой). На фиг. 4 показан участок канала Москва — Волга со шлюзом № 6. Сооружения рассматриваемой группы описываются во II томе.

4. Водоприемные сооружения служат для забора воды из рек, водохранилищ и т. п.; большое распространение они имеют в водоснабжении, ирригации, а также в гидроэлектрических установках. Описание названных сооружений помещено во II томе.

5. Водосбросные сооружения, к которым относятся:

а) водосбросы поверхностные,

б) водосбросы донные — устраиваются для сброса лишних вод, например во время прохождения паводка.

Описание помещено во II томе.

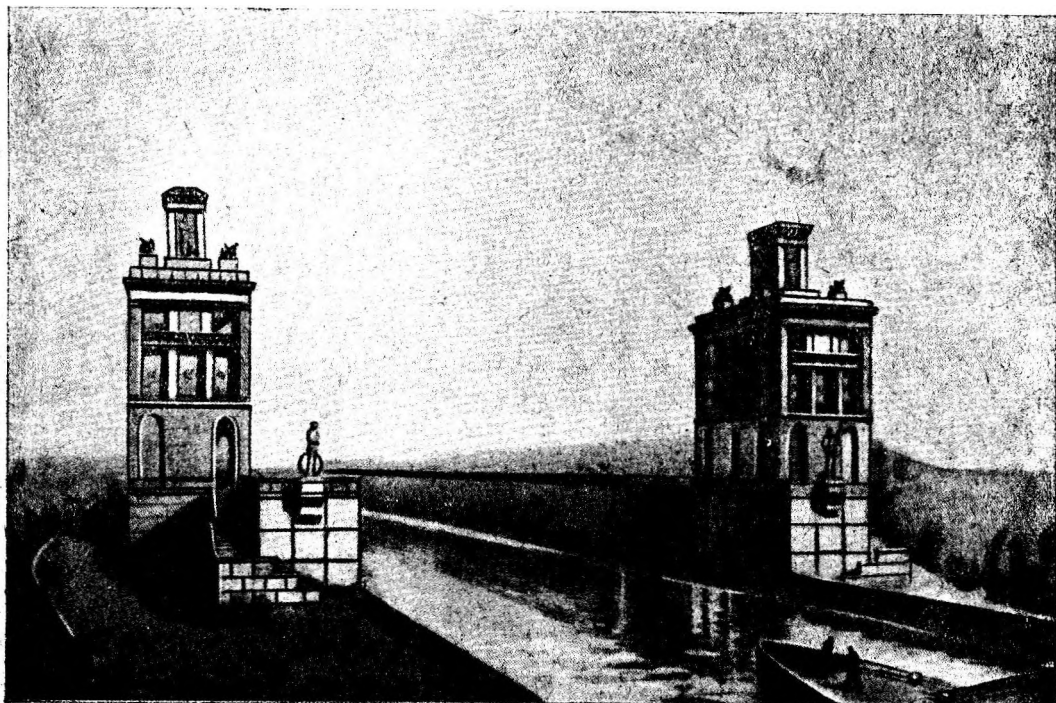
Перечисленные выше сооружения могут быть далее подразделены по типам конструкций, а также по роду материалов, что и дается в последующих главах.

б) Классификация специальных гидротехнических сооружений

Что касается специальных гидротехнических сооружений, то ввиду их большого разнообразия ниже приводятся лишь наиболее важные сооружения, относящиеся к указанным в § 2 основным разделам гидротехники.

1) Водный транспорт

а) Шлюзы — сооружения, служащие для перевода судов из одного бьефа в другой и являющиеся основными на искусственных водных путях (см. II том). В виде примера на фиг. 5а показан общий вид шлюза № 8 на канале Москва — Волга; шлюзы канала Москва — Волга имеют центра-



Фиг. 5 а. Шлюз № 8 на канале Москва — Волга.

лизованное управление; будка (башня) управления шлюза № 3 изображена на фиг. 5б.

б) Судоподъемники, так же как и шлюзы, устанавливаются для пропуска судов, однако применение их ограничено пропуском лишь сравнительно небольших судов ввиду технических трудностей подъема и опускания громадных масс.

в) Портовые набережные являются частным видом набережных, указанных выше; они устраиваются для создания удобных мест для причала

судов и механизации погрузки и выгрузки.

г) Пристани } для причала
д) Пирсы } судов,

е) Молы } оградитель-
ж) Волноломы } ные сооруже-
ния в портах.

з) Доки — сооружения для ремонта судов; они разделяются на сухие и пловучие.

и) Эллинги — сооружения для постройки и ремонта судов; в последнем случае они нередко называются слипами.

к) Маяки — сооружения для обеспечения безопасности плавания, и др.

2) Лесосплав

а) Запаны — сооружения в конечных пунктах лесосплава для задержания и сортировки леса, сплавляемого россыпью.

б) Боны — оградительные и направляющие сооружения.

в) Плотоходы — сооружения для пропуска плотов через плотины.

г) Бревноспуски — сооружения для пропуска бревен через плотины.

д) Лотки для транспорта леса и др.

3) Использование водной энергии

а) Гидростанции.

б) Напорные бассейны.

в) Уравнительные башни и др.

4) Орошение и осушение земель

А) Орошение:

а) головные сооружения,

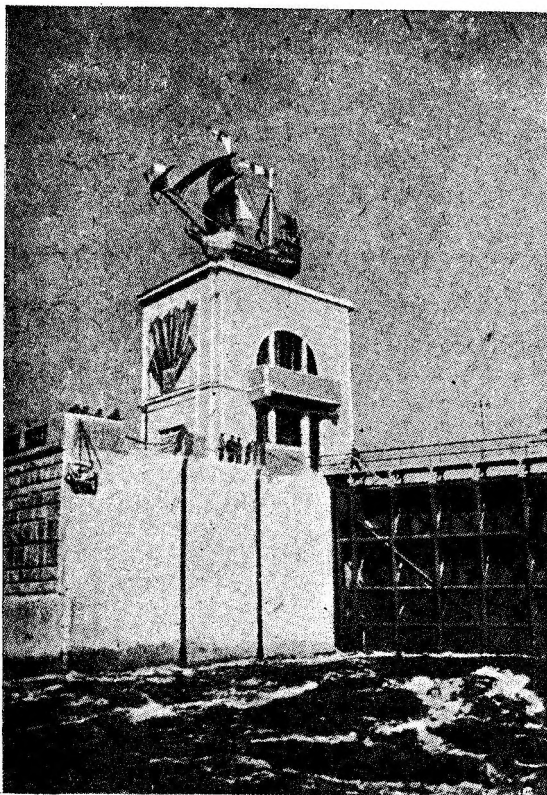
б) шлюзы-регуляторы,

в) вододелители и др.

Б) Осушение:

а) коллекторы,

б) дренажные устройства и др.



Фиг. 5 б. Башня управления шлюза № 3 на канале Москва — Волга.

5) Санитарная гидротехника

А) Водоснабжение:

- а) водоприемники (специальные),
- б) каптажные сооружения,
- в) колодцы,
- г) отстойники и фильтры,
- д) насосные станции и др.

Б) Канализация:

- а) коллекторы,
- б) ливнеспуски,
- в) дождеприемники,
- г) очистительные устройства и др.

б) Рыбоводство

- а) рыбоходы,
- б) рыбоподъемники,
- в) рыбоводные пруды и бассейны и др.

Во II томе описываются по признаку наиболее тесной связи с сооружениями общего значения следующие из перечисленных выше сооружений: шлюзы, судоподъемники, плотоходы, бревноспуски, лотки и рыбоходы; прочие же сооружения рассматриваются в специальных курсах.

в) Классификация гидротехнических сооружений с точки зрения их ответственности и срока службы

Переходя к классификации гидротехнических сооружений с точки зрения их ответственности, значимости для народного хозяйства и срока службы, следует отметить, что по этому весьма важному вопросу были изданы в 1932 г. Всесоюзным комитетом по стандартизации особые нормы (ОСТ 4534), где сооружения были распределены на четыре класса с добавлением особо ответственных сооружений вне классов; в указанных нормах гидротехнические сооружения специально не были выделены.

Ввиду особенностей, которые имеют гидротехнические сооружения, ниже в табл. 1 дается классификация названных сооружений с введением некоторых изменений, а именно: сооружения вне классов исключены и добавлены сооружения пятого класса; характеристика сооружений по классам приспособлена к требованиям гидротехнического строительства.

Таблица 1

Классификация гидротехнических сооружений с точки зрения ответственности и срока службы

Класс сооружений	Характеристика сооружений
Первый	Сооружения особо капитального характера, особо ответственные, не стоящие в непосредственной зависимости от изменений в смежных отраслях промышленности, габаритов на путях сообщения и т. п., а также сооружения, разрушение которых может причинить большие бедствия. (Примерами таких сооружений могут служить Днепровская плотина у Запорожья, проектируемая плотина у Куйбышева и т. п.)
Второй	Ответственные капитальные сооружения, а именно: плотины, водосбросы, водоприемники, гидростанции, акведуки, шлюзы, набережные, молы, судоподъемники, маяки и т. п. Класс второй является весьма распространенным в гидротехническом строительстве
Третий	а) Сооружения облегченного характера, второстепенного значения: плотины, водосбросы, водоприемники, гидростанции, акведуки, шлюзы, набережные, молы, маяки и т. п.

Класс сооружений	Характеристика сооружений
Четвертый	б) Типовые мелкие сооружения, возводимые в массовом масштабе: плотины, водосбросы, водоприемники, трубы, мостики, акведуки и т. п. в) Сооружения, носящие вспомогательный характер: шпунтовые стенки, ремонтные приспособления в шлюзах, доках и т. п. г) Второстепенные отдельные части сооружений первого и второго классов: откосные крылья, подпорные стенки, ограждения и т. п. Сооружения временного характера со сроком службы 5—10 лет
Пятый	Временные деревянные сооружения со сроком службы 1—2 года, как-то: подмости, кружала, второстепенные сооружения при лесосплаве и т. п. Примечание. Если подмости и кружала должны обладать значительной жесткостью, то они относятся к четвертому классу.

Следует отметить, что класс сооружений должен повышаться для ответственных сооружений, разрушение которых может принести ущерб населенным пунктам, промышленным предприятиям и т. п.; сюда относятся например плотины со значительным напором, расположенные выше населенных мест; равным образом и сооружения вспомогательные, например перемычки, в ответственных случаях должны быть отнесены к более высокому классу.

3. АРХИТЕКТУРНОЕ ОФОРМЛЕНИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

При проектировании гидротехнических сооружений должно быть обращено серьезное внимание на их архитектурное оформление. Каждое сооружение должно быть построено не только прочно и экономно, но и хорошо оформлено в архитектурном отношении, в особенности если сооружение имеет капитальный характер. При этом необходимо учесть следующие главнейшие факторы: назначение сооружения, его конструктивные особенности, общий характер окружающей местности и ландшафта; если сооружение возводится в городе, то должен быть также учтен характер окружающих зданий. Во всех случаях должна быть соблюдена простота форм, без вычурности и нагромождения излишних деталей. Ввиду специального характера рассматриваемого вопроса необходимо привлечь архитекторов к составлению проектов. В качестве примера образцовой постановки архитектурного оформления гидротехнических сооружений можно привести строительство канала Москва — Волга (см. например фиг. 3, 4 и 5а и 5б).

§ 5. ЗНАЧЕНИЕ ГИДРОТЕХНИКИ В ВОЕННОМ ДЕЛЕ

Гидротехническое строительство имеет серьезное значение в военном деле как для подготовки театра будущей войны и тыла, так и в боевых операциях. Можно например указать на заблаговременное сооружение специальных водохранилищ в соответствующих районах с тем, чтобы в случае необходимости образовать искусственный паводок для уничтожения нижележащих мостов и других сооружений противника; сброс водных масс может быть использован также и для уничтожения войск противника, совершающего военные операции в намеченном районе, как это например имело место при обороне Мадрида в 1936 г. Искусственное затопление и заболачивание может быть нередко применено и в военной обстановке; возводимые при этом сооружения должны иметь такую конструкцию, чтобы работы могли быть выполнены в кратчайший срок.

Большое развитие имеют гидротехнические работы по обеспечению войск водою; в некоторых случаях отсутствие воды парализует военные

операции; характерным примером могут служить военные операции англичан для занятия Иерусалима во время империалистической войны 1914—1917 г., когда пришлось параллельно с передвижением армии в пустыне строить специальный водопровод с забором воды из Нила.

Воднотранспортные гидротехнические сооружения оборонного характера возводятся при постройке военных портов и доков с учетом особых требований обороны. В связи с обороной морских и озерных побережий, а также рек, особенно устьевых их участков, приходится применять разного рода гидротехнические сооружения в виде бассейнов, пристаней, акваторий для посадок гидропланов и т. п.

Наконец необходимо учесть, что при постройке гидротехнических сооружений, расположенных в соответствующих районах, является обязательным приспособление их для обороны пассивной и активной согласно особым проектам.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. I

1. По общему списку — весь список.
2. Второй пятилетний план развития народного хозяйства СССР (1933—1937 гг.), т. I и II, М. 1934.
3. Единые нормы строительного проектирования, ОСТ 4534. Общие расчетные данные, М. — Л. 1935.

ГЛАВА ВТОРАЯ

МАТЕРИАЛЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В ГИДРОТЕХНИЧЕСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

§ 6. ПЕРЕЧЕНЬ МАТЕРИАЛОВ И ОСНОВАНИЯ ДЛЯ ИХ ВЫБОРА

Материалами, применяемыми в гидротехническом строительстве, являются: 1) металлы, 2) дерево, 3) камни, 4) растворы, 5) бутовая кладка, 6) бетон, 7) железобетон, 8) рыхлые материалы, 9) битумные и битумоподобные материалы; гидроизоляционные материалы, 10) хворост и фашинные материалы; сетки и габионы, 11) разные материалы.

При выборе материалов необходимо учитывать: 1) условия работы проектируемого сооружения, 2) степень его ответственности, 3) конструктивные особенности, 4) условия производства работ, в частности условия транспорта, 5) экономические показатели. Нередко выбор конструкции определяет род материала и, наоборот, от выбранного материала зависит конструкция. Например при наличии на месте постройки карьеров камня удовлетворительного качества каменно-набросная плотина дает во многих случаях наивыгоднейшее решение. В случае необходимости перекрытия больших пролетов при значительных напорах наиболее подходящими материалами являются бетон и сталь; сооружения временные, как правило, строятся из дерева и т. п.

Во всех случаях необходимо стремиться к возможно широкому использованию местных материалов, учитывая, что расходы по перевозке материалов занимают видное место в стоимости гидротехнических работ.

§ 7. МЕТАЛЛЫ

1. СТАЛЬ

- (фр. acier, нем. Stahl, англ. steel)

Сталь является одним из основных материалов, применяемых в гидротехнических сооружениях, ввиду ее высокой прочности, не превзойденной никаким другим материалом. Поэтому сталь употребляется в тех сооружениях и частях, где действуют наиболее значительные силы и напряжения,

в особенности в подвижных частях: в затворах плотин и шлюзов, в трубопроводах с большим давлением и т. п. Кроме того стальные конструкции могут обеспечить наилучшую водонепроницаемость, почему сталь применяется в резервуарах, трубопроводах, экранах плотин и т. п.

В металлических конструкциях сталь употребляется преимущественно в виде 1) прокатной, 2) заклепочной и 3) литья. В табл. 2 дается характеристика сортов стали согласно Основным строительным нормам (ОСТ/ВКС 7447) с некоторыми дополнениями.

Таблица 2

Физико-механические свойства стали

Материалы	Марки стали	Наименьшее временное сопротивление растяжению в кг/см ²	Наименьший предел текучести в кг/см ²	Наименьшее удлинение в %	Примечание
1. Прокатная сталь	Сталь „Ст. 5 повыш.“ . . .	5 000	3 000	18	Для всех марок стали: модуль продольной упругости 2 100 000 кг/см ² . Удельный вес 7,85
	„ „Ст. 4 норм.“ . . .	4 200	2 500	21	
	„ „Ст. 3 норм.“ . . .	3 800	2 300	23	
	„ „Ст. 3 пониж.“ . . .	3 800	—	19	
	„ „Ст. 2 норм.“ . . .	3 400	2 000	26	
	„ „Ст. 2 пониж.“ . . .	3 400	—	23	
2. Стальное литье	„ „Ст. 1 норм.“ . . .	3 200	1 900	28	
	Сталь „Ст. Л2“	5 000	—	10	
	„ „Ст. Л2 пониж.“ . . .	4 800	—	8	
3. Заклепочная сталь	„ „Ст. Л1“	3 600	—	16	
	Сталь „Ст. типа 4“	4 100	—	23	
	„ „Ст. 3 норм.“	3 800	2 300	24	
	„ „Ст. 2 норм.“	3 400	2 000	26	

В ответственных частях сооружений применяется марка стали „Ст. 3 норм.“ с временным сопротивлением не менее 3800 кг/см², в малоответственных и нерабочих частях допускаются сорта стали: „Ст. 3 пониж.“ „Ст. 2 норм.“ и „Ст. 2 пониж.“. В этих случаях возможно применять также и „Ст. 1 норм.“.

В особо ответственных сооружениях или их частях рекомендуется применять сталь с более высокими механическими качествами, например „Ст. 5 повыш.“, особенно если одновременно требуется уменьшить вес сооружения.

Для заклепок и болтов применяют заклепочную сталь указанных марок (табл. 2) в соответствии с применяемым основным материалом конструкции и сообразуясь с условиями работы сооружения¹. Стальное литье применяется в опорных частях, как-то: балансирах, опорных подушках и т. п. В ответственных конструкциях применяется „Ст. Л2“, а в прочих „Ст. Л2 пониж.“ и „Ст. Л1“.

2. СПЕЦИАЛЬНЫЕ СТАЛИ

Кроме стали „Ст. 5 повыш.“ могут найти применение в особо ответственных сооружениях и так называемые специальные (легированные) стали, которые отличаются от углеродистых сталей химическим составом и повышенными механическими качествами. Одновременно специальные сорта стали имеют повышенное сопротивление коррозии (нержавеющие стали), что является весьма важным свойством в условиях гидротехнических конструкций, особенно при устройстве стальных экранов плотин. В связи с развитием сварочных конструкций сталь должна иметь хорошую свариваемость. Указанные выше свойства стали достигаются путем добавления

¹ О применении стали для арматуры в железобетонных конструкциях см. § 13.

меди, марганца, хрома, кремния. Соответствующая сталь называется: медистой, кремнистой, хромомедемарганцевой и т. п.

Заслуживает особого внимания специальная хромомедемарганцевая сталь, изготавливаемая для конструкций Дворца Советов и известная под маркой „ДС“. Производство этой стали вполне освоено на заводах СССР; механические свойства ее следующие:

временное сопротивление.....	5200—6200 кг/см ²
предел текучести.....	3 600 кг/см ²
относительное удлинение.....	20%

Сталь „ДС“ хорошо сваривается, что делает ее весьма подходящим материалом для гидротехнических конструкций, в частности для экранов плотин. Некоторые американские сорта специальных сталей имеют еще более высокие механические свойства, а именно: временное сопротивление растяжению до 9 500 кг/см², предел текучести до 6 200 кг/см².

Учитывая повышенные механические свойства специальных сталей, возможно считать, что экономия в весе металлических конструкций при применении этих сталей может быть получена в 20—30% (в мостостроении для пролетов в 160 м экономия превышает 45%).

Борьба с коррозией. Незащищенные поверхности стальных конструкций по новейшим опытам¹ теряют в год из-за коррозии слой металла от 0,02 до 0,08 мм в зависимости от состава воздуха (более высокая величина относится к воздуху в заводских условиях). Добавка к стали 0,2—0,3% меди, марганца, хрома и т. п. уменьшает вдвое потери металла вследствие коррозии. Особенно полезной добавкой против атмосферной коррозии является фосфор, однако фосфор делает сталь хрупкой в холодном состоянии. Что же касается влияния добавки фосфора на увеличение устойчивости стали против коррозии в морской воде, то по произведенным в США опытам эта добавка не дает никаких преимуществ.

При употреблении обыкновенных сортов стали обычно применяют для борьбы с коррозией (которая в некоторых случаях может быть значительной, особенно в оцинкованных частях вследствие образования действующих гальванических пар: железо — цинк) окраску масляной краской. Однако эта мера недолговечна, и корпуса судов например окрашиваются ежегодно. Согласно опыту строительства канала Москва — Волга² целесообразно покрытие металлических частей битумом (75% битума № 3 и 25% бензина). Лучшие результаты получаются при замене некоторой части битума № 3 битумом № 4 (40—50%) или канифолью (до 25%)³.

Наилучшим средством борьбы с коррозией является применение специальных сортов стали (нержавеющих сталей), однако эти стали еще не получили распространения ввиду сравнительно высокой их стоимости и ненадежности производства в требуемом масштабе.

Необходимо указать, что нержавеющая сталь с успехом может применяться и в деревянных гидротехнических конструкциях (гл. 17) для изготовления болтов, поволоков и т. п., так как во многих случаях расстройство деревянных конструкций вызывается преждевременным ржавлением железа.

Маркированный и немаркированный металл. Металл, подвергающийся специальной приемке на основании лабораторных испытаний, получает марку (в соответствии с его качеством) и маркируется с нанесением установленных знаков. Немаркированный металл, имеющий пока еще довольно широкое распространение под наименованием „торговой

¹ K. Daeves und E. H. Schulz, Der derzeitige Stand der Korrosionsfrage im Stahlbau, „Bautechnik“ 1937, № 1.

² А. В. Знаменский, Защита железа от коррозии, „Москвалогострой“, 1935, № 2.

³ О битумах см. § 15.

стали", подвергается на месте постройки упрощенным испытаниям и приравнивается к стали марки „Ст. 3 пониж.“, допускаемое напряжение которой ниже „Ст. 3 норм.“ на 15%.

3. ЧУГУН

(фр. *fonte*, нем. *Roh-Eisen*, англ. *cast iron*).

Таблица 3

Физико-механические свойства чугуно-ного литья ЧЛЛ

Наименование напряжений	Наименьшее временное сопротивление в кг/см ²	Модуль упругости в кг/см ²
Сжатие.....	6 000	1 000000
Изгиб.....	3 200	
Срезывание.....	1 600	

Чугунное литье характеризуется данными, помещенными в табл. 3.

Чугунное литье применяется главным образом для опорных частей мало ответственных конструкций, в противовесах, а также в мало нагруженных машинных частях.

Однако известны случаи применения чугуна и для ответственных мостовых опор на строительстве канала Москва — Волга, для чего конструкция опор была соответствующим образом перепроектирована¹.

§ 8. ДЕРЕВО

(фр. *bois*, нем. *Holz*, англ. *wood, timber*)

1. УДЕЛЬНАЯ ПРОЧНОСТЬ, ДОСТОИНСТВА И НЕДОСТАТКИ ДЕРЕВА

Дерево является весьма важным строительным материалом в гидротехнике, и взгляд на дерево как на суррогатный материал является совершенно неправильным. Прежде всего следует отметить, что удельная прочность древесины (отношение временного сопротивления материала к его объемному весу) выше, чем у стали; так, если принять временное сопротивление стали сжатию в 3800 кг/см², а объемный вес стали 7,85 т/м³

(табл. 2), то удельная прочность стали на сжатие будет равна

удельная же прочность сосны

Соотношения для растяжения и изгиба получаются еще более благоприятными.

Таким образом если вес конструкции играет значительную роль в нагрузках, то древесина может успешно конкурировать со сталью. Действительно, в настоящее время уже известны деревянные конструкции с пролетом до 200 м.

Из других достоинств древесины должны быть отмечены: 1) легкость обработки; 2) малая теплопроводность; 3) в ряде случаев легкость транспорта (сплавом по рекам); 4) сравнительно невысокая стоимость; 5) долговечность в благоприятных условиях эксплуатации сооружений; 6) сопротивляемость большим скоростям течения воды; 7) малый коэффициент температурного расширения древесины; 8) упругость; 9) быстрота возведения деревянных конструкций; 10) возможность производства работ в зимнее время без особых мероприятий.

Недостатками древесины являются: 1) неоднородность структуры древесины, вследствие чего сопротивление ее растяжению, сжатию, скалыванию в различных направлениях различно; 2) деформации дерева при изменении влажности (усушка, коробление); 3) значительное уменьшение прочности с увеличением влажности; 4) подверженность гниению и поражению вредителями древесины; 5) наличие ряда пороков, снижающих качество древесины; 6) сгораемость.

¹ П. М. Сальников. Чугун для опорных частей мостов, „Москвалволгострой“, 1935, № 1.

2. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

В гидротехническом строительстве дерево применяется в следующих главнейших случаях:

- 1) в сваях; деревянные сваи вполне могут конкурировать с железобетонными, особенно в морских сооружениях (при отсутствии вредителей древесины — древоточцев);
- 2) в ряжевых конструкциях, для перемычек, набережных, молов, шлюзов, плотин и т. п.; достаточно указать, что при постройке Беломорско-Балтийского канала им. т. Сталина объем ряжевых работ превысил 900 000 м³;
- 3) в плотинах разных типов, водосливах, водоспусках;
- 4) в затворах для плотин и ворот (на Беломорско-Балтийском канале им. т. Сталина полотнища деревянных шлюзных ворот имеют размеры 11,09 X 11,55 м);
- 5) в трубопроводах с напором до 70 м и выше;
- 6) в лотках разных типов: лесосплавных, для отвода воды и т. п.;
- 7) в выправительных сооружениях;
- 8) в шлюзах;
- 9) в пристанях разных типов;
- 10) в наплавных сооружениях: запанях, бонах и т. п.;
- 11) в морских сооружениях: набережных, молах, волноломах и т. п.;
- 12) в подмостях, эстакадах, кружалах и других временных сооружениях.

3. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА

Основной породой, имеющей наибольшее распространение в гидротехническом строительстве, является сосна (фр. pin, нем. Kiefer, англ. pine); кроме того в ответственных частях сооружений применяется иногда дуб (фр. chene, нем. Eiche, англ. oak). Взамен сосны можно с успехом применять лиственницу, являющуюся хорошим строительным материалом; для малоответственных (временных) сооружений можно применять также ель и пихту; взамен дуба иногда употребляют березу. В частях, находящихся всегда под водой, может быть применяема во многих случаях ель (например полы флутбетов деревянных плотин).

Ниже в табл. 4 дается характеристика физико-механических свойств различных древесных пород. Так как влажность древесины является переменной величиной и притом сильно влияющей на механические свойства, древесины, то обычно все данные, характеризующие древесину, приводятся к нормальной влажности, принимаемой в 15%.

Из табл. 4 (стр. 28) видно, что древесина оказывает наибольшее сопротивление растягивающим усилиям; однако использование сопротивления растяжению в полной мере не представляется возможным по конструктивным соображениям.

Наименьшее временное сопротивление древесина имеет на сжатие поперек волокон (смятие)¹.

Обычно для характеристики механических свойств древесины принимают ее временное сопротивление изгибу, сжатию вдоль волокон и скалыванию вдоль волокон.

4. МАРКИ И СОРТА ЛЕСА

По своему качеству лесные материалы разделяются на сорта 1-й, 2-й, 3-й (ОСТ/ВКС 7099); им соответствуют марки 0, I, II. Кроме различий по внешним признакам марки 0 и I отличаются также временными сопротивлениями (прочностью) (табл. 5).

¹ Если не учитывать временного сопротивления древесины на растяжение поперек волокон, которое впрочем не имеет практического значения для конструирования.

Таблица 4

Физико-механические свойства древесины (при влажности 15%)

№ п/п	Наименование породы	Объемный вес в т/м ³	Временное сопротивление в кг/см ²					Модуль упругости для воздушно-сухой древесины в кг/см ²	
			растя- жение вдоль воло- кон	сжатие		изгиб	скалывание		
				вдоль воло- кон	попе- рек воло- кон		вдоль волокон		поперек волокон (перере- зывание)
1	Сосна.....	0,52	1073	375	41	634	68	248	110 000
2	Лиственница.....	0,59	1 100	520	50	1 000	63		110 000
3	Ель.....	0,45	440	340	40	700			95 000
4	Пихта.....	0,47	430	320	35	550	70		70 000
5	Кедр.....	0,45	700	340	45	650	70		85 000
6	Дуб.....	0,75		500	65	960	100		110 000
7	Береза.....	0,65	1200	410	50	750	60		80 000
8	Бук.....	0,71		475	65	950	80		100 000
9	Осина.....	0,43	1200	320	32	600	45		70 000

Таблица 5

Физико-механические свойства древесины

Временное сопротивление при влажности 15%	Марка 0		Марка I	
	сосна	дуб	сосна	дуб
Сжатие не менее.....	350	450	300	400
Изгиб не менее.....	600	800	500	700
Продольное скалывание не менее.....	60	100	50	80

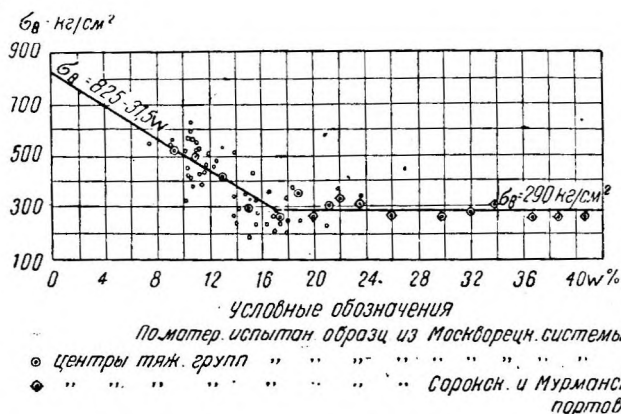
5. ВЛИЯНИЕ ВЛАЖНОСТИ НА ВРЕМЕННОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ДРЕВСИНЫ

Как указано выше, влажность древесины оказывает сильное влияние на величину временного сопротивления. По

степени влажности принимаются следующие наименования: воздушно-сухой лес с влажностью 18% и менее, полусухой с влажностью 18—23% и сырой с влажностью более 23%.

Влияние влажности на величину временного сопротивления показано на фиг. 6, где по оси абсцисс отложены величины влажности ω , а по оси ординат временные сопротивления сжатию вдоль волокон сосны σ_B (по исследованиям проф. Е. В. Близняка).

Из графика видно, что при влажности в 17% временное сопротивление вдвое меньше, чем при влажности в 8%. Однако для сырого леса увеличение влажности почти не отражается на прочности.



Фиг. 6. Связь между временным сопротивлением сосны на сжатие вдоль волокон и влажностью (по Е. В. Близняку).

Влажность влияет и на величину модуля упругости. При расчетах обычно пользуются данными, помещенными в табл. 6, независимо от породы.

6. ВЛИЯНИЕ ВЛАЖНОСТИ НА ОБЪЕМНЫЙ ВЕС ДРЕВЕСИНЫ

С увеличением влажности увеличивается объемный вес древесины. В табл. 7 указаны величины объемного веса для разных пород дерева (см. ОСТ 609).

7. ПРЕДОХРАНЕНИЕ ДЕРЕВА ОТ ГНИЕНИЯ

Гниение древесины обуславливается развитием грибков, разрушающих дерево. Для поддержания жизнедеятельности этих грибков требуется наличие следующих факторов: 1) кислорода, 2) соответствующей температуры и 3) соответствующей влажности.

В условиях гидротехнических сооружений, возводимых на открытом воздухе, первые два фактора не имеют решающего значения и необходимо считать лишь с третьим фактором. Можно считать, что влажность древесины в 18% и менее не благоприятствует развитию грибков, в силу чего воздушно-сухой лес в благоприятных условиях может сохраняться неопределенно долгое время (1000 лет и более). При влажности древесины более 65% грибки также не могут развиваться; этим объясняется сохранность подводных деревянных частей (например свай) в течение сотен лет и более. Следовательно в гидротехнических сооружениях наиболее подвержены гниению надводные части, особенно в пределах переменных колебаний уровня воды, а также части, находящиеся в увлажненном грунте.

Для борьбы с гниением древесины применяются различные способы. Наиболее эффективным следует признать пропитку дерева на специальных заводах маслянистыми антисептиками (креозотом) под давлением. Применение в гидротехнических сооружениях антисептиков, растворимых в воде (хлористого цинка, фтористого натрия и др.), нецелесообразно ввиду возможности выщелачивания антисептика под действием воды. Сравнительно малоэффективными способами предохранения древесины от гниения являются обмазка лесных материалов горячей смолой, обугливание и т. п. Затруднения в применении пропитанного дерева вызываются исключительно тем обстоятельством, что в настоящее время (1937 г.) консервирование дерева в СССР еще не получило должного развития в промышленном строительстве; лишь на железнодорожном транспорте пропитка древесины поставлена в надлежащем масштабе.

8. ПОВРЕЖДЕНИЕ ДЕРЕВА ДРЕВОТОЧЦАМИ

Следует отметить, что в некоторых южных морях дерево повреждается так называемыми древоточцами; из них наиболее распространенный — шашень (*teredo navalis*). Для борьбы с древоточцами применяется пропитка древесины креозотом и др. меры.

Модуль упругости дерева различной влажности

Характеристика леса по влажности	Модуль упругости на сжатие и растяжение вдоль волокон и на изгиб в кг/см ²
Воздушно-сухой лес	100 000
Полусухой лес	90 000
Сырой лес.....	70 000

Таблица 7

Объемный вес разных пород дерева в т/м³

№ п/п	Наименование породы	Свежесрубленный лес	Полусухой лес	Воздушно-сухой лес
1	Сосна	0,86	0,75	0,52
2	Ель	0,80	0,65	0,45
3	Лиственница	0,83	0,77	0,59
4	Пихта	0,83	0,70	0,47
5	Бук	0,97	0,86	0,71
6	Дуб	1,025	0,90	0,75

§ 9. ЕСТЕСТВЕННЫЕ КАМЕННЫЕ МАТЕРИАЛЫ

1. ДОСТОИНСТВА И НЕДОСТАТКИ КАМЕННЫХ МАТЕРИАЛОВ

В гидротехнических сооружениях камень как строительный материал применяется весьма часто.

Основными достоинствами каменных материалов являются: 1) долговечность, 2) достаточная величина временного сопротивления сжатию, 3) устойчивость по отношению к действию атмосферных факторов и воды, 4) сравнительно простые способы добычи и обработки, 5) широкое распространение каменных карьеров, 6) возможность хорошего инженерно-архитектурного оформления.

К числу недостатков каменных материалов следует отнести: 1) неоднородность их состава, 2) пестроту физико-механических свойств каменных материалов, нередко в одном и том же карьере, что требует особо внимательного отношения при их применении в ответственных сооружениях; 3) резкую разницу величин временных сопротивлений сжатию, растяжению, скалыванию и изгибу; 4) в ряде случаев — малую морозостойкость.

2. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Каменные материалы применяются:

- 1) для облицовки ответственных частей сооружений, особенно водосливных и водобойных частей;
- 2) в виде штучных камней для закрепления опор и отдельных частей, например подпятников шлюзных ворот, подферменников и т. п.;
- 3) в тесовой кладке, например для устройства кордонов, парапетов, а также в случаях, где требуется красивое инженерно-архитектурное оформление;
- 4) в бутовой кладке в сооружениях разного рода (плотинах, шлюзах и др.);
- 5) для мощения откосов каналов, конусов у плотин, рисберм и т. п.;
- 6) для загрузки ряжей, выправительных сооружений, габионов, для подготовки основания и т. п.;
- 7) в набросных плотинах, дамбах и берегоукрепительных сооружениях;
- 8) в виде щебня и гравия при приготовлении бетона;
- 9) для изготовления искусственного песка при затруднениях в получении естественного песка.

3. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К КАМЕННЫМ МАТЕРИАЛАМ

В зависимости от назначения, степени ответственности сооружения и условий его эксплуатации к каменным строительным материалам предъявляются разные требования. Камень, употребляемый для частей сооружений, несущих нагрузку и подверженных атмосферному влиянию, должен обладать необходимой величиной временного сопротивления и быть морозостойким (что особенно важно для облицовочного камня). Каменные породы, употребляемые для облицовки, должны обладать красивым внешним видом. Камень, идущий для загрузки ряжей и т. п., может иметь небольшое временное сопротивление, но должен быть устойчивым по отношению к действию воды и иметь надлежащий объемный вес. Кроме того в некоторых случаях, например в облицовках водосливов и лотков, может иметь значение прочность камня на истирание.

Что касается размеров отдельных камней и массивов, то они бывают различными в зависимости от конструкций, способов производства работ и т. п.; так например, размеры и вес камней и блоков, погружаемых в текучую воду, зависят от скорости течения (минимальные размеры 20—30 см); размеры камней, применяемых для бутовой кладки, определяются удобством обращения с ними; вес массивов, применяемых в морском строительстве, зависит от силы волнения и т. п..

4. ХАРАКТЕРИСТИКА КАМЕННЫХ МАТЕРИАЛОВ

В гидротехническом строительстве могут применяться: граниты, порфиры, гнейсы, базальты, диориты, диабазы, песчаники, известняки, доломиты и др.

а) Граниты, гнейсы и порфиры. Временное сопротивление перечисленных пород сжатию колеблется в довольно широких пределах в зависимости от прочности входящих в состав гранита минералов (наиболее прочный из распространенных минералов — кварц), величины зерен (мелкозернистые материалы обычно прочнее крупнозернистых), наличия трещин и т. п. и в среднем может быть принято 1 400—2 500 кг/см². При насыщении водой их временное сопротивление снижается (примерно на 5%).

б) Базальты, диориты, диабазы. Эти породы являются наиболее прочными (временное сопротивление доходит до 3 000—3 700 кг/см²); в то же время обработка их более затруднительна, чем гранита.

При насыщении этих пород водой прочность их не уменьшается.

в) Песчаники. По своему составу и прочности песчаники весьма разнообразны. Наиболее прочными и стойкими против выветривания являются кварциты и кремнистые песчаники, но они сравнительно трудно поддаются обработке.

Временное сопротивление сжатию кварцитов и песчаников, к ним приближающихся, колеблется в пределах 1600—2 300 кг/см².

Известковые и прочие песчаники обладают значительно меньшим временным сопротивлением (от 80 до 1000 кг/см²) и в ряде случаев являются не морозостойкими.

В связи с этим необходимо весьма внимательно относиться к употреблению песчаников в гидротехническом строительстве, тем более что при насыщении водой временное их сопротивление сжатию уменьшается на 10% и более.

г) Известняки и доломиты. Временное сопротивление сжатию обыкновенных или плотных известняков, а также доломитов колеблется в весьма значительных пределах (от 500 до 1 200 кг/см²). Рыхлые известняки, туфы и ракушечники имеют значительно меньшее временное сопротивление (от 10 до 400 кг/см²).

При насыщении водой прочность известняков значительно уменьшается (до 45% и более); значительно снижается также и морозостойкость.

К применению в гидротехническом строительстве известняков, в особенности слабых, следует относиться с осторожностью.

§ 10. ВЯЖУЩИЕ ВЕЩЕСТВА

1. ПОРТЛАНД-ЦЕМЕНТ

(фр. *ciment de Portland*, нем. *Portlandzement*, англ. *Portland cement*)

В гидротехническом строительстве основными вяжущими веществами являются гидравлические, т. е. те, которые способны твердеть и длительно сохранять свою прочность как на воздухе, так и в воде.

Временное сопротивление сжатию портланд-цемента оценивается по прочности кубиков, изготовленных из цементного раствора с нормальным песком состава 1:3 по весу и испытываемых через 28 дней по изготовлении („активность" портланд-цемента); временное же сопротивление растяжению — по прочности восьмерок, изготовленных из цементного теста портландцементно-песчаного раствора.

Согласно ОСТ механические свойства различных цементов должны удовлетворять следующим требованиям (табл. 8).

¹ Проф. Е. В. Близняк, Нормы для проектирования гидротехнических сооружений. Сообщение 3 Государственного института сооружений, М. 1929.

Механические свойства цементов

Наименование и марка цемента	№ ОСТ	Состав раствора	Временное сопротивление сжатию в кг/см ² через			Временное сопротивление растяжению в кг/см ² через		
			3 дня	7 дней	28 дней	3 дня	7 дней	28 дней
			Портланд-цемент	3 191	1:3	65	120	200
200		1:3	95	160	250	9	14	18
250		1:3	110	200	300	11	16	21
300		1:3	190	280	400	16	20	24
400		1:3	260	380	500	20	24	28
500		1:3	330	500	600	22	27	32
600		1:3						
Пуццолановый портландцемент	3 192	1:3	—	110	200	—	11	16
200		1:3	—	140	250	—	13	18
250		1:3	—	170	300	—	15	21
300		1:3	—	230	400	—	18	24
400		1:3	—	300	500	—	21	28
500		1:3						
Шлако-портланд-цемент	3 193	1:3	—	90	150	—	10	14
150		1:3	—	110	200	—	11	15
200		1:3	—	140	250	—	13	18
250		1:3	—	170	300	—	15	21
300		1:3	—	230	400	—	19	24
400		1:3	—	300	500	—	23	28
500		1:3						
Глиноземистый цемент	3 709	1:3	250 ¹	350	400	22 ¹	26	28

Наибольшее распространение имеет портланд-цемент марки 300 и 400.

Необходимо отметить, что цементы марок 500 и 600 и глиноземистый обладают весьма ценным качеством — быстро твердеть и приобретать в короткий срок большую прочность. Это допускает возможность быстрой распалубки сооружений и введения их в эксплуатацию. Указанные качества высокосортных цементов являются особо важными в военной гидротехнике.

2. РАСТВОРЫ

Для приготовления растворов к цементу добавляется в качестве инертного материала (заполнителя) песок, качество которого должно удовлетворять соответствующим техническим условиям (см. § 14). Наиболее употребительные пропорции цементно-песчаных растворов 1:3 и 1:4 (по объему), а в малоответственных частях сооружений 1:5 и 1:6; для штукатурки обычно применяются растворы 1:2—1:2,5.

3. НЕДОСТАТКИ ПОРТЛАНД-ЦЕМЕНТА

Несмотря на высокие механические качества портланд-цемента, он в условиях гидротехнического строительства является далеко не безупречным материалом. Это объясняется тем, что при твердении портланд-цемента образуются не только нерастворимые в воде гидросиликаты и гидроалюминаты², но и выделяется свободная известь в виде гидрата окиси кальция $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$, растворяющегося в воде. Поэтому напорные гидротехнические сооружения из бетона, приготовленного на портланд-цементе, подвергаются постепенному разрушению (деинтеграции) вследствие выщелачивания свободной извести при прохождении фильтрующей пресной воды через толщу бетона. Каждый может наблюдать белые

¹ В возрасте одного дня.

² С. И. Дружинин, Пуццолановый портланд-цемент. Сборник — „Научный Ленинград к XVII Съезду ВКП (б)“, Л. 1934.

подтеки на поверхности бетонных сооружений; отсюда удачное определение разрушения бетона „белая смерть бетона" (термин, предложенный проф. В. П. Скрыльниковым). При наличии морской и минерализованной воды, содержащей сернокислые и магниезальные соли и агрессивную углекислоту, портландцементный раствор разрушается еще быстрее. Это объясняется либо образованием новых, более растворимых и легко выщелачивающихся соединений, либо явлениями увеличения объема при образовании новых соединений (сульфоалюминат кальция).

4. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ДОБАВКИ. ПУЦЦОЛАНОВЫЕ ПОРТЛАНД-ЦЕМЕНТЫ. СПЕЦИАЛЬНЫЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ ЦЕМЕНТЫ

Защита бетона от агрессивного действия воды может осуществляться различными средствами. Наиболее распространенными из них в условиях гидротехнических сооружений являются: а) изготовление максимально плотного бетона (подбор наиболее плотного состава бетона и применение вибрации бетона при его укладке) и предотвращение появления трещин, возникающих вследствие усадочных и температурных деформаций; б) применение пуццоланового и шлако-портланд-цементов (за исключением случаев наличия агрессивной углекислоты и сильно минерализованных вод). Пуццолановыми портланд-цементами называются, как известно, цементы, в состав которых вводятся вещества, химически связывающие выделяющуюся свободную известь и образующие соединения, нерастворимые в воде и устойчивые в минерализованной воде. Эти вещества называются „гидравлическими (пуццолановый и) добавками" и характеризуются повышенным содержанием активной кремнекислоты. Применение гидравлических добавок имеет большую ценность еще в том отношении, что одновременно с повышением коррозионной устойчивости вяжущих повышается и плотность бетона.

Гидравлические добавки могут быть естественными и искусственными. Естественные добавки в свою очередь могут быть осадочного и вулканического происхождения. К первым относятся: диатомиты (остатки микроскопических кремнеземистых панцирей диатомовых водорослей) и трепел (уплотненные и метаморфизированные диатомитовые породы, обычно обладающие большим объемным весом, чем первоначальные образования).

К добавкам вулканического происхождения относятся: трассы, вулканические туфы, пемзы и вулканические пеплы.

Искусственными гидравлическими добавками называются вещества, получаемые или в результате специальной технологической обработки сырья или как отходы от других производств. К ним относятся: сиштоф¹ (отход, полученный при извлечении глинозема из глины в производстве сернокислого алюминия или металлического алюминия), доменные гранулированные шлаки, получаемые при выплавке чугуна на древесном топливе (кислые) и на минеральном топливе (основные), и золы некоторых горячих сланцев.

Необходимо отметить, что многие из указанных гидравлических добавок являются местными материалами и таким образом применение их особо желательно, так как получается уменьшение транспортных расходов и удешевление строительства с одновременным увеличением прочности сооружения, как отмечено выше. Перечисленные добавки вводятся в цемент путем совместного перемола портландцементного клинкера в надлежащей пропорции с гидравлической добавкой.

В случае нахождения в районе работ гидравлических добавок является возможным организовать на крупных гидротехнических строи-

¹ Si —силиций, Stoff (нем.) — материал.

тельствах особые устройства для совместного размола портландцементного клинкера и гидравлических добавок.

Необходимо учесть, что в каждом таком случае должны быть поставлены исследовательские работы по изучению цементов, получаемых указанным способом.

Недостатком пуццолановых портланд-цементов является замедленное их твердение, особенно в зимнее время.

Подводя итоги вышеизложенному, следует признать установленной необходимость применения пуццолановых портланд-цементов в гидротехнических сооружениях, находящихся под напором пресной воды, а также в сооружениях, подверженных действию минерализованных вод¹.

Шлаковым портланд-цементом называются цементы, получаемые в результате совместного перемола портландцементного клинкера и гранулированного доменного шлака (до 85% по весу смеси). Механические свойства шлако-портланд-цемента (и пуццоланового портланд-цемента) приведены в табл. 8.

Чтобы удовлетворить требованиям гидротехнического строительства, следовало бы иметь специальные гидротехнические цементы, вопрос об изготовлении которых должен быть поставлен на очередь, особенно если учесть громадный размах гидротехнического строительства в СССР.

5. ГЛИНОЗЕМИСТЫЙ (БОКСИТОВЫЙ) ЦЕМЕНТ

Глиноземистый цемент получается путем обжига и перемола материалов, богатых глиноземом (бокситов), совместно с известью или известняком. Глиноземистый цемент характеризуется быстрым твердением с одновременным возрастанием временного сопротивления (табл. 8). Некоторые иностранные глиноземистые цементы по данным проф. В. А. Кинда дают временное сопротивление сжатию в образцах.

1 : 3 свыше 400 кг/см² через 1 день, а через 28 дней — свыше 650 кг/см². Имеются такие сорта, которые уже через 5 час. обладают временным сопротивлением сжатию 259 кг/см², через 10 час. — 474 кг/см², а через 28 дней — 710 кг/см² (цемент „Алька“). Описываемые цементы могут найти применение например при срочных ремонтах плотин, в оборонных гидротехнических сооружениях и т. п.

Глиноземистый цемент отличается стойкостью в морской и минерализованной воде и мало чувствителен к низким температурам вследствие выделения большого количества тепла при твердении. Поэтому возможно применение глиноземистого цемента даже при температурах значительно ниже 0°.

§11. БУТОВАЯ КЛАДКА

(фр. *maçonnerie*, нем. *Mauerwerk*, англ. *masonry*)

Бутовая кладка из естественных камней (см. § 9) на цементном растворе имеет сравнительно малое распространение в гидротехническом строительстве, главным образом вследствие трудности механизации работ; кроме того и водонепроницаемость бутовой кладки и ее механические свойства ниже, чем бетона. Всё же при сравнительно небольшом объеме работ и при наличии местного камня применение бутовой кладки может дать экономию по сравнению с бетоном и является вполне целесообразным.

¹ См. резолюции расширенного совещания по коррозии бетона 3—5 марта 1936 г. (при Академии наук СССР), М. — Л. 1936.

§ 12. БЕТОН

(фр. *beton*, нем. *Beton*, англ. *concrete*)

1. ДОСТОИНСТВА И НЕДОСТАТКИ БЕТОНА

Бетон является основным материалом для возведения гидротехнических сооружений; объемы бетона в гидротехническом строительстве достигают громадных величин; например в плотине Грэнд-Кули (США) — около 7 млн. м³, на канале Москва — Волга — более 2,5 млн. м³, в плотине Боулдер (США) — около 2,4 млн. м³, на Днепрострое — около 1,5 млн. м³.

Достоинства бетона следующие:

- 1) возможность получения материала с заданной прочностью, вследствие чего бетон может применяться как в особо ответственных сооружениях, так и во второстепенных;
- 2) возможность широкого применения механизации при укладке бетона, благодаря чему понижается стоимость работ и сокращаются сроки постройки;
- 3) возможность возведения сооружений, имеющих сложные формы;
- 4) возможность обходиться в большинстве случаев без облицовки естественным камнем;
- 5) удовлетворительная водонепроницаемость;

Недостатками бетона являются:

- 1) малая стойкость бетона на обыкновенном портланд-цементе по отношению к выщелачивающему действию напорных вод (см. § 10);
- 2) недостаточная стойкость бетона на обыкновенном портланд-цементе по отношению к морской и минерализованной (агрессивной) воде (см. § 10);
- 3) возможность появления трещин в результате усадочных явлений и температурных деформаций, в частности в результате выделения тепла твердеющим цементом (экзотермия).

Бетон применяется в следующих случаях:

1. Плотины, шлюзы, водосливы, набережные и другие гидротехнические массивные сооружения;
- 2) бетонные массивы — при постройке набережных, молов, волноломов;
- 3) бетонные массивы в виде наброски для гашения энергии воды в нижнем бьефе плотин;
- 4) бетонные блоки для облицовки (редко);
- 5) бетонные и железобетонные плиты для укрепления откоса каналов для покрытия понурных частей плотин и т. п.

2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СОСТАВА БЕТОНА

В настоящее время состав бетона может быть рассчитан с достаточной степенью точности; в основу расчетов принята предложенная проф. Абрамсом теория, согласно которой временное сопротивление бетона сжатию R_s является функцией двух причин: 1) прочности (активности)

цемента R_u и 2) водоцементного фактора W/C , где W — вес воды в свежесготовленной бетонной массе, C — вес цемента, причем прочность бетона тем меньше, чем больше величина водоцементного фактора.

Для бетона месячного возраста указанная зависимость выражается следующими формулами, предложенными проф. Н. М. Беляевым и впоследствии измененными проф. Б. Г. Скрамтаевым: для бетона со щебнем

$$R_{s30} = \frac{R_u}{3,5 \left(\frac{W}{C} \right)^{1,5}}, \quad (2)$$

для бетона с гравием:

$$R_{\sigma 30} = \frac{R_u}{4 \left(\frac{W}{C} \right)^{1,5}} \cdot \quad (2a)$$

Величина водоцементного фактора колеблется при гидротехническом бетоне обычно в пределах 0,50—0,65.

Так как на прочность бетона оказывают влияние и другие факторы, как-то: форма щебня и песка, степень чистоты заполнителей, тщательность подбора зернового состава заполнителей, то необходимо организовывать на всех сколько-нибудь крупных строительных специальном лабораторном изучение физико-механических свойств бетона и вести во время постройки непрерывный контроль качества его. Не следует забывать, что расходы на указанные исследования во много раз окупятся благодаря улучшению качества работ.

3. КОНСИСТЕНЦИЯ БЕТОНОВ

По консистенции гидротехнические бетоны могут быть разделены на четыре следующие категории:

1) малопластичные (называемые также жесткими), имеющие малую влажность и требующие усиленного трамбования или вибрирования; осадка конуса Абрамса 2—3,5 см;

2) пластичные — в виде густой массы, требующие при укладке легкого трамбования или вибрирования; осадка конуса 6—9 см;

3) сильно пластичные (полулитые), укладываемые посредством штыкования лопатами; осадка конуса 10—16 см;

4) литые — легко подаваемые по желобам и трубам; осадка конуса более 16 см.

При возведении массивных бетонных сооружений применяются преимущественно пластичные или малопластичные бетоны. Что касается бетонов полулитых или литых, то применение их в указанных сооружениях не может быть рекомендовано ввиду излишне большого содержания в них воды и вызываемой этим большой пористости бетона и — как следствие этого — недостаточной плотности и морозостойкости. Эти бетоны могут применяться лишь в специальных случаях, например иногда в сильно армированных железобетонных частях и при подводном бетонировании.

4. ОСОБЕННОСТИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ БЕТОНОВ

Принимая во внимание, что бетонные гидротехнические сооружения обычно отличаются массивностью (флютбеты, быки и устои плотин, стены шлюзов и доков и т. п.), вопрос о значительных величинах временных сопротивлений бетона не играет главной роли при проектировании бетона (за исключением случаев весьма высоких водохранилищных плотин). Более существенными являются:

1) надлежащая плотность и водонепроницаемость бетона;

2) морозостойкость;

3) стойкость бетона в отношении выщелачивающего и разрушающего действия воды, в особенности агрессивной;

4) умеренное выделение тепла при твердении в целях уменьшения температурных и усадочных напряжений (умеренная экзотермия).

Для выполнения этих требований:

а) Применяются пуццолановые и другие специальные цементы (см. § 10).

б) Производится тщательный подбор инертных. В целях увеличения плотности и водонепроницаемости весьма желательно введение пылевидных добавок.

Необходимо отметить, что одновременно с увеличением плотности и водонепроницаемости бетона увеличивается и его морозостойкость.

в) Увеличивается количество цемента в 1 м³ бетона. Расход цемента составляет не менее 265—286 кг/м³ бетона и обычно не более 350 кг/м³. В случае введения гидравлических добавок количество портланд-цемента уменьшается.

г) Величина водоцементного фактора принимается равной не более 0,65 (см. выше).

5. МАРКИ БЕТОНА

В зависимости от назначения и степени ответственности проектируемого сооружения выбирают так называемую марку бетона, т. е. величину временного сопротивления сжатию через 28 дней. В гидротехнических бетонных сооружениях имеют применение основные марки бетона, указанные в табл. 9 (ОСТ/ВКС 7553).

Таблица 9

Основные марки бетона

Марки бетона	210	170	130	110	90	65
Временное сопротивление сжатию через 28 дней в кг/см ²	210	170	130	110	90	65

Наиболее распространенными марками являются 130, 110 и 90; марки 210 и 170 применяются в особо напряженных частях; марка 65 — в мало нагруженных подводных частях (при отсутствии низких температур) и при отсутствии армирования.

6. "ИЗЮМ" (БУТОБЕТОН)

Для уменьшения расхода цемента нередко в бетон добавляют крупные камни, так называемый "изюм", объемом до 1,2 м³. Содержание "изюма" доходит до 20% объема всей кладки. Вопрос о целесообразности укладки "изюма" решают каждый раз в зависимости от местных условий, главным образом по условиям экономичности, учитывая, что укладка крупных камней требует особой механизации и может задержать общий процесс бетонирования. Бетон с содержанием "изюма" носит название бутобетона. Следует отметить, что в последние годы применение "изюма" сокращается по указанным выше причинам; к тому же введение "изюма" уменьшает однородность бетона.

7. ВИБРИРОВАННЫЙ БЕТОН

В последние годы в гидротехническом строительстве получила распространение укладка бетона посредством вибрирования (вибрированный бетон). Вибрация заключается в том, что путем частых и коротких ударов частицам бетона сообщают ускорения, достаточные для того, чтобы преодолеть силы трения и создать наиболее плотное распределение частиц в бетоне. Количество колебаний составляет от 1650 до 6000 в минуту при амплитуде их от 0,5 до 1,5—2 мм.

По виду привода вибраторы могут быть пневматическими, электро-механическими и электромагнитными. Наиболее удобны и дешевы в эксплуатации два последних типа.

При укладке бетона в гидротехнических сооружениях преимущественно применяют поверхностное вибрирование в сочетании с внутренним вибрированием.

Поверхностное вибрирование осуществляется следующим образом: на деревянную площадку, помещаемую на бетонируемой поверхности,

устанавливается вибратор—мотор с эксцентричными грузами на валу и производится вибрирование. Вес вибратора составляет около 60 кг и производительность его 4—6 $m^3/час$ при радиусе действия до 0,20 м по вертикали. Внутренняя вибрация обычно осуществляется вибролопатами (вибробулавами), где сам вибрирующий механизм, помещенный в герметическом кожухе и насаженный на штанге, погружается в бетонную массу и уплотняет ее. Вес вибролопаты составляет 29 кг и производительность ее 6—14 $m^3/час$ при радиусе действия в 0,25—0,50 м по горизонтали.

Достоинствами вибрированного бетона являются: 1) большая плотность бетона, 2) меньшая водопроницаемость, 3) уменьшение водоцементного фактора, 4) более быстрое нарастание прочности в первый период твердения, 5) экономия в цементе.

8. УСАДКА БЕТОНА И ВНУТРЕННИЕ НАПРЯЖЕНИЯ

Как уже указывалось выше, при схватывании цемента происходит выделение тепла (экзотермия). Количество выделяемого тепла зависит от химического состава цемента, условий приготовления и хранения бетона, качества смешения, атмосферных условий и т. д.

Быстро твердеющие цементы выделяют больше тепла, чем нормально твердеющие, особенно в начале схватывания. Если бетонирование сооружения происходит путем укладки больших блоков, притом в холодное время года, то, естественно, вследствие различных температурных режимов внутри сооружения и снаружи при охлаждении бетона происходит усадка и возникают значительные внутренние напряжения.

По данным проф. Ю. А. Нилендера, исследовавшего деформации Днепровской плотины, внутренние напряжения в массивных сооружениях во много раз превосходят напряжения от внешних сил и нередко значительно превышают временное сопротивление бетона растяжению. В бетоне появляются трещины, весьма нежелательные, как уже говорилось ранее, в гидротехнических сооружениях.

Вопросы получения плотных водонепроницаемых и морозостойких гидротехнических бетонов могут считаться в основном решенными; в настоящее время основной задачей является борьба с усадочными явлениями в бетоне (как следствием экзотермии цемента и остывания бетона при соприкосновении с наружным воздухом). Достаточно указать, что на втором международном конгрессе по высоким плотинам в Вашингтоне (1936 г.) означенному вопросу был посвящен ряд специальных докладов.

Для борьбы с усадочными явлениями применяются следующие меры:

- 1) употребление специальных сортов цемента (пуццолановых и специальных цементов с пониженной экзотермией),
- 2) разрезка сооружения на блоки соответствующих размеров,
- 3) устройство температурных швов,
- 4) искусственное охлаждение уложенного бетона, как это было например осуществлено при постройке плотины Боулдер (США).

9. ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

В табл. 10 указаны основные характеристики, принимаемые при расчетах бетонных сооружений; указанные величины подлежат уточнению на основе специальных опытов, которые производятся при проектировании и постройке ответственных сооружений.

10. ПРИМЕРЫ СОСТАВОВ БЕТОНА НА НЕКОТОРЫХ СТРОИТЕЛЬСТВАХ

а) Бетоны на строительстве канала Москва—Волга. В качестве основных марок бетона на строительстве канала Москва—Волга¹ были приняты следующие: 90 110 и 130 $кг/см^2$. В некоторых частях сооружений применялся (в малом объеме) бетон марки 170 $кг/см^2$. Цемент употреблялся преимущественно марки 00 (соответствует марке 300).

¹ С. В. Шестоперов, Типовые составы бетона на МВС, "Москвалогострой" № 7, 1935.

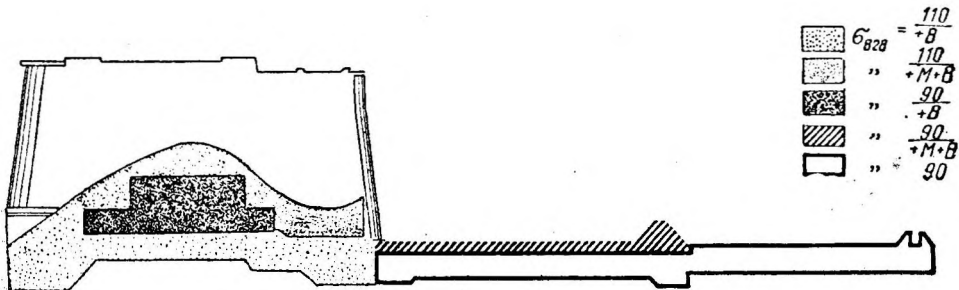
Основные характеристики бетона

1. Объемный вес особо плотного бетона ручной укладки	2,3 — 2,4 t/m^3
2. " " вибрированного бетона	2,4 — 2,5 t/m^3
3. Постоянная Пуассона	$\approx 1/6$
4. Коэффициент линейного расширения при изменении температуры на 1°	0,00001
5. Коэффициент усадки (соответствует понижению температуры на 15°)	0,00015
6. Модули упругости kg/cm^2	

Марка бетона	При подборе сечений	При определении деформации
65	50 000	75 000
90	120 000	180 000
110	140 000	210 000
130	140 000	210 000
170	175 000	260 000
210	200 000	300 000

Как указано выше, гидротехнический бетон должен удовлетворять не только условиям прочности, но главным образом водонепроницаемости и морозостойкости (указанные требования повышают количество цемента в $1 m^3$), вследствие чего были установлены дополнительные марки бетона разной прочности, удовлетворяющие требованиям водонепроницаемости (+В), морозостойкости (+М) и совместным требованиям водонепроницаемости и морозостойкости (+ В+М). Таким образом получилось 12 марок бетона.

На фиг. 7 показано примерное распределение бетона разных марок в водосливной плотине.



Фиг. 7. Распределение бетона разных марок в водосливной плотине на канале Москва — Волга

Учитывая, что требования морозостойкости могут быть перекрыты требованиями водонепроницаемости, можно считать основным требованием получение плотного водонепроницаемого бетона. Так как инертные (песок и гравий) добывались из разных карьеров, то расход вяжущего, зависящий от гранулометрического состава в инертных, для разных сортов песка и гравия получился разным — в пределах от 256 до 313 кг на $1 m^3$. При помощи специальных методов проектирования состава бетона были составлены таблицы разных марок бетона, удовлетворяющих соответствующим требованиям, при этом для бетонов марки + В величина водоцементного фактора не превосходила 0,65. Бетоны изготовлялись на пуццолановом портланд-цементе, причем пуццоланизация портланд-цемента осуществлялась введением трепела залежи которого расположены в 6 км от Дмитрова (Тентиковский карьер).

Трепел измельчался мокрым способом в дробилках типа "Клеро"² и подавался в виде трепельного молока по трубе в бетономешалку. Количество трепела (в пересчете на сухое вещество) составляло около 20% по весу сложного (цементно-трепельного) вяжущего. Для примера приведем один из употреблявшихся составов бетона.

¹ С. В. Шестоперов и Н. Г. Марусин, Применение трепелов на МВС, "Москвалогострой" № 4, 1935.

² С. Шестоперов, Присадка трепелов в бетоны канала, "Москвалогострой" № 2, 1935.

Общий состав бетона (1 м³):

портланд-цемент.....	224 кг
трепел (сухой).....	56 „
песок (сухой).....	600 „
гравий (сухой).....	1 100 „
водоцементный фактор	0,60
вода	105 л

б) Бетоны Нижнесвирской гидроустановки. При постройке Нижнесвирской гидростанции, расположенной на 145-м километре р. Свири (мощность 175 000 л. с.), было уложено около 560000 м³ бетона; при этом применялись следующие шесть марок бетона (по данным инж. Н. Ф. Хащиалова):

1) марка № 1 — основная (уложено около 400 000 м³, или около 70% всего объема бетона) — применялась в массивных частях гидротехнических сооружений, осадка конуса Абрамса 6—9 см и расход цемента 280 кг/м³; уплотнение бетона производилось посредством утаптывания ногами рабочих;

2) марка № 2 применялась в массивных частях, где утаптывание было затруднительно, например в армированных частях; осадка конуса составляла 12—16 см;

3) марка № 3 применялась в начале постройки для бетонирования особо ответственных массивных частей (например для ледорезных частей бычков); осадка конуса составляла 9—12 см и расход цемента — 358 кг/м³;

4) марка № 4 применялась для менее ответственных массивных частей, например для бетонных блоков, шедших в заброску в земляную перемычку; расход цемента составлял 180 кг/м³;

5) марка № 3-м применялась для железобетонных частей с маркой бетона 170; осадка конуса составляла 16—22 см и расход цемента — 370 кг/м³;

6) марка № 3-с применялась для железобетонных стенок спиральной камеры, сильно армированной: для этой марки применялся цемент 000 (соответствующий примерно марке 500) при расходе в 450 кг/м³.

Данные, характеризующие бетоны Нижнесвирской гидроустановки, приведены в табл. 11.

Таблица 11

Бетоны Нижнесвирской гидроустановки

Марка бетона	Характеристика частей сооружения	Уложено тысяч м ³	Состав бетона по весу	Расход материалов в кг на 1 м ³ бетона				Осадка конуса Абрамса в см	Водоцементный фактор W/C	Временное сжатие через 28 дней В кг/см ²
				цемент	песок	галька	вода			
1	Массивные ответственные блоки	400	1 : 2,62 : 4,64	280	734	1300	157	6-9	0,56	175
2	Массивные ответственные блоки с затруднениями в укладке . . .	60	1 : 2,44 : 4,33	298	727	1 289	167	12—16	0,56	173
3	Массивные ответственные блоки с повышенными требованиями к бетону	10	1 : 1,96 : 3,49	358	703	1 247	168	9-12	0,47	209
4	Массивные малоответственные блоки.....	60	1 : 3,22 : 5,27	245	793	1300	152	6-9	0,62	144
3-м	Железобетонные части	25	1 : 2,00 : 2,76	370	785	1 085	192	16—22	0,52	195
3-с	Железобетонные части с повышенным требованием к бетону	5	1 : 1,68 : 2,32	450	757	1045	189	20—24	0,42	231

в) Бетон плотины Боулдер (США). При строительстве плотины Боулдер (высота плотины 226 м, см. II том) применялся бетон состава, указанного в табл. 12¹.

¹ С. Я. Выгодский и др., Гидротехнические бетоны, 1937.

Характеристика бетона плотины Боулдер (состав бетона: 1 часть цемента на 9,5 частей инертных)

Составные части	Размер в см	Состав в частях по весу	Характеристика бетона
Цемент	—	1,00	Объемный вес 2,5 т/м ³ Водоцементный фактор 0,18 Постоянная Пуассона 0,18 Осадка по конусу 8,3 см Предельное содержание цемента: 225 кг/м ³ Модуль упругости 365 000 кг/см
Песок	—	2,45	
Мелкий гравий	0,6— 1,9	1,75	
Средний ”	1,9— 3,8	1,46	
Крупный ”	3,8— 7,6	1,66	
Крупная галька, булыжник	7,2—22,9	2,18	Временное сопротивление сжатию* через 28 дней 217 кг/см ²
Вода		0,54	

Уплотнение бетона при укладке производилось утаптыванием ногами рабочих; в углах и малодоступных частях сооружения применялась вибрация.

В приведенном примере обращают внимание значительная крупность инертных, доходящая до 22,9 см, и сравнительно малый расход цемента — 225 кг/м³.

Выводы. Из приведенных примеров видно, что нельзя дать готовые рецепты составов бетона и что каждое крупное строительство должно подбирать состав бетона, решая эту задачу индивидуально в зависимости от местных условий.

§ 13. ЖЕЛЕЗОБЕТОН

(фр. *beton arme*, нем. *Eisenbeton*, англ. *reinforced concrete*)

1. ДОСТОИНСТВА И НЕДОСТАТКИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Железобетон имеет весьма широкое применение в гидротехническом строительстве.

Достоинствами железобетона являются:

1) меньшая (во многих случаях) стоимость железобетонных сооружений по сравнению с бетонными вследствие возможности рационального использования бетона для работы на сжатие, а железа на растяжение;

2) возможность выполнения из железобетона как крупных сооружений, например плотин, шлюзов, доков, так и мелких, притом с тонкими стенками (например трубопроводов, затворов и т. п.), что указывает на универсальный характер железобетона;

3) удовлетворительная водонепроницаемость;

4) возможность обходиться без облицовки.

Недостатки железобетона в основном те же, что бетона.

К ним добавляются следующие:

1) вследствие большей сложности железобетонных работ необходимость иметь более квалифицированных рабочих, чем при бетонных работах;

2) трудность борьбы с трещинами, которые в железобетонных конструкциях представляют опасность также и с точки зрения облегчения, ржавления арматуры.

2. ОСОБЕННОСТИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

В гидротехнических железобетонных конструкциях можно отметить некоторые особенности по сравнению с сооружениями промышленными и гражданскими, а именно:

1. Предупреждение появления трещин в бетоне имеет значительно большее значение и требует проведения специальных мер, а именно:

дополнительных проверок на растяжение и соответствующего конструирования, например путем введения специальных профилей арматуры для увеличения сцепления бетона с железом и т. п.;

2. Процент армирования иногда должен быть понижен по сравнению с требованиями обычных железобетонных норм; таким образом получаются слабо армированные массивные конструкции, которым присваивается специальное название — армированный бетон (рабочая арматура составляет не свыше 0,2%, но не менее 0,05%).

3. Толщина поверхностного защитного слоя в гидротехнических сооружениях, для большего предохранения железобетона от ржавления арматуры, несколько увеличивается — до 3,5 — 5 см, в зависимости от условий работы сооружения и его ответственности (в плитах — не менее 1,5 см). Для выполнения тонких частей с успехом применяется торкретирование (торкрет-бетон).

3. МАРКИ БЕТОНА

Требования, предъявляемые к составу бетона в железобетонных конструкциях, аналогичны указанным в § 12. Наиболее распространенными марками бетона являются те же, которые указаны в табл. 8, за исключением марки 65, которая не применяется в железобетонных конструкциях.

4. АРМАТУРА

В качестве арматуры применяется „Ст. 2“, „Ст. 3“ „Ст. 5“ и сталь специальная. Пока еще широкое распространение имеет немаркированная сталь, для которой принимаются уменьшенные величины допускаемых напряжений. По данным проф. Б. Г. Скрамтаева величины временных сопротивлений при испытании арматурного железа для строительства канала Москва — Волга колебались в пределах 2 500—6000 $кг/см^2$, т.е. наряду с высококачественной сталью попадался материал не пригодный для железобетонных работ. Поэтому следует признать необходимыми обязательные испытания арматурного железа на стройках и складах.

5. ПОСТОЯННЫЕ ВЕЛИЧИНЫ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

В дополнение к данным, указанным в табл. 9, необходимо привести следующие величины объемного веса железобетона:

Железобетон на особо плотном бетоне ручной укладки 2,4 — 2,5 m/m^3
вибрированном бетоне 2,5 — 2,6

6. СТАЛЕБЕТОН

При необходимости обеспечить высокую устойчивость бетона на истирание, например в нижних частях водосливов и в трубопроводах при наличии наносов, возможно в состав бетона вводить стальные опилки (сталебетон, предложенный проф. Клейнлогелем). Введение в бетон стальных опилок повышает также временное сопротивление бетона сжатию и его водонепроницаемость, вследствие чего сталебетон может применяться например для трубопроводов с давлением 5—10 ат и более ¹.

§ 14. РЫХЛЫЕ МАТЕРИАЛЫ

НОМЕНКЛАТУРА МАТЕРИАЛОВ

К числу так называемых рыхлых материалов относятся: 1) песок, 2) гравий и галька, 3) щебень, 4) глины, суглинки и прочие грунты, 5) глинобетон, 6) торф.

Ниже дается краткая характеристика перечисленных материалов.

¹ НКХ, Академия коммунального хозяйства, Трубопроводы из различных материалов, под редакцией М. М. Порфирьева, М. 1937.

1. ПЕСОК

Применяется главным образом как заполнитель для приготовления растворов и бетона, кроме того как фильтрующий материал при устройстве фильтров (в том числе и обратных), для мощения и т. п.

Наибольшее распространение имеют кварцевые пески с тем или другим количеством примесей (глина, окислы железа, полевой шпат, карбонаты). Содержание в песке пыли и глины, определяемых отмучиванием, не должно превышать 5% для песков, идущих на изготовление бетона, и 10% для песков, употребляемых для растворов в бутовой кладке.

Объемный вес песка в зависимости от крупности и влажности колеблется в пределах от 1,4 до 1,7 m/m^3 .

При недостатке песка иногда изготовляют искусственный песок посредством дробления камня: кварцевый, полевошпатовый, нефелиновый и т. п.

2. ГРАВИЙ И ГАЛЬКА

Гравий и галька состоят из смеси окатанных обломков горных пород и минералов; гравий (галька) применяется как составная часть бетона, а также как фильтрующий материал.

Объемный вес гравия (гальки) в зависимости от крупности, влажности и петрографического состава — в среднем 1,35—1,6 m/m^3 .

Чтобы окончательно решить вопрос, в какой мере тот или иной сорт гравия (гальки) может быть применен как материал для бетона, необходимо произвести соответствующие испытания бетона на прочность, морозоустойчивость и т. п. Изолированное испытание гравия не всегда может дать правильный ответ на указанный вопрос.

Добыча гравия (гальки)¹ и его доставка имеют весьма большое значение в гидротехническом строительстве, если учесть громадные объемы работ; поэтому необходимо максимально механизировать работы по добыче гравия (гальки) с применением как экскаваторов, так и гидравлического способа путем размыва грунта (породы) напорной водой, подаваемой через гидромониторы.

3. ЩЕБЕНЬ

Щебень готовится посредством дробления прочных горных пород, временное сопротивление которых должно быть выше проектируемой марки бетона не менее чем на 20 $кг/см^2$ ². Наилучшим является щебень, получаемый из твердых изверженных пород с временным сопротивлением не менее 300—500 $кг/см^2$ и обладающий полной морозостойкостью.

Преимуществом щебня по сравнению с гравием и галькой является лучшее сцепление с раствором. Однако последние при наличии карьеров в районе работ обходятся дешевле щебня и кроме того при использовании гравия и гальки уменьшается расход цемента на единицу объема бетона.

Вопрос о выборе того или иного материала должен разрешаться каждый раз в зависимости от местных условий, причем для уменьшения транспортных расходов и удешевления строительства обязательно использование местных материалов.

4. ГЛИНА, СУГЛИНОК И ПРОЧИЕ ГРУНТЫ

Глины и суглинки широко применяются в гидротехническом строительстве для борьбы с фильтрацией ввиду ценного их качества — водонепроницаемости. Глины идут на устройство понуров плотин, для загрузки перемычек, для устройства противофильтрационной одежды каналов, в земляных плотинах для устройства ядра, экранов и т. п.

¹ И других инертных.

² Ориентировочно.

Глинизация. Глинистый раствор (из жирной глины) применяется при бурении скважин для укрепления стенок скважин. В некоторых случаях, при устройстве плотин на трещиноватых скальных породах, применяют так называемую глинизацию (вместо цементации) в верхнем бьефе плотины путем нагнетания глинистого раствора в скважины под давлением до 40 ат. Иногда для наиболее полного осаждения глины вслед за глинистым раствором нагнетается раствор хлористого кальция, причем давление доходит до 80—90 ат.

В некоторых случаях для окончательного заполнения трещин нагнетается и цемент. Большие опытные работы по глинизации производились в 1936 г. в связи с проектированием Куйбышевской плотины на Волге. Давление при нагнетании доводилось до 25 ат в качестве коагулянта применялся хлористый кальций.

Глинизация может применяться также для увеличения водонепроницаемости песчаных и гравелистых грунтов, например при постройке земляных плотин и дамб, как это имело место на строительстве канала Москва — Волга. В этом случае поливка слоев грунта, укладываемых в тело плотины (дамбы) с последующим трамбованием, должна производиться не чистой водой, а глинистым раствором¹.

Прочие грунты также применяются для образования земляных плотин, дамб, насыпей, для засыпки сооружений и т. п. Необходимо иметь в виду, что грунты, содержащие глину, обладают свойством пучения и растрескивания при замерзании. Так например, при засыпке стенок шлюзов глинистым грунтом в случае отсутствия рационального отвода воды происходит пучение глины, появляются дополнительные силы распора грунта и имеет место расстройство стен камеры шлюза.

При устройстве глиняных подушек и понуров и при возможности промерзания понура последний защищают слоем другого грунта или добавляют к глине до 25—35% щебня. Иногда поверх глиняной подушки втрамбовывают слои щебня толщиной 5—8 см (в деле). В некоторых случаях к глине примешивают древесные опилки (до 25—30%).

5. ГЛИНОБЕТОН

Глинобетон представляет собой смесь глины, песка и гравия или гальки (иногда щебня) и применяется например для устройства понуров плотин, когда запасы глины недостаточны и не имеется торфа. Подбор составных частей глинобетона производится таким образом, чтобы инертные (песок и гравий) были хорошо облеплены глиной. На канале Москва—Волга применялся глинобетон следующего состава: гравия и гальки (при крупности 0,5—2 см) — 40%, песка 36% и глины 24% (по объему).

6. ТОРФ

Применение торфа в гидротехническом строительстве впервые имело место на Беломорско-Балтийском канале им. т. Сталина по предложению проф. А. Ф. Лебедева²; в широком масштабе торф применялся и на строительстве канала Москва — Волга.

Торф может быть применен для отсыпки дамб, а в особенности как противofильтрационный материал в понурах и экранах плотин.

При укладке торфа он должен быть уплотнен деревянными трамбовками (весом 6 кг на площадь 500 см²) или укатан катком.

Необходимо остановиться на выяснении противofильтрационных свойств торфа³. Последний представляет собой пористый материал с содержанием твердой фазы (скелета) в единице объема от 5 до 20%

¹ П. Н. К о р а б л и н о в, Уменьшение водонепроницаемости песчаных дамб методом глинизации, "Москвалогострой" № 1, 1936.

² А. Ф. Лебедев, О слоисто-торфяном песчаном экране, изд. Белморстроя, 1932.

³ Н. Гаврилов, О фильтрации в торфе в связи с его применением в гидротехническом строительстве, „Москвалогострой“ № 4, 1936.

при удельном весе твердого вещества торфа около 1,5. Несмотря на такую пористость, торф благодаря коллоидному характеру разложившихся частей растительного материала, из которого образовался торф, является хорошим противofильтрационным материалом, приближающимся к тяжелым суглинкам. Хорошо разложившийся торф с ненарушенной структурой имеет коэффициент фильтрации k , колеблющийся в пределах от 0,00 n до 0,0000 n см/сек в зависимости от вида торфа и степени его разложения, где n — число в пределах 1—9. При хорошем измельчении торфа коэффициент фильтрации уменьшается до 0,00000 n . Переработка (измельчение) торфа требуется для мало разложившегося торфа, и в сооружении может допускаться торф, разложившийся не менее чем на 50%.

§ 15. БИТУМНЫЕ И БИТУМОПОДОБНЫЕ (ДЕГТЕВЫЕ) МАТЕРИАЛЫ.

ГИДРОИЗОЛЯЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ

1. КЛАССИФИКАЦИЯ

Битумные и битумоподобные материалы могут быть классифицированы следующим образом:

- а) Битумные материалы (битумы нефтяного происхождения и природные битумы).
- б) Битумоподобные (дегтевые) материалы (смолы, дегти и пек).
- в) Смешанные материалы (смеси битумных и дегтевых материалов и эмульсий).

2. СВОЙСТВА БИТУМНЫХ И БИТУМОПОДОБНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Битумные и битумоподобные материалы встречаются в жидком и твердом виде, а также в виде вязкой густой массы.

Удельный вес битумных веществ 0,70—1,30. Температура размягчения колеблется в пределах 23—110°, температура плавления 150—160°.

Основными строительными свойствами описываемых материалов являются: 1) водонепроницаемость, 2) химическая стойкость, 3) эластичность, 4) морозостойкость. Поэтому эти материалы применяются для гидроизоляционных целей, для заполнения температурных и усадочных швов.

Из битумных материалов изготовляют ряд производных в виде специальных гидроизоляционных масс, замазок, лаков и т. п.

3. ГИДРОИЗОЛЯЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ

Основным гидроизоляционным материалом является клебемасса (по-немецки kleben — клеить), изготовляемая из нефтяных битумов путем их смешения и варки. Клебемасса применяется как в горячем, так и в холодном виде; в последнем случае клебемасса растворяется в одном из органических растворителей (бензол, сероуглерод и т. п.). Клебемасса либо наносится непосредственно на поверхность, подлежащую изоляции, либо служит для склеивания специально изготовляемых изоляционных материалов, как-то: толя, толь-кожи, рубероида, пергамина и др.

Толь и толь-кожа пропитываются каменноугольными смолами и пеком, а рубероид и пергамина — нефтяными битумами. Указанные материалы изготовляются в виде рулонов: рубероид — шириной 1 м и длиной 20 м; пергамина — шириной 1 м и длиной 40 м¹.

4. ТИПЫ ГИДРОИЗОЛЯЦИИ

Применяемые типы гидроизоляции могут быть подразделены на следующие: 1) оклеечная гидроизоляция, 2) обмазочная, 3) обмазочно-оклеечная и 4) смешанный тип (см. Н. В. Трубников и Л. Э. Гульбе, Гидроизоляция подземных сооружений, М.—Л. 1935).

¹ Подробная характеристика рубероида помещена в стандарте ОСТ 3037, а пергамина — в ОСТ 4109.

Оклеенная гидроизоляция состоит из ряда гидроизоляционных материалов (рубероида, пергамина), которые приклеиваются к изолируемой поверхности и кроме того проклеиваются между собой посредством клеемассы. Число рядов определяется местными условиями (1—4 ряда).

Обмазочная гидроизоляция заключается в нанесении на изолируемую поверхность жидкой клеемассы или другого подобного вещества в горячем или холодном состоянии; обмазка проводится в один или более слоев. На постройке канала Москва — Волга¹ применялся следующий способ гидроизоляции: битум марки № 3 растворялся в бензине и наносился на бетонную поверхность. По испарении бензина битум оставался в порах бетона; глубина проникания составляла 1—3 мм. Покрытие происходило в 3—5 приемов, причем в первый раз покрытие производилось наиболее жидким раствором (25% битума и 75% бензина — по весу); для второй и третьей покрасок применялся состав: 75% битума и 25% бензина; при пятикратном покрытии третья и четвертая покраски производились чистым битумом. Расход битума на 1 м² при трехкратном покрытии равнялся 1,2 кг, а при пятикратном — 2 кг.

Обмазочно-клеенная гидроизоляция состоит из обмазки изолируемой поверхности с последующим приклеиванием рулонного изоляционного материала (рубероида, пергамина) и его обмазки. На строительстве Москва — Волга применялись описанная выше обмазка и покрытие битумными матами, которые состояли из ткани, покрытой битумом с различными заполнителями (мел, песок, трепел и т. п.).

Смешанная гидроизоляция представляет собою комбинацию вышеописанных типов.

5. УПЛОТНЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРНЫХ И УСАДОЧНЫХ ШВОВ

Битумные материалы широко применяются для уплотнения температурных и усадочных швов в гидротехнических сооружениях (см. гл. 8, 9 и т. II).

6. АСФАЛЬТОВЫЙ БЕТОН

Асфальтовый бетон применяется для одежды каналов, а также для изготовления гибких тюфяков при выправительных работах (см. гл. 4).

Асфальтобетон (имеющий широкое распространение в дорожном строительстве) изготавливается из асфальтового раствора и камневидной составляющей (щебня, гравия). Асфальтовый раствор состоит из битумного (асфальтового) вещества и мелкого заполнителя (песка, мелкого гравия). Содержание битума в асфальтобетоне составляет 4,5—7% от веса бетона (временное сопротивление сжатию 150 кг/см², а растяжению — 30 кг/см²; объемный вес 2,2—2,3 т/м³; толщина облицовочного слоя равняется 2,5—5,0 см).

§ 16. ХВОРОСТЯНЫЕ И ФАШИННЫЕ МАТЕРИАЛЫ. СЕТКИ И ГАБИОНЫ

1. ОБЩИЕ ДАННЫЕ

Хворостяные и фашинные материалы имеют наиболее широкое применение в берегоукрепительных выправительных (регуляционных) сооружениях (гл. 4); кроме того они употребляются и при устройстве рисберм, плотин простейшего типа, лесосплавных сооружений и т. п.

2. ХВОРОСТ

Хворост применяется двух родов — ивовый и разнородный. Ивовый хворост является наилучшим материалом вследствие ценных свойств ивы: тонкости и гибкости при значительной длине ветвей, а также

¹ А. В. Знаменский, Гидроизоляция бетона, "Москвалволгострой" № 1, 1935.

Он же, Гидроизоляционные и антикоррозийные покрытия Перервы, "Москвалволгострой" № 4, 1935.

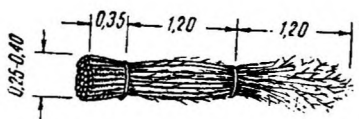
Г. В. Сиповский, О гидроизоляции, "Москвалволгострой", № 4, 1935.

способности быстрого прорастания. Отдельные ветви должны иметь толщину в комле не более 4 см и длину не менее 1,50 м. Лучше всего применять хворост свежесрубленный, осенней рубки; если работы производятся не в осеннее время, то рекомендуется применять хворост весенней рубки, чтобы он пророс.

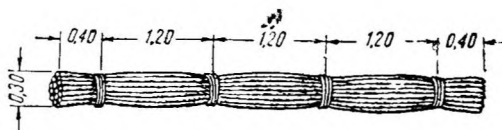
Разнородный хворост заготавливается из лиственных пород: березы, ясеня, орешника и т. п., преимущественно зимней рубки. Можно применять хворост и свежей рубки, но при условии немедленного употребления в дело. Разнородный хворост применяется для подводных частей сооружений. Иногда употребляют хворост и хвойных пород, однако такой хворост менее удовлетворителен вследствие меньшей гибкости, большей ломкости и меньшей стойкости.

3. ФАШИНЫ

Фашины однокомельные (фиг. 8а) представляют пучки хвороста длиной 2,50—2,75 м, толщиной 0,25—0,40 м, сложенные комлями в одну сторону и перевязанные вицами (вицей называется тонкий хворост свежей рубки толщиной до 1,5 см, служащий для перевязки).



Фиг. 8а. Однокомельная фашина.



Фиг. 8б. Двухкомельная фашина.

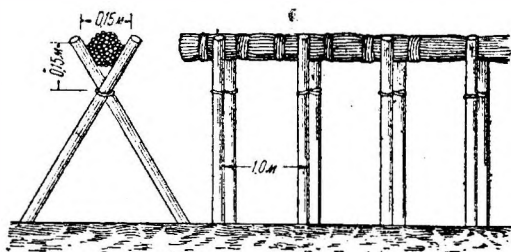
Фашины двухкомельные (фиг. 8б) — пучки хвороста, уложенные комлями в оба конца. Длина двухкомельной фашины 4,0—4,5 м при толщине 0,25—0,40 м.

4. ПРУТЯНЫЕ КАНАТЫ

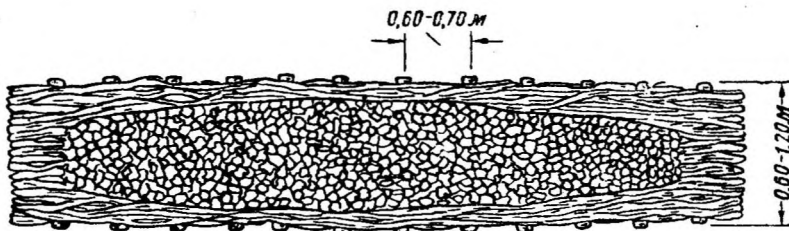
Прутяные канаты толщиной 10—13 см вяжутся из отборных тонких длинных ивовых ветвей; перевязка вицами производится через 0,30 м. Вязка прутяных канатов производится на козлах из колев (фиг. 8в).

5. ТЯЖЕЛЫЕ ФАШИНЫ

Тяжелые фашины представляют собой фашины, заполненные внутри камнем для увеличения веса (фиг. 8г). Концы фашин заделываются пробками из хвороста; перевязка через 0,60—0,70 м производится отожженной проволокой диаметром 2—3 мм. Диаметр тяжелых фашин 0,60—1,20 м; что касается длины, то она колеблется в пределах от 5 до 100 м и более в зависимости от местных условий.



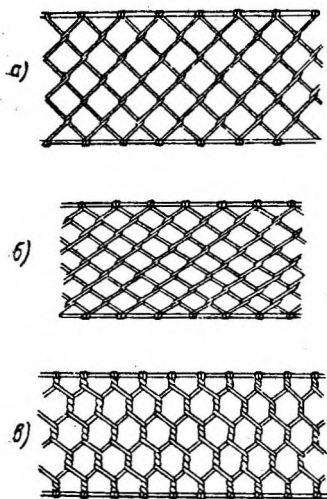
Фиг. 8в. Вязка прутяного каната.



Фиг. 8г. Тяжелая фашина.

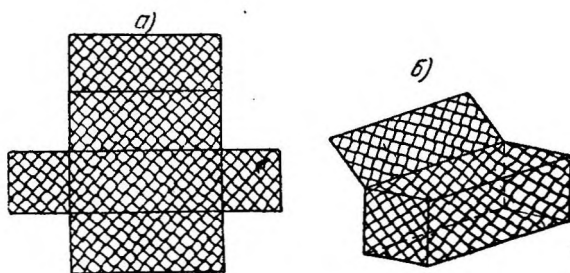
6. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ СЕТКИ И ГАБИОНЫ

В выправительных (регуляционных) работах применяют разного рода металлические сетки, иногда при устройстве сквозных сооружений (гл. 4), а главное для так называемых габионов. Форма ячеек сеток бывает трех родов: квадратная (фиг. 9, а), ромбическая (фиг. 9, б) и шестиугольная (фиг. 9, в). Наибольшей прочностью отличается сетка с шестиугольными ячейками, однако гибкость ее меньше, чем гибкость сеток с другими отверстиями. Диаметр проволоки, из которой изготовляются сетки, колеблется в пределах 1—4 мм, а размеры ячеек от 7 X 14 до 90 X 170 мм. Вес 1 м² сетки составляет от 0,2 до 4,8 кг.



Фиг. 9. Металлические сетки.

Габионы системы инж. Пальвиса представляют собой ящики из оцинкованной¹ железной проволоки, заполняемые камнем. Изготовление каркаса габиона на заводе производится в развернутом виде для удобства пере-



Фиг. 10. Габионный ящик: а) в развернутом виде; б) в собранном виде

возки (фиг. 10, а). По доставке на место ребра стенок габиона связываются проволокой (фиг. 10, б), ящик заполняется камнем, а крышка скрепляется со стенками; кроме того вводятся внутренние связи из проволоки для увеличения жесткости габиона. Габионы могут укладываться в несколько рядов по ширине и высоте для образования береговых опоясок, дамб и т. п. (гл. 4).

§ 17. ПРОЧИЕ МАТЕРИАЛЫ

Кроме описанных выше материалов в гидротехническом строительстве применяются и другие материалы, например дерн, мох, пакля, войлок. Ниже приводятся краткие сведения об этих материалах.

1. ДЕРН

Дерн применяется для обделки откосов каналов, дамб, озеленения площадок и т. п. Лучшим дерном следует считать² составленный из обычных многолетних трав (овсяницы, мятликов, полевицы, пырея). Существенно важным является требование вести резку дерна тщательно, на глубине главной массы корней (12—15 см), и нарезанный дерн немедленно же употреблять в дело во избежание его высыхания. В случае применения дерна в массовом масштабе следует рекомендовать механизацию резки посредством обыкновенных плугов.

2. МОХ

Мох применяется главным образом при мощении в целях устранения вымыва мелких частиц грунта. Кроме того мох имеет ценное свой-

¹ Двойная горячая оцинковка.

² К. Ланге и Б. Евреинов, Укрепление откосов канала путем залужения, "Москваволгострой" № 2, 1936.

ство быстрого заилиения, особенно после его уплотнения; в этом отношении он несколько напоминает торф (см. § 14).

3. ВОЙЛОК

Войлок применяется как гидроизоляционный материал, особенно при постройке деревянных плотин. Для улучшения связи с деревом, усиления водонепроницаемости и увеличения стойкости войлок покрывается смолой или другими аналогичными материалами.

4. ПАКЛЯ

Пакля, представляющая собой отходы от обработки льна или конопля, применяется для конопатки деревянных пловучих сооружений (судов, понтонов и т. п.) обычно в просмоленном виде.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 2

Ко всей главе 2.

А. На русском языке

1. В. А. Кинд, проф., С. Д. О к о р о в, доц., Строительные материалы, Л.—М. 1934.
2. Б. Г. Скрамтаев, проф., Строительные материалы и изделия, ч. I, М.—Л. 1935,

К § 7.

3. ОСТ/ВКС 7447. Основные строительные нормы. Конструкции металлические, М. 1934.

К § 8.

4. ОСТ/ВКС 7063. Основные строительные нормы. Конструкции деревянные, М. 1934.
5. Е. В. Б л и з н я к, проф., Работа дерева в гидротехнических сооружениях, М.—Л. 1936.
6. Всесоюзное научное инженерно-техническое общество строителей. Дерево — строительный материал. Сборник № 1, М.—Л. 1936.
7. Н. Э. Ю р г е н с, Дерево и его консервирование, М. 1930.

К § 10, 12 и 13.

8. ОСТ/ВКС 7553. Основные строительные нормы. Конструкции бетонные и железобетонные, М.—Л. 1935.
9. С. Я. Выгодский, Р. А. Мейер, Н. Ф. Хоциалов, Гидротехнические бетоны, Л.—М. 1937.
10. Ю. А. Н и л е н д е р, проф., Исследования деформаций и температурного режима в теле плотины Днепрострой, М.—Л. 1933.
11. Б. Г. Скрамтаев, проф., Исследование прочности бетона и пластичности бетонной массы, М. 1936.
12. Главстройпром, Электромеханические и электромагнитные вибраторы, М.—Л. 1936.
13. Второй международный конгресс по высоким плотинам 1936 г. в Вашингтоне. 2-й и 3-й вопросы (русский перевод имеется в проектном кабинете треста Гидроэнергопроекта).
14. Г. Абрагам, Асфальты и другие битумы. Пер. с англ. под редакцией и с дополнениями М. М. Ф а й н к г а р, М. 1934.
15. Н. В. Трубников и Л. Э. Гульбе, Гидроизоляция подземных сооружений, М.—Л. 1935.
16. Э. З. Юдович и А. А. Гладков, Гидроизоляция подземных сооружений Московского метрополитена им. Л. М. Кагановича (первой очереди), М. — Л. 1937.

К § 16.

17. М. Гришин, проф., Применение металлических сеток и габионов в гидротехническом строительстве, Новочеркасск, 1930.

Б. Иностранная

По общему списку № 13

ГЛАВА ТРЕТЬЯ

ОБЩИЕ НОРМЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

§ 18. ЗНАЧЕНИЕ НОРМ

Применяя рационально повышенные нормы для проектирования, можно сократить расходы материалов и уменьшить стоимость сооружений. Между тем в практике проектирования можно встретить случаи пользования низкими нормами либо вследствие рутинности и отсутствия критического отношения к нормам, либо вследствие малой изученности того или иного вопроса; в некоторых случаях применение заниженных норм имело место в целях прямого вредительства народному хозяйству. Необходимо всегда иметь в виду, что правильное составление и выбор норм имеет большое значение для рационального проектирования гидротехнических сооружений; следует вести непримиримую борьбу с устаревшими нормами и вредными теориями так называемых "пределов", задерживающих ход социалистического строительства. В основу принимаемых для проекта норм должны быть положены нормы общесоюзных или ведомственных стандартов, в первую очередь так называемые "Основные строительные нормы" ("Единые нормы строительного проектирования" по прежнему названию). Необходимо учесть, что нормы систематически пересматриваются, в связи с чем всегда надо пользоваться новейшими нормативными данными.

Ниже приводятся основные данные, относящиеся к силам, действующим на гидротехнические сооружения (§ 19 и 20), сведения о коэффициентах устойчивости и прочности (§ 21), а также величины допускаемых напряжений для главнейших материалов (§ 22). Вопросы, относящиеся к методам расчета и являющиеся предметом изучения строительной механики и других дисциплин, оставлены без рассмотрения в настоящей главе; в § 23 даны величины допускаемых (безопасных) скоростей течения воды для разных грунтов и креплений.

§ 19. СИЛЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

1. КЛАССИФИКАЦИЯ СИЛ

Действующие на гидротехнические сооружения силы могут быть подразделены следующим образом:

- 1) собственный вес сооружения и вес конструкций, поддерживаемых сооружением;
- 2) давление воды:
 - а) гидростатическое,
 - б) гидродинамическое,
 - в) давление волны,
 - г) противодавление воды и фильтрационные силы;
- 3) давление льда:
 - а) статическое,
 - б) динамическое;
- 4) давление грунта:
 - а) активное — распор,
 - б) пассивное — отпор;
- 5) давление снега;
- 6) давление ветра;
- 7) сейсмические силы;
- 8) силы, вызываемые деформацией вследствие изменений температуры или вследствие усадки материала (бетона);
- 9) силы трения;
- 10) силы сцепления;

11) прочие силы: нагрузки от подвижного состава, машин, толпы людей, от навала судов и т. п.

Если рассматривать силы с точки зрения продолжительности и обычности их действия, то можно установить следующую номенклатуру:

А) силы, действующие регулярно и длительно в условиях нормальной работы сооружения;

В) силы, действующие случайно и кратковременно и не являющиеся обычными в нормальной работе сооружения, а также силы, действующие в процессе постройки или ремонта сооружения;

С) силы, вызываемые деформацией вследствие изменений температуры или вследствие усадки материала (бетона)¹;

Д) силы, возникающие при катастрофических и особо исключительных условиях работы сооружений.

Более подробная характеристика сил, входящих в группы А, В, С, Д, и установление возможных комбинаций сил указаны в § 20.

2. СОБСТВЕННЫЙ ВЕС СООРУЖЕНИЯ И ВЕС КОНСТРУКЦИЙ, ПОДДЕРЖИВАЕМЫХ СООРУЖЕНИЕМ

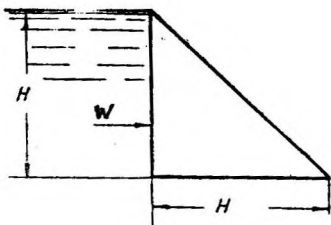
Подсчеты собственного веса сооружения производятся на основании размеров, принятых в проекте, и объемных весов соответствующих материалов (гл. 2); вес конструкций, поддерживаемых сооружениями, подсчитывается таким же способом; нередко для предварительных расчетов приходится пользоваться разного рода эмпирическими формулами, например при определении веса затворов (гл. 10—13).

3. ДАВЛЕНИЕ ВОДЫ

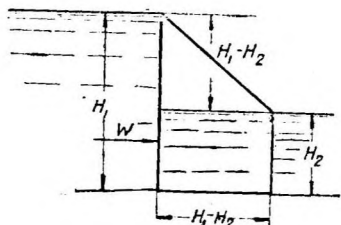
а) Гидростатическое давление воды направлено нормально к поверхности сооружения и равно весу столба воды над рассматриваемой точкой. Удельный вес пресной воды принимается равным $\gamma=1,03$, а морской воды $\gamma=1,03$.

Типичными случаями гидростатического давления воды являются:

1) давление на вертикальную стенку при отсутствии противодействия со



Фиг. 11а.



Фиг. 11б.

стороны нижнего бьефа, 2) то же при наличии противодействия со стороны нижнего бьефа. В первом случае (фиг. 11а) эпюра давления воды изображается в виде прямоугольного треугольника, катеты которого равны величине напора воды H , а полное давление воды равно:

$$W = \gamma \frac{H^2}{2}. \quad (3а)$$

Во втором случае эпюра давления воды имеет вид, указанный на фиг. 11б, полное давление равно:

$$W = \frac{\gamma}{2} (H_1^2 - H_2^2), \quad (3б)$$

¹ При расчете естественных конструкций нагрузка группы "С" относится к случайным силам ("В").

где H — напор;

H_1 — высота столба воды со стороны верхнего бьефа;

H_2 — то же со стороны нижнего бьефа.

б) Гидродинамическое давление воды проявляется в том случае, если струя воды встречает ту или иную преграду. Не останавливаясь на подробностях ввиду того, что указанные вопросы рассматриваются в гидравлике, можно ограничиться приведением следующего выражения для одного частного случая — удара струи о неподвижную поверхность:

$$W_{\partial} = \gamma \frac{Q}{g} v (1 - \cos \alpha), \quad (4)$$

где W_{∂} — гидродинамическое давление, выраженное в m ;

γ — объемный вес воды, равный 1 м/м^3 ;

Q — расход воды в $\text{м}^3/\text{сек}$;

g — ускорение силы тяжести ($9,81 \text{ м/сек}^2$);

v — скорость струи в м/сек ;

α — угол, составляемый струей с поверхностью, которая воспринимает удар струи.

Если $\alpha = 90^\circ$, то

$$W_{\partial} = \gamma \frac{Q}{g} v. \quad (5)$$

Так как $Q = \omega v$, где ω — площадь сечения струи, то при $\alpha = 90^\circ$

$$W_{\partial} = \gamma \omega \frac{v^2}{g} = 2\gamma \omega \frac{v^2}{2g}. \quad (6)$$

Таким образом давление W_{∂} в этом случае равно удвоенному скоростному напору, помноженному на $\gamma \omega$.

Что касается гидравлического удара в трубопроводах, то этот вопрос рассматривается в специальных курсах.

в) Давление волны. В морском строительстве давление волны является основной нагрузкой, на которую рассчитываются молы и волноломы; не останавливаясь на рассмотрении означенного вопроса во всей его полноте, так как он изучается в специальном курсе портовых сооружений, следует отметить, что в больших водохранилищах волны, развивающиеся под действием ветра, могут иметь значительную высоту; поэтому приходится увеличивать высоту плотин (и затворов), а равно принимать при расчетах дополнительные статические и динамические нагрузки, возникающие вследствие давления волн.

Высота волны h_g обычно определяется по следующей формуле Стевенсона:

$$h_g = 0,35\sqrt{D} + 0,76 - 0,26\sqrt[4]{D}, \quad (7)$$

где h_g — высота волны в m ;

D — длина в километрах наибольшего пробега ветра по водной поверхности или наибольшее расстояние по воде от данного пункта до противоположного, подветренного берега (нередко D называется длиной разгона волны).

Пользуются также формулой Хенни (Henny):

$$h_g = 0,014 (v - 13), \quad (8)$$

где v — наибольшая скорость ветра в км/час .

Для расчета принимают большее значение из определенных по формулам (7) и (8).

Давление P волны на вертикальную стенку может быть определено по формулам, предложенным Сенфлу (Sainflou)¹. Если глубина воды перед

¹S a i n f l o u, Essai sur les digues maritimes, "Annales des ponts et chaussées" № 4, 1928.

стенкой $h \geq 2h_0$, то давление волны, имеющей длину L , выражается пред-
ставленной на фиг. 12 эпюрой, где

$$h_0 = \frac{\pi h_0^2}{L} \operatorname{ctgh} \frac{2\pi h}{L}, \quad (9)$$

$$a = \frac{h_0}{\operatorname{ch} \frac{2\pi h}{L}}. \quad (10)$$

Итак, полное давление воды на стенку определится по формуле:

$$P = \frac{(h + h_0 + h_0(h + a))}{2} \frac{h^2}{2}. \quad (11)$$

Момент силы P относительно основания:

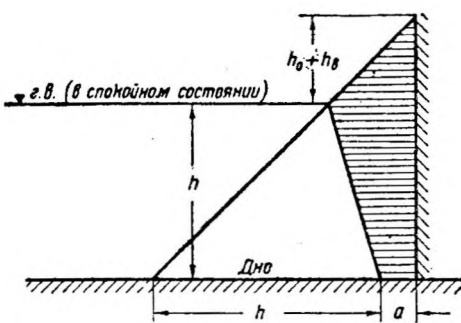
$$M = \frac{(h + h_0 + h_0)^2 (h + a)}{6} \frac{h^3}{6}. \quad (12)$$

Если $h \geq L/2$, то в целях упрощения можно принять с достаточной сте-
пенью точности $h \approx \infty$; в этом случае формулы (9) и (10) примут следую-
щий вид:

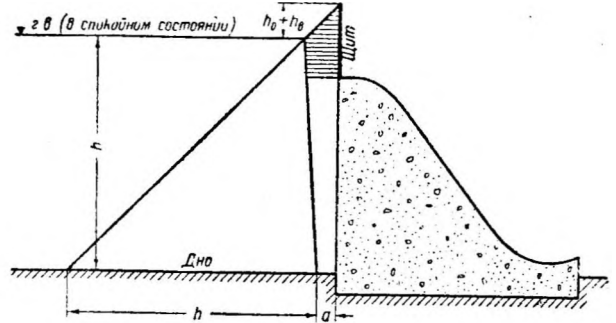
$$h_0 = \frac{\pi h_0^2}{L},$$

$$a = 0.$$

Если требуется определить давление волны на щит (фиг. 13), распо-
ложенный на гребне плотины, то указанное давление может быть полу-



Фиг. 12. Эпюра давления волны на стенку (по Сэнфлу).



Фиг. 13. Эпюра давления волны на щит (по Сэнфлу).

чено путем построения полной эпюры давления волны и выделения части эпюры, приходящейся на щит (на фиг. 13 эта часть эпюры заштрихована).

Если величины h_0 — высота волны и L — длина волны, входящие в приведенные выше формулы, не могут быть определены непосредственными измерениями¹, то в предварительных расчетах они вычисляются следующим образом: высота волны h_0 по формулам (7) и (8), а длина волны L принимается равной

$$L = mh_0, \quad (13)$$

где m для малых водоемов колеблется в пределах от 7 до 15. В среднем можно принять для малых водоемов:

$$L \approx 10h_0. \quad (13')$$

¹ Способы измерения h_0 и L изложены в труде проф. Е.В. Близняка

По подсчетам, произведенным проф. Н. Н. Джунковским, ошибка при определении величин P и M по формулам (11) и (12) в обычных условиях не превосходит $\approx 11\%$, если пользоваться для определения длины волны упрощенной формулой (13'). Всё же в ответственных случаях следует вычислять значения P и M , подставляя в формулы (11) и (12) крайние возможные значения L , вычисленные по формуле (13) при $m = 7$ и $m = 15$.

г) Противодействие воды и фильтрационные силы. Вода, проникающая под действием напора в тело сооружения или проходящая в грунте основания сооружения, создает силы, которые носят название фильтрационных сил, и действие которых на подошву фундамента сооружения называется фильтрационным противодействием.

Способы учета противодействия и фильтрационных сил подробно рассмотрены в гл. 8 и 9.

4. ДАВЛЕНИЕ ЛЬДА

а) Физико-механические свойства льда¹ характеризуются данными, помещенными в табл. 13.

Таблица 13

Физико-механические свойства льда

Наименование		Величина
Удельный вес		0,92
Коэффициент объемного расширения		0,000160
Коэффициент линейного		0,000053
Модуль упругости		30 000 кг/см ²
Временное сопротивление	сжатию	35 кг/см ²
	растяжению	14 "
	скальванию	7 "
	изгибу	20 "

Необходимо отметить, что приведенные в табл. 13 величины являются осредненными; они зависят от ряда местных условий: характера льдообразования, химического состава воды и т. п.; поэтому для получения более точных данных необходимо производить соответствующие исследования.

б) Статическое давление льда, вызываемое температурными деформациями (например давление на напорную грань вододержательных плотин и т. п.), может быть определено по следующей формуле Ройена:

$$P = 16\,400 \alpha h (t_0 + 1) \sqrt[3]{\frac{t_0}{S_0} (t_0 + 1)^2}, \quad (14)$$

где P — давление в от на 1 пог. м сооружения или его части, подверженной давлению льда;

α — линейный коэффициент температурного расширения льда (табл. 13);

t_0 — наибольшее возможное в данной местности повышение температуры ледяного покрова в течение S_0 часов, причем t_0 принимается 0,4 t , где t — повышение температуры воздуха в градусах Цельсия;

h — толщина льда в м.

Комбинации S_0 и t_0 , при которых P получает наибольшее значение, определяют путем пробных подсчетов, пользуясь для этого метеорологическими данными.

¹ См. также т. II.

Если не имеется последних для вычисления давления льда по формуле (14), можно для предварительных подсчетов пользоваться следующей упрощенной формулой (принятой в Италии):

$$P = 25 h. \quad (15)$$

Необходимо отметить, что давление льда может не учитываться в следующих случаях: а) если ледяной покров неустойчив и постоянно взламывается, например вследствие колебания уровня воды, б) если принимаются специальные меры для борьбы с льдообразованием, как-то: околка льда, нагнетание воздуха под давлением и т. п. (см. т. II). При расчете плотин давление льда принимается лишь для постоянных частей (устоев, бычков); при расчете бычков плотин давление льда принимается со всего пролета между бычками, но не более 60 — 70 м на 1 пог. м бычка плотины; при расчетах затворов давление льда не учитывается при условии принятия указанных выше мер.

в) Динамическое давление льда. При ледоходе давление плавущих льдин на постоянные части сооружений приблизительно может определяться по следующей формуле:

$$P_0 = 100h, \quad (16)$$

где P_0 — давление льда на 1 пог. м сооружения в т;

h — толщина льда в м.

5. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА

а) Активное давление (распор) грунта (фиг. 14) определяется во всех случаях, когда на данную поверхность сооружения действуют грунтовые массы. Величина распора определяется по следующей формуле:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_1 H (H + 2h) \left\{ \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin \theta \left[\sqrt{\sin(\theta + \varphi_0)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \alpha) \sin(\varphi + \varphi_0)}{\sin(\theta - \alpha)}} \right]} \right\}^2, \quad (17)$$

где E_a — активное давление (распор) грунта в т на 1 пог. м длины стенки;

γ_1 — объемный вес грунта в т/м³;

H — высота подпорной стенки в м;

h — высота нагрузки, приведенная в виде грунта, в м;

φ — угол внутреннего трения грунта;

α — угол наклона поверхности грунта к горизонту;

θ — угол между задней гранью стенки и горизонтом;

φ_0 — угол трения грунта о стенку.

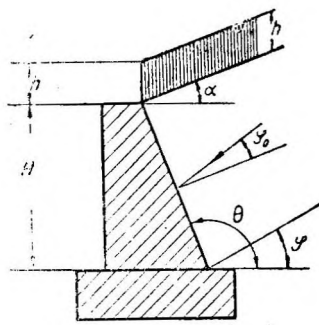
При $\alpha = 0$, $\theta = 90^\circ$, $\varphi_0 = 0$ формула (17) принимает следующий вид:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_1 H (H + 2h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (18)$$

При $h = 0$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (19)$$

б) Пассивное давление (отпор) грунта принимается в расчет лишь в том случае, если возможно некоторое горизонтальное перемещение сооружения по направлению активных сил и сжатия грунта; если же сооружение по своей конструкции не может получить горизонтального переме-



Фиг. 14.

щения, то отпор грунта не может возникнуть. Величина отпора при $\alpha = 0$, $\theta = 90^\circ$ и $\varphi_0 = 0$ определяется по следующей формуле:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_1 H (H + 2h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (20)$$

а при $h = 0$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (21)$$

Необходимо указать, что отпор грунта, исчисленный по формулам (20) и (21), представляет собою наибольшую возможную величину, которая может быть достигнута при нарастании активного давления на грунт.

6. ДАВЛЕНИЕ СНЕГА

При проектировании собственно гидротехнических сооружений давление снега, как правило, не учитывается. При проектировании же таких сооружений, как здания гидроэлектрических станций, маневровых будок при шлюзах и плотинах и т. п., давление снега учитывается по нормам, которые приняты при проектировании гражданских и промышленных сооружений [см. ОСТ 7626(б)].

7. ДАВЛЕНИЕ ВЕТРА

В тех случаях, когда давление ветра представляет незначительную нагрузку по сравнению с действием горизонтальных сил, оно не принимается в расчет. Так, водоподпорные гидротехнические сооружения не рассчитываются на действие ветра; и лишь при расчете таких частей, как например затворы, башни шлюзных подъемных ворот, маневровые будки, эстакады, подмости и т. п., является необходимым учитывать давление ветра; сказанное относится также и к расчету зданий гидроэлектрических станций. В основу расчетов на давление ветра должны быть положены основные строительные нормы, применяемые при проектировании гражданских и промышленных сооружений [см. ОСТ 7626(а)]¹.

Применительно к указанным нормам величина давления ветра p_e определяется по следующей формуле:

$$p_e = kq, \quad (22)$$

где p_e — давление ветра в $\text{кг}/\text{м}^2$, направленное нормально к воспринимающей поверхности сооружения;

k — аэродинамический коэффициент, зависящий от формы и положения сооружения; величина k может быть принята равной приблизи-

Значения скоростного напора ветра q $\text{кг}/\text{м}^2$

Таблица 14

№ п/п	Районы сооружений	Сооружения в открытой местности	Сооружения в местности, защищенной от действия ветра
1	Прибрежная полоса Черного моря длиной 100 км с центром в Новороссийске	100	60
2	Побережья морей (за исключением Финского залива и Азовского моря) и низовья больших рек, впадающих в них	70	42
3	Вся территория СССР за исключением районов, указанных в пп. 1 и 2	40	24

¹ Для расчета мостов применяются специальные нормы; так, по техническим условиям НКПС для проектирования мостов давление ветра принимается равным $225 \text{ кг}/\text{м}^2$ в случае, если на мосту не имеется поезда, и $125 \text{ кг}/\text{м}^2$ — при наличии поезда на мосту.

тельно: для плоских и цилиндрических затворов с передним козырьком, а также для сегментных затворов $k = 2$; для цилиндрических затворов без переднего козырька $k = 1,5$; в других случаях принимается $k = 1$;

q —скоростной напор ветра в $кг/м^2$, равный

$$q = \frac{v^2}{16} \quad (v \text{ — скорость ветра в } м/сек).$$

Значения q указаны в табл. 14.

8. ДЕЙСТВИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ СИЛ

Землетрясение представляет собою колебания земной коры, передаваемые основанию сооружения и приводящие сооружение в колебательное движение; возникающие при этом инерционные силы являются дополнительной нагрузкой для сооружения. Силы инерции принимаются направленными горизонтально и прикладываются к центрам тяжести соответствующих частей сооружений; силы принимаются направленными в сторону, наиболее невыгодную для прочности или устойчивости рассчитываемой части сооружения. Величина инерционных сил для абсолютно жесткого сооружения может быть определена из следующего уравнения:

$$P_0 = \frac{\tau}{1000g} G, \quad (23)$$

где P_0 — инерционные силы в $кг$,

τ — ускорение колебаний земной коры при землетрясении в $мм/сек^2$;

g —ускорение силы тяжести в $м/сек^2$;

G — вес сооружения или его части в $кг$.

Формула (23) может быть представлена в следующем виде:

$$P_0 = kG, \quad (23')$$

причем k называется коэффициентом сейсмичности:

$$k \approx 0,0001 \tau. \quad (24)$$

Величины ускорения τ и коэффициента сейсмичности k определяются по так называемой шкале баллов землетрясений, устанавливаемой на основании специальных измерений или соответствующих внешних признаков; в "Единых нормах строительного проектирования" (ОСТ 4537) шкала землетрясений имеет 12 баллов, причем ускорение τ колеблется в пределах от $\tau = 2,5$ $мм/сек^2$ до $\tau > 5000$ $мм/сек^2$.

Для удобства расчетов можно принять подразделение районов, где проектируются гидротехнические сооружения, на четыре группы

I группа—районы, безопасные в сейсмическом отношении (баллы 1—6); максимальная величина τ равна 100 $мм/сек^2$;

II группа — районы, для которых максимальное значение τ равно 500 $мм/сек^2$ (баллы 7—8);

III группа — районы, имеющие максимальное значение τ , равное 1 000 $мм/сек^2$ (балл 9);

IV группа — прочие районы (баллы 10—12).

Характер сейсмичности устанавливается каждый раз на основании геологических исследований, а в предварительных стадиях проектирования— по литературным данным².

При расчете упругих сооружений необходимо учитывать степень упругости сооружения путем введения в формулы (23) и (23') коэффициента μ ; кроме того следует иметь в виду, что характер породы, в которой заложено основание сооружения, также влияет на величину инерционных сил при землетрясении; особенно опасными являются насыпные грунты и

¹ Справочник по мелиорации и гидротехнике, т. I, М.—Л. 1934.

² Н. К. Х. Правила антисейсмического строительства М. 1937.

болотистые почвы; влияние характера породы основания учитывается введением в формулы (23) и (23') коэффициента ζ .

Таким образом формула для определения инерционных сил принимает следующий вид:

$$P_0 = k\mu\zeta G, \quad (25)$$

где k — коэффициент сейсмичности, равный $k \approx 0,0001 \tau$;

μ — коэффициент, учитывающий упругость сооружения;

ζ — коэффициент, учитывающий влияние грунта основания.

Значения коэффициентов μ и ζ помещены в табл. 15.

Таблица 15

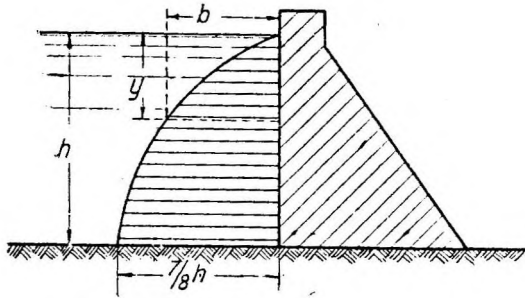
I. Значения коэффициента μ

№ п/п	Наименование сооружений	Значения μ
1	Фундаменты сооружений и массивные сооружения	1
2	Гибкие сооружения	2

II. Значения коэффициента ζ

№ п/п	Характер грунта основания	Значения ζ
1	Скала крепкая	0,7
2	„ слабая, плотная глина, сухой галечник	1,0
3	Плотные сухие моренные грунты	1,5
4	Песчаные грунты сухие	1,75

Необходимо отметить, что в сейсмических районах пологость откосов насыпей и земляных плотин должна быть увеличена в зависимости от



Фиг. 15. Схема давления воды при землетрясении (по Вестергарду).

силы сейсмичности; кроме того при расчетах необходимо учитывать увеличение давления земли и воды на подпорные стенки и плотины при землетрясении.

Увеличение давления воды вследствие землетрясения может быть приблизительно учтено по методу проф. Вестергарда, исследовавшего означенный вопрос при проектировании плотины Боулдер (США); можно принять, что плотина испытывает действие инерционных сил

со стороны верхнего бьефа, эквивалентных такому состоянию, когда вместе с плотиной колеблется присоединенная к плотине масса воды (фиг. 15), объем которой представляется параболой, имеющей уравнения

$$b = \frac{7}{8} \sqrt{hy} \quad (26)$$

при $h < 50$ м и

$$b = \frac{\frac{7}{8} \sqrt{hy}}{1 - 3,38 \left(\frac{h}{1000}\right)^2} \quad (26')$$

при $h > 50$ м.

В уравнениях (26) и (26') величины b , h и u выражены в метрах.

Равнодействующая инерционной силы приложена в центре тяжести эпюры давления, очерченной параболой.

По Вестергарду и Карману сейсмическое давление воды равно:

$$P_g = 0,55 k \gamma h^2 \quad (27)$$

и высота точки приложения этой силы под основанием плотины

$$h_s = 0,425 h. \quad (28)$$

9. СИЛЫ, ВЫЗЫВАЕМЫЕ ТЕМПЕРАТУРНЫМИ И УСАДОЧНЫМИ ДЕФОРМАЦИЯМИ

а) Температурные напряжения, возникающие в статически неопределимых конструкциях, учитываются способами, излагаемыми в строительной механике. Чтобы предупредить возможность появления температурных деформаций, необходимо осуществлять соответствующие технические мероприятия, например температурные швы в бетонных и каменных сооружениях; названными швами сооружение разрезается сверху донизу; расстояние между температурными швами обычно колеблется в пределах 15—25 м. Конструкция температурных швов описывается в последующих главах; эти швы устраиваются либо в виде прямой, либо в виде зубчатой линии; в обоих случаях швы должны быть уплотнены для обеспечения водонепроницаемости тем или иным способом, например посредством битумных шпонок, металлических прокладок и т. п.; в водонапорных сооружениях температурные швы дренируются с отводом воды в нижний бьеф.

При расчете температурных напряжений необходимо иметь данные об амплитуде колебаний температуры воздуха в районе возведения сооружения; эти данные могут быть получены по картам зимних и летних изотерм (линий равных температур) или по метеорологическим таблицам¹; поэтому в программу исследований и изысканий в связи с проектированием того или иного сооружения должно быть введено требование осветить температурный режим данного района.

Усилие P , которое вызывается температурной деформацией при равномерном изменении температуры материала на Δt градусов, может быть определено по следующей формуле:

$$P = \alpha E \Delta t, \quad (29)$$

где α — коэффициент линейного расширения материала;

E — модуль упругости материала на сжатие или растяжение;

Δt — разность температур.

б) Усадочные напряжения, как описано в гл. 2, появляются в бетонных и железобетонных сооружениях вследствие изменения объема бетона при его твердении; коэффициент усадки бетона принимается равным 0,00015. Чтобы уменьшить усадочные деформации, применяют следующий способ: в сооружении оставляют прорезы, которые заполняются бетоном лишь по окончании твердения примыкающих к прорезу бетонных блоков; такой способ был применен например при постройке арочной плотины Барберина (Швейцария), где прорезы шириною 1,20 м были сделаны через каждые 25 м². Открытые швы-прорезы применялись и при строительстве Гергебильской арочно-гравитационной плотины (Дагестан)³.

¹ См. например "Климатические справочники по СССР", составленные Главной геофизической обсерваторией, Л. 1932.

² Клейногель А., Швы расширения в бетонных и железобетонных конструкциях, М.—Л. 1933.

³ Соколов М. Я., Арочно-гравитационная плотина Гергебильской гидроэлектростанции, "Гидротехническое строительство" № 4, 1936.

10. СИЛЫ ТРЕНИЯ

Силы трения являются пассивными силами; величина их при скольжении определяется по следующей формуле:

$$T = fN, \quad (30)$$

где T —сила трения;

N —нормальная сила к плоскости скольжения;

f —коэффициент трения первого рода (скольжения).

При качении силы трения определяются по уравнению:

$$T = f_1 \frac{N}{r}, \quad (30')$$

где T — сила трения;

N —нормальная сила к плоскости качения;

r — радиус катка в см;

f_1 — плечо трения при качении (коэффициент трения второго рода), выражаемое обычно в сантиметрах.

Величина коэффициентов трения f и f_1 зависит от материала, состояния соприкасающихся поверхностей и от других факторов.

Случай трения скольжения имеет место при расчете устойчивости сооружений и их частей на скольжение (флутбетов, стен и т. п.) и при подъеме щитов скользящего трения; второй случай — трение качения при расчете на качение движущихся частей: катков и колес затворов и т. п. Ввиду большого технического и экономического значения, которое имеет правильный выбор величины коэффициента трения f , необходимо производить соответствующие опыты и исследования при проектировании и возведении ответственных сооружений. Для предварительных расчетов можно пользоваться таблицей (приложение 1), где указаны значения коэффициентов трения f и f_1 .

11. СИЛЫ СЦЕПЛЕНИЯ

В последнее время при расчете устойчивости сооружений на сдвиг иногда учитывают силы сцепления, развивающиеся при скальных грунтах в плоскости подошвы плотины (сцепление бетона тела плотины с основанием) и при связных нескальных грунтах (глина, суглинок) по поверхности кривой скольжения в основании. Более подробно об учете сил сцепления сказано в соответствующих разделах гл. 9.

12. ПРОЧИЕ СИЛЫ

Кроме сил, перечисленных в пп. 2—11, могут быть названы и другие, встречающиеся при расчете гидротехнических сооружений, например давление от разного рода подвижных нагрузок при расчете служебных мостов; сюда относятся нагрузки от толпы людей (400 кг/м^2), разного рода машин и т. п.; могут встретиться случаи, когда необходимо учесть нагрузку от автомобилей, кранов, железнодорожного состава и т. п.

Учет указанных нагрузок при расчете гидротехнических сооружений не имеет никаких особенностей по сравнению с расчетами других инженерных сооружений.

13. ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ

При расчете некоторых частей сооружений, например служебных мостов, подкрановых балок и т. п., приходится учитывать действие динамической нагрузки путем умножения соответствующей статической нагрузки на динамический коэффициент $k > 1$; величина k колеблется в пределах от 1,10 до 1,50 и зависит как от характера нагрузки (вибрация, сотрясения, удары), так и от размеров и массивности сооружения (с увеличением массивности сооружения величина k уменьшается).

§ 20. ВОЗМОЖНЫЕ КОМБИНАЦИИ СИЛ, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ГИДРО-ТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

1. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕЙСТВУЮЩИХ СИЛ ПО ГРУППАМ

Силы, действующие на данное гидротехническое сооружение, могут быть распределены по группам А, В, С и D, характеристика которых дана в § 19.

Ниже дается примерное распределение сил по указанным группам для некоторых гидротехнических сооружений.

Группа А. Силы, действующие регулярно и длительно в условиях нормальной работы сооружения

а) Плотины, водосливы, водоспуски и т. п.: собственный вес сооружения и вес конструкций; давление воды при нормальном подпоре; нормальное давление льда на гребень плотины; давление наносов после заиливания водохранилища до отметки, предусмотренной в проекте.

б) Ледозащитные стенки, раздельные дамбы и т. п.: собственный вес; давление воды при нормальном подпоре, обычные динамические нагрузки при ледоходе.

в) Шлюзы: собственный вес; давление воды при опорожненной или наполненной камере при наличии нормального давления земли на боковые стенки; давление засыпки при нормальных условиях; взвешивающее давление воды при установившемся режиме фильтрации и установившемся горизонте грунтовых вод.

Группа В. Силы, действующие случайно и кратковременно, а также силы, действующие в процессе постройки и ремонта сооружений

а) Случайно и кратковременно действующие силы

а) Плотины, водосливы водоспуски и т. п.: давление воды (статическое и динамическое) при пропуске паводков значительной силы; динамическое давление льда при ледоходе; повышенное давление воды при значительном понижении уровня воды в нижнем бьефе или при переполнении водохранилища; давление ветра; подвижные нагрузки и т. п.

б) Шлюзы: давление воды при полном осушении камеры шлюза; давление засыпки при ненормальных условиях (например при временном повышении объемного веса засыпки); взвешивающее давление воды при неустановившемся режиме грунтовых вод.

в) Ледозащитные стенки, раздельные дамбы и т. п.: давление воды при временно повышенном подпоре; давление льда по всей длине сооружения; давление льда при ледоходе исключительной силы.

б) Силы, действующие в процессе постройки и ремонта сооружений

В указанную группу входят такие силы, как давление воды во время пропуска паводков через плотину в период постройки, действие временной нагрузки при пропуске подвижного состава во время постройки, давление воды при осушении отдельных секций сооружения при его ремонте и т. п.

Группа С. Силы, вызываемые деформацией вследствие изменений температуры или вследствие усадки материала

Указанная группа сил относится к бетонным и железобетонным сооружениям и не требует особых пояснений. (Температурные напряжения в металлических конструкциях относятся к группе В.)

Группа D. Силы, возникающие при катастрофических и особо исключительных условиях работы сооружений

В указанную группу входят: сейсмические силы; давление воды при катастрофических паводках, при крушении вышележащих сооружений; давление ветра при катастрофических ураганах; давление льда при катастрофическом ледоходе; силы, возникающие при разрушении той или иной части сооружения, и т. п.

При расчете временных сооружений (IV и V классов), а также мало ответственных сооружений III класса нагрузки, входящие в группу D, обычно не учитываются.

Вопрос об учете катастрофических сил решается на основе изучения всей совокупности условий, в которых находится данное сооружение: в то время как сооружения, особо ответственные, например плотины, расположенные выше населенных пунктов, должны быть обеспечены от разрушения и при катастрофических условиях их работы, мало ответственные сооружения могут и не иметь полной обеспеченности действия при катастрофических нагрузках; в ряде случаев является более целесообразным произвести капитальный ремонт или восстановление сооружения в случае его разрушения, чем возводить сооружение сразу с большими запасами прочности и таким образом омертвлять капитал на долгое время.

2. ВОЗМОЖНЫЕ КОМБИНАЦИИ НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

При расчетах прочности и устойчивости гидротехнических сооружений принимаются следующие комбинации сил:

- 1-й случай — учет сил по группе A (основные силы);
- 2-й случай — учет сил по группам A+B или по группам A+C (основные и временные силы);
- 3-й случай — учет сил по группам A+B+C (основные, временные и усадочные, температурные);
- 4-й случай — учет сил по группам A+B+C+D, или по группам A+D, или по A+B+D, или по A+C+D (учет катастрофических нагрузок).

Указанные комбинации сил влияют на установление величин коэффициентов устойчивости и прочности сооружений; этот вопрос рассматривается ниже в § 21.

§ 21. КОЭФИЦИЕНТЫ (ЗАПАСЫ) УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ СООРУЖЕНИЙ

1. ОБЩИЕ ДАННЫЕ

Как известно из строительной механики, коэффициентом (запасом) устойчивости сооружения называется отношение суммы моментов (сил), сопротивляющихся опрокидыванию (скольжению) сооружения, к сумме моментов (сил), стремящихся опрокинуть (сдвинуть) данное сооружение; коэффициентом же (запасом) прочности называется отношение величины временного сопротивления к величине допускаемого напряжения в данной части сооружения. В гл. 9 даются подробные указания о способах определения величин коэффициентов устойчивости.

2. КОЭФИЦИЕНТЫ УСТОЙЧИВОСТИ НА ОПРОКИДЫВАНИЕ И НА СКОЛЬЖЕНИЕ

Величины коэффициентов устойчивости на опрокидывание и скольжение определяются в зависимости от трех главных факторов: 1) от класса сооружения, 2) от комбинации сил, действующих на сооружение, и 3) от точности подсчета этих сил. Величины их колеблются в пределах от 1,40

(нормальные условия работы сооружения) до 1,10 (катастрофические условия).

Необходимо также отметить, что при расчетах собственно гидротехнических сооружений величины коэффициентов устойчивости на опрокидывание в большинстве случаев превосходят приведенные выше, так как размеры сооружений определяются из других требований: прочности, устойчивости на скольжение, конструктивных соображений (гл. 9).

3. КОЭФИЦИЕНТЫ (ЗАПАСЫ) ПРОЧНОСТИ

На величину коэффициента (запаса) прочности влияют следующие факторы:

а) Класс сооружения (ответственность, срок службы): чем выше класс сооружения, тем большая принимается величина коэффициента (запаса) прочности.

б) Род материала, из которого построено сооружение, и степень его однородности. Наименьшие запасы прочности принимаются для стали; которая отличается наибольшей прочностью и однородностью; в некоторых случаях коэффициент прочности для стали опускается до двух и даже еще ниже; в то же время для камня (на сжатие) коэффициент прочности обычно принимается равным около 9. Необходимо также отметить, что один и тот же материал имеет разные запасы прочности для разных родов напряжений: например коэффициент прочности для древесины на растяжение принимается равным около 8, а для сжатия — около 3—3,5.

в) Комбинация нагрузок. При действии основных нагрузок принимаются большие запасы прочности. Значительно снижаются запасы прочности для нагрузок случайных, а в особенности катастрофических; так например, коэффициент прочности при действии основных нагрузок для стали примерно в 1,5 раз выше, чем коэффициент прочности при действии случайных и катастрофических нагрузок.

г) Методы расчета. Чем точнее способ расчета, чем более детально учтены условия работы сооружения, тем меньшие коэффициенты прочности могут быть приняты; наоборот, менее точным методам расчета соответствуют большие величины коэффициентов прочности.

д) Конструктивные особенности сооружения и условия его эксплуатации также могут оказать влияние на установление величины запаса прочности.

Из сказанного выше вытекает что установление рациональных запасов прочности представляет сложную задачу. В ряде случаев значительные запасы прочности являются данью незнанию и недостаточной изученности конструкции. Можно привести следующий характерный пример: допустимое напряжение для бетона на сжатие в течение последних 10 лет увеличилось более чем в 2 раза; допустимое напряжение для стали по сравнению с практикой довоенного проектирования увеличилось примерно в 1,5 раза. Нельзя однако останавливаться на имеющихся достижениях, а необходимо всегда иметь в виду лозунг тов. Сталина "выжать из техники максимум того, что из нее можно выжать".

§ 22. ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ

1. ОБЩИЕ ДАННЫЕ

Установив в соответствии с вышеизложенным коэффициент (запас) прочности K , нетрудно определить величину допускаемого напряжения путем деления величины временного сопротивления на коэффициент запаса прочности, а именно:

$$[\sigma] = \frac{R}{K}, \quad (31)$$

где $[\sigma]$ —допускаемое напряжение;
 R — временное сопротивление;
 K —коэффициент (запас) прочности.

Однако указанный порядок в большинстве случаев является непрактичным для расчетов сооружений по следующим причинам: 1) величины временных сопротивлений одних и тех же материалов, в особенности таких, как дерево, камень, колеблются в больших пределах, 2) не всегда, особенно в предварительных стадиях проектирования, имеются данные о величинах временных сопротивлений материалов, намечаемых к применению в данном сооружении.

Поэтому для облегчения расчетов и для их единообразия целесообразно иметь установленные величины допускаемых напряжений.

Ввиду важности этого вопроса величины допускаемых напряжений для разных материалов устанавливаются в так называемых "Основных строительных нормах", являющихся обязательными, стандартными. К сожалению в настоящее время (1937 г.) не имеется утвержденных общих норм для проектирования гидротехнических сооружений; поэтому помещаемые в приложениях величины допускаемых напряжений должны быть рассматриваемы лишь как расчетные данные справочного характера.

2. ОСНОВНЫЕ ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ. КОЭФИЦИЕНТЫ, УЧИТЫВАЮЩИЕ КЛАСС СООРУЖЕНИЙ

Таблица 16

Коэффициент m , учитывающий класс сооружения

Класс сооружения	Коэффициент m
I	0,9
II	1,0
III	1,10
IV	1,40
V	1,60

Обычно в нормах даются величины так называемых основных допускаемых напряжений, в качестве которых принимаются допускаемые напряжения для сооружений II класса (табл. 1) при действии основных нагрузок; допускаемые напряжения для сооружений других классов получаются путем умножения основных допускаемых напряжений на коэффициент m , значения которого указаны в табл. 16.

3. ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ ДЛЯ СТАЛИ И ЧУГУНА

а) Прокатная сталь. Так как сталь является однородным и хорошо изученным материалом, то коэффициенты (запасы) прочности принимаются в пределах от 2,7 до 1,8 в зависимости от комбинации нагрузок; при нагрузках катастрофического характера предельные допускаемые напряжения равны 0,9 от предела текучести. Величины допускаемых напряжений для разных марок стали и для разных комбинаций нагрузок помещены в приложении II; приведенные величины относятся к сооружениям II класса; при расчете сооружений I и III классов указанные величины должны быть умножены соответственно на коэффициенты 0,9 и 1,1 (табл. 16).

б) Стальные и чугунные отливки. Величины коэффициентов (запасов) прочности для стальных отливок принимаются более высокие, чем для прокатной стали (около 3), а для чугуна они еще более повышаются, особенно для напряжений при изгибе (около 8) и при срезе (около 6). Величины допускаемых напряжений помещены в приложении III; там же указаны допускаемые давления для катков.

4. ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ ДЛЯ ДРЕВЕСИНЫ

Основные допускаемые напряжения для сосны и дуба при влажности до 18% помещены в приложении IV. Коэффициенты (запасы) прочности принимаются равными от 10 для растяжения до 3,5 для сжатия вдоль волокон, что объясняется неоднородностью древесины.

Необходимо учесть, что для сооружений высших классов должен применяться лес лучшего качества. Так, нормальным лесным материалом для сооружений II класса является лес марки 0 (гл. 2), для сооружений III класса — марки I, а для сооружений IV класса — марки II; если по местным условиям приходится применять другие марки леса, то величина

основных допускаемых напряжений умножается на коэффициент S , величины которых помещены в табл. 17; введением коэффициента S учитывается также и класс сооружения.

Влияние влажности древесины учитывается введением коэффициента β , значения которого следующие:

для надводных частей	$\beta = 0,85$
„ подводных частей и частей, находящихся в пределах колебаний горизонтов воды	$\beta = 0,70$

Комбинации нагрузок учитываются введением коэффициента в согласно табл. 18.

Таблица 17

Поправочные коэффициенты S на класс сооружения и марку леса

Классы сооружений	Марка леса		
	0	I	II
II	1,0	0,8	—
III	1,2	1,0	0,8
IV	—	1,2	1,0
V	—	1,6	1,4

Таблица 18

Поправочные коэффициенты ϵ , учитывающие комбинации нагрузок

№ п/п	Комбинации нагрузок	Коэффициент ϵ
1	Основные А	1,0
2	Основные+временные А+В	1,20
3	Основн.+катастрофич. А+D	1,60

Необходимо отметить, что катастрофические нагрузки учитываются лишь при расчете деревянных сооружений II класса, в остальных же случаях они не учитываются (исключение могут составить ответственные сооружения III класса).

Итоговые коэффициенты. Для получения итоговых коэффициентов η , учитывающих влияние указанных выше факторов, величины отдельных коэффициентов взаимно перемножаются; таким образом

$$\eta = S \beta \epsilon. \quad (32)$$

Предельная величина η должна быть не более 1,60; поэтому, если η получается по формуле (32) более 1,60, принимают $\eta = 1,60$.

Пример. Требуется определить допускаемое напряжение на изгиб для сосны марки II в подводных частях сооружения III класса при комбинации нагрузок А+В. Величину 110 кг/см² (приложение IV) надо умножить на следующие коэффициенты:

$$S = 0,80 \text{ (табл. 17)}, \beta = 0,70 \text{ и } \epsilon = 1,20 \text{ (табл. 18)}.$$

Таким образом искомое допускаемое напряжение будет равно:

$$110 \cdot 0,80 \cdot 0,70 \cdot 1,20 = 110 \cdot 0,67 = 74 \text{ кг/см}^2.$$

5. ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ ДЛЯ БУТОВОЙ КЛАДКИ

Временные сопротивления и допускаемые напряжения бутовой кладки зависят от временного сопротивления камня и раствора, а также от качества выполнения кладки. Для установления обоснованных величин допускаемых напряжений бутовой кладки необходимо производить соответствующие механические испытания. Для предварительных расчетов можно пользоваться данными, помещенными в приложении V (для бутовой кладки на поргланцементном растворе). Необходимо обратить внимание, что применение постелистого камня повышает качество кладки и ее временное сопротивление, почему для кладки из постелистых камней даются повышенные допускаемые напряжения.

6. ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ ДЛЯ БЕТОНА

Так как бетон является искусственным материалом, который характеризуется маркой (величиной временного сопротивления сжатию через 28 дней), то представляется возможным установить в бетонных конструкциях основные коэффициенты (запасы) прочности для разных видов напря-

жений и разных комбинаций нагрузок; для удобства пользования при расчетах можно дать величины допускаемых напряжений бетона в долях от указанного временного сопротивления бетонных кусков сжатию через 28 дней; эти величины для сооружений II класса помещены в приложении VI.

7. ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Величины допускаемых напряжений для бетона в железобетонных сооружениях, так же как и в бетонных, могут быть установлены в виде известной доли от временных сопротивлений бетонных кубиков сжатию через 28 дней (см. приложение VII). Допускаемые напряжения для арматуры помещены в приложении VIII.

Необходимо отметить, что в настоящее время (1937 г.) пересматриваются коренным образом методы расчета железобетонных конструкций, ввиду чего данные, приведенные в приложениях VII и VIII, имеют временный характер.

§ 23. ДОПУСКАЕМЫЕ (НЕРАЗМЫВАЮЩИЕ) СКОРОСТИ ТЕЧЕНИЯ ДЛЯ РАЗНЫХ ГРУНТОВ И КРЕПЛЕНИЙ РУСЛА

При расчете каналов, лотков, водосливов и других гидротехнических сооружений вопрос о величине допускаемых (неразмывающих) скоростей течения имеет большое значение. К сожалению этот вопрос решается в настоящее время главным образом на основании разного рода недостаточно обоснованных практических данных.

В 1936 г. по поручению треста Гидроэнергопроект была выполнена проф. В. Н. Гончаровым большая работа по изучению указанного вопроса; в 1937 г. эта работа была продолжена под руководством проф. д-ра Е. В. Близняка в связи с составлением проекта стандарта норм¹.

Помещаемые в приложениях IX, X и XI таблицы допускаемых скоростей являются кратким извлечением из проекта названного стандарта. Нельзя не признать, что данный вопрос требует дальнейшего изучения как теоретического, так и в особенности лабораторного, а также в натуре на эксплуатируемых сооружениях.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 3

А. На русском языке

1. По общему списку — № 2, 3, 7, 9, 12в.
2. Близняк Е. В., проф., Нормы для проектирования гидротехнических сооружений, Ферстер М., Справочная книга для инженеров-строителей, М. 1934, стр. 450—474.
3. ОСТ/ВКС 7626(а) и 7626(б), Основные строительные нормы. Нагрузка ветровая и снеговая.
4. ОСТ 4537, Единые нормы строительного проектирования. Шкала для определения силы землетрясения.
5. Цшохер В. О. и Быковский В. А., Антисейсмическое строительство, М. 1937.
6. Главстройпром, Нормы проектирования каменных конструкций (проект) М.—Л. 1937.
7. Главстройпром, Нормы проектирования бетонных конструкций (проект), М.—Л. 1937.
8. Главстройпром, Нормы проектирования железобетонных конструкций (проект), М.—Л. 1937.
9. Главстройпром, Нормы проектирования деревянных конструкций (проект), М.—Л. 1937.
10. Литература, помещенная в гл. 2 под № 2, 4, 5, 8.

Б. Иностранная

1. По общему списку — № 1, 2, 3, 4, 7, 8, 10, 11, 13, 15.

¹ Гидроэнергопроект, Проектный кабинет, Проект стандарта норм по допускаемым скоростям течения для грунтов, креплений и материалов, М. 1937 (литографированное издание).

РЕГУЛИРОВАНИЕ РЕК И СТОКА

§ 24. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ

Речной поток в его естественном состоянии далеко не всегда может быть использован для различных водохозяйственных целей без некоторого (иногда весьма серьезного) изменения его режима; этот же поток, не будучи урегулирован, является нередко причиной тяжелых повреждений и даже катастроф, от которых страдают как население, так и раз-
е, расположенные по берегам хозяйственные предприятия. Такие стихийные бедствия возникают при наводнениях и затоплениях в период паводков, при обрушениях берегов, при блужданиях речного русла (уход рек от населенных пунктов), обильных отложениях наносов, выносах селевых потоков, засыпающих песком, илом и камнями возделанные поля, насаждения и строения и прекращающих нормальную работу сооружений по забору воды из реки, и т. д.

Борьба со всеми упомянутыми выше отрицательными проявлениями режима естественных потоков ведется путем так называемого регулирования или выправления рек (фр.—*amelioration des rivieres*, нем.—*Regulierung, Korrektion der Flusse, Flussbau*, англ.—*improvement, regulation of rivers*).

Поскольку режим реки определяется условиями водного стока и эрозией деятельностью воды в речном русле и на склонах бассейна (размывы склонов, дна, берегов, передвижения и отложения наносов), постольку и мероприятия по регулированию рек касаются или режима эрозии, или режима водного стока, или того и другого вместе.

Мероприятия первого рода называются обычно регулированием или выправлением рек, правильнее же было бы назвать их регулированием эрозийной деятельности рек или регулированием речных русел; последнего наименования мы и будем придерживаться в дальнейшем.

Мероприятия второго рода, изменяющие режим водного стока, режим расходов воды, называются регулированием стока¹.

Основные мероприятия по регулированию русел (эрозийной деятельности воды) в бассейне направляются на борьбу против следующих явлений:

- а) размывов склонов бассейна, сноса почвенного слоя и засорения русел продуктами смыва;
- б) обрушения и обвалов склонов бассейна, влекущих за собой засорение речных русел;
- в) размывов и общего постепенного понижения русел в верховьях рек, в частности русел горных потоков, оврагов и пр.;
- г) выноса в реку продуктов эрозии (наносов) с верховьев реки, с горных потоков, из оврагов, балок и пр., что резко влияет на формирование русла реки;

¹ Регулирование стока вообще обнимает собою более широкие водохозяйственные мероприятия, чем те, которые предполагаются в данном случае, и захватывает иногда весь бассейн.

д) размывов берегов и дна русел, т. е. против образования излучин (серпентин, меандр), блуждания русла, влияющих на режим прибрежных земель;

е) неблагоприятного для целей транспорта формирования глубин в реках (малая величина их, резкие колебания их по фарватеру, малая ширина глубоких участков и др.);

ж) массового отложения наносов в руслах, особенно в низовьях и устьях рек (образование отмелей, баров, влияющих на режим водохозяйственных сооружений и систем, постепенное общее нарастание дна и повышение берегов, подъем грунтовых вод в прибрежных землях);

з) затопления земель паводками и общего усиления эрозии в период наводков.

Основные явления, с которыми ведется борьба путем регулирования стока, таковы:

а) чрезвычайно сильные паводки, производящие опустошения и разрушения в бассейне, причем значительная часть годового стока реки уносится в море неиспользованной;

б) весьма малый сток в период между паводками (так называемая межень), когда воды в реке недостаточно для судоходства, сплава, выработки энергии, мелиорации и прочих потребителей;

в) несовпадение моментов усиленного потребления воды из реки (например для получения энергии, для орошения) с моментами увеличения расхода воды в реке и вследствие этого вообще невозможность использования значительной части ее ресурсов.

Как известно, явления эрозии связаны с прохождением водного стока по реке. Поэтому всякое изменение режима стока будет влиять и на режим эрозии, следовательно мероприятия по регулированию стока одновременно отразятся на ходе эрозионных процессов.

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ

РЕГУЛИРОВАНИЕ РЕЧНЫХ РУСЕЛ

Изложение регуляционных мероприятий в речных бассейнах будем вести в следующем порядке: сначала рассмотрим вопросы эрозии склонов бассейна (безрусловой сток), затем регулирование первичных русел: ручьев, горных потоков и оврагов, т. е. русел с весьма малыми бассейнами и большими уклонами, и наконец регулирование верховьев, средних течений и низовьев рек как общее, так и специальное в разных целях. При этом конструкции сооружений за исключением некоторых простейших нами вынесены в особый раздел после изложения теории регулирования.

1. МЕТОДЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ РЕЧНЫХ РУСЕЛ

§ 25. БОРЬБА С ЭРОЗИЕЙ И ОБРУШЕНИЯМИ СКЛОНОВ БАСЕЙНА

1. ЭРОЗИЯ И РАЗРУШЕНИЕ СКЛОНОВ БАСЕЙНА

Разрушения склонов бассейна бывают двоякого рода: 1) под действием стекающей по склонам атмосферной воды (дождь, тающий снег) или сползающего снегового покрова, а также ледников в горах происходит явление сноса частиц поверхностного слоя грунта склона, каковое будем называть эрозией поверхности склона, и 2) под действием атмосферных осадков, процессов выветривания, а главным образом вследствие действия грунтовых вод и подмыва речными водами сползают вниз по склону или обваливаются, осыпаются значительные массы грунта; это явление будем называть обрушением склонов.

Продукты разрушения склонов в виде песчаных, глинистых масс, щебня, камня и пр. попадают в речные русла и уносятся затем водою в виде наносов — донных или взвешенных. Борьба с разрушениями склонов приводит поэтому к уменьшению засорения реки наносами и обеспечивает возможность использования самих склонов, особенно горных, для культурно-хозяйственных целей.

На образование и развитие разрушений склонов влияют следующие обстоятельства:

- 1) крутизна склонов (уклон J) и рельеф их, например отсутствие террас;
- 2) характер пород, образующих склон; так, особенно подвержены размыту рыхлые и осадочные породы, пески, глины, мергели, известняки и пр.; скальные изверженные породы можно считать практически неразмываемыми;
- 3) степень распространения или полное отсутствие растительности травяной или древесной, корни которой связывают почвенный слой и которая сама по себе представляет механическое сопротивление движению воды по склону;
- 4) неурегулированность и неправильная постановка хозяйства: сплошные вырубki леса, чрезмерный сенокос, усиленная распашка земли на склонах, неупорядоченный выпас скота и пр., что ведет к облегчению стока воды по склону и к уменьшению сопротивляемости почвы размыву.

а) Меры борьбы общего порядка заключаются прежде всего в урегулировании хозяйственной деятельности населения на крутых склонах бассейна. Так, следует создавать, где возможно, травяной и древесный покров и поддерживать его. Затем, если на склонах имеется лес, то ведение лесного хозяйства должно быть подчинено определенным правилам:

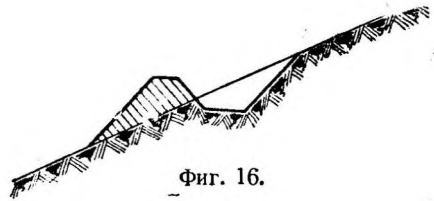
- 1) рубка леса должна производиться малыми площадями и с учетом сроков возобновления его, 2) рубка должна быть совершенно воспрещена в тех местах, где восстановление леса затруднительно или где лес нужен в качестве защиты склона от разрушения, 3) рубка должна производиться с оставлением пней высотой 1—1,5 м, 4) необходимо запрещать применение крутых земляных лотков и дорог для спуска леса.

Аналогично лесному хозяйству должны быть организованы и правильные сенокосы.

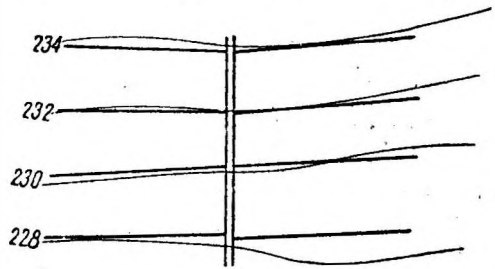
Интенсивный выпас скота, в особенности в горах, приводит к вытаптыванию растительности, почему необходимо устанавливать нормы для выпаса. Так, для альпийских пастбищ Закавказья установлена норма от 3 до 8 баранов на 1 га в зависимости от рода пастбищ, фактически же выпас бывает до 20 — 30 голов на 1 га.

б) Специальные меры против эрозии поверхности склона заключаются или в уменьшении размывающей силы, или в увеличении сопротивляемости грунта размыву. Это достигается:

- 1) устройством валиков, террас и канав (фиг. 16), задерживающих сток и облегчающих разведение древесной растительности; валики проводятся примерно по горизонталям склона (фиг. 17), накопившаяся за ними вода частью просачивается в грунт, а частью стекает по особым лоткам; это ведет к уменьшению глубины слоя стекающей воды h , а следова-



Фиг. 16.



Фиг. 17.

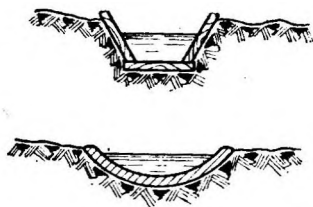
тельно и влекущей силы S , которая, как известно из гидрологии ¹ равна

$$S = \gamma h J, \quad (33)$$

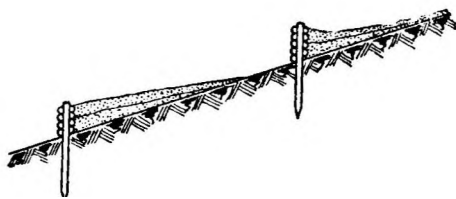
где γ — объемный вес воды, J — уклон потока; лотки устраиваются деревянные или бетонные (фиг. 18);

2) устройством палисад, плетней и заборов, задерживающих размывные и движущиеся вниз частицы грунта, образующие затем терраски (фиг. 19).

в) Специальные меры против уноса поверхностного слоя снежными лавинами и ледниками. Снежные лавины представляют собою массы снега, сползающие по крутым склонам иногда со значительной скоростью (несколько десятков метров в секунду) и увлекающие за собою частицы грунта с поверхности. Особенно опасны так называемые донные лавины, образующиеся к концу зимы вследствие подтаивания снега снизу. Увлекаемый лавинами материал сносится в долину, засыпая русла рек, дороги, селения и пр. В данном случае меры борьбы кроме общих (облесение, правильное ведение хозяйства и др.) заключаются, во-первых, в непосредственной защите угрожаемых объектов



Фиг. 18. Водоотводные лотки.



Фиг. 19. Плетни для закрепления склона.

(устройство защитных стен, перекрытий и галлерей для дорог и пр.) во-вторых, в замедлении движения лавины путем устройства террас (в плотных грунтах) и заграждений из кольев, свай, каменных стен и пр., располагаемых по линиям, нормальным к направлению движения лавины; заграждения эти являются наиболее эффективными мерами.

Ледники опасны в том отношении, что спустившийся в долину ледниковый язык может создать временную запруду, отчего образуются временные озера, воды которых при быстром таянии языка прорываются вниз по долине и производят опустошительные затопления. Предотвратить движение ледника нельзя, уменьшить же вред можно, облегчая проток воды из временно образовавшихся озер устройством штолен и каналов в ледяной плотине, а также путем раздробления или взрывания языка по мере его сползания.

2. ОБРУШЕНИЯ СКЛОНОВ, ОБВАЛЫ, ОПОЛЗНИ, ОСЫПИ

Причинами обрушений склонов могут быть:

1) подмывы основания склонов водами текущего внизу потока, особенно в паводок; например на фиг. 20, а русло aa' вследствие постоянных подмывов переместилось в положение bb' , нависшая масса грунта $cb'd$ в известный момент обрушится в реку, образуя новый склон $b'd$;

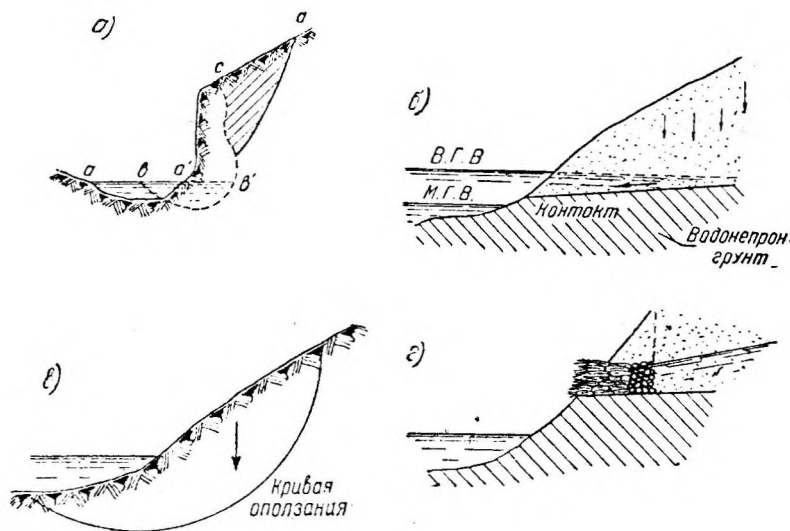
2) действие грунтовых вод на склоне, обуславливающее уменьшение сопротивляемости грунта сдвигу: насыщение водой, уничтожение сцепления, суффозия ² и пр.; к этому присоединяется еще выветривание.

Основные виды обрушений — обвалы, осыпи и оползни.

¹ См. например Огиевский А. В., Гидрология суши, 1936, стр. 260 — 262.

² Так называется подземная эрозия, т. е. вынос мельчайших частиц грунта из массы последнего фильтрующейся в грунте водой (см. гл. 7).

а) Обвалы. Один тип обвалов нескальных и скальных пород, объясненный своим происхождением подмыву склона рекой, показан на фиг. 20,а. Борьба с обвалом в данном случае заключается в защите берега от подмыва, о чем см. ниже в § 27. Другой тип обвалов — это горный обвал, наблюдаемый лишь в скальных породах. Вследствие выветривания на крутом склоне время от времени от выветрившихся нагромождений отделяются крупные глыбы, падающие в долину, в русло реки. Если верхние



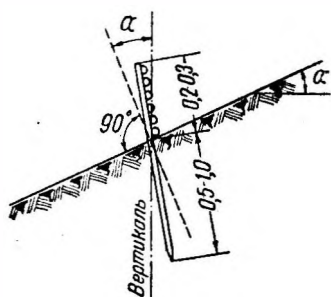
Фиг. 20.

слои подстилаются менее прочными и легче выветривающимися слоями, то процесс обрушения верхних скальных массивов ускоряется и размеры обрушающихся масс увеличиваются. Борьба с горными обвалами очень трудна и дорога, ведут ее в сравнительно редких случаях - путем закрепления (цементирования) трещин, устройства отводов для воды и пр.

б) Осыпи склонов происходят, когда склоны сложены из сильно выветривающихся пород, распадающихся на отдельные куски (камни, щебень, песок, мусор и пр.), например из мергелистых сланцеватых пород, опок и т. п.

Осыпи происходят обычно после сильных дождей и ливней, пропитывающих водою массу выветрившегося грунта и уменьшающих угол трения между его частицами.

Борьба с осыпями сводится к недопущению воды на осыпающуюся часть склона, т. е. перехватыванию ее нагорными канавами и лотками, к ускорению стекания воды, попавшей на склон, путем дренажа и отводных лотков и к задержанию осыпающегося грунта специальными заграждениями, плетнями (фиг. 19), палисадами, представляющими собой ряды толстых кольев или сваек, направленные примерно по горизонталям (фиг. 21), и заборами из сваек с заполнением жердями, а иногда металлическими сетками.



Фиг. 21. Палисады

в) Оползни. Один тип оползней имеет место в том случае, когда массы грунта покоятся на водонепроницаемом слое, наклоненном под некоторым углом к горизонту (в сторону склона). Вследствие разжижения грунтовой водой непроницаемого глинистого слоя и уменьшения его

угла трения верхний слой сползает по нижнему (фиг. 20, б). Это явление сопровождается иногда обвалами сползающего грунта, помимо медленного сдвига всей массы по непроницаемому слою. Наиболее резко происходят перемещения грунта после сильных дождей, таяния снега и вообще усиленного притока грунтовых вод, а также при подъеме речных вод во время паводка, если последний затопляет контакт проницаемых и непроницаемых для воды слоев (фиг. 20, в).

Второй тип оползня имеет место в однородных глинистых или суглинистых склонах. В этом случае при насыщении склона водой и уменьшении угла трения грунта, а также потере сцепления сдвиг массы грунта происходит по некоторой кривой скольжения (фиг. 20, в), захватывая иногда даже часть русла.

Существуют еще и другие типы оползней. Не касаясь здесь более подробно этого большого вопроса, отметим, что опасность оползней не столько в засорении реки (это бывает не так часто), сколько в разрушениях зданий, сооружений, дорог и пр., расположенных в зоне оползающих масс.

Борьба с оползнями сводится главным образом к урегулированию деятельности грунтовых вод на склонах, а именно:

- 1) к созданию быстрого отвода поверхностных вод лотками и канавами с целью уменьшить количество просачивающейся в грунт воды;
- 2) к возможно быстрому отводу просочившихся в грунт атмосферных и грунтовых вод путем устройства открытого и закрытого дренажа склонов;
- 3) к обеспечению естественного выхода грунтовых вод на склоне без вреда для последнего, т. е. без выноса частиц водонепроницаемого грунта, что достигается устройством специальных фильтров (фиг. 20, г), например из фашинной кладки.

Борьба с оползнями — сложное и дорогое дело, требующее специальных геологических исследований склона и большого инженерного опыта, и составляет предмет специальной дисциплины.

§ 26. МЕТОДЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ ГОРНЫХ ПОТОКОВ, СУХОДОЛОВ И ОВРАГОВ

В процессе размыва склона постепенно образуются первичные борозды, промоины, ложбины и русла, которые развиваются затем в ручьи, потоки, речки и реки. В этих первичных малых руслах эрозия протекает чрезвычайно интенсивно, так как они имеют обычно значительный уклон и вода в них течет узкими концентрированными потоками.

Типичными представителями таких русел для горных условий являются горные потоки, а для равнинных — суходолы, балки и овраги.

1. РЕГУЛИРОВАНИЕ ГОРНЫХ РУЧЬЕВ И ПОТОКОВ

Горный поток характеризуется небольшой площадью бассейна (от 1 до 50 км²), крутыми (до 45°) склонами бассейна, значительным продольным уклоном J (обычно порядка 0,1 и выше), относительно небольшими глубинами, значительными скоростями течения (от 1,5 до 9 м/сек и более) и значительной размывающей силой $S=10\div 200$ кг/м². Донные наносы, передвигающиеся "сплошной" массой, достигают размеров в поперечнике 1—20 см, а отдельные камни могут достигать 0,7—1,0 м в поперечнике.

Продольный профиль потока представляет собой некоторую кривую, близкую к параболе, с уклонами, уменьшающимися от верховьев вниз по течению. Эрозия русла протекает таким образом, что вершина профиля все время отодвигается к водоразделу (A, A', \dots на фиг. 22, б), в нижней же части потока происходит отложение (аккумуляция) смытых сверху наносов, ($B, B' \dots$), образующих так называемый "конус выноса"— B

(фиг. 22, а). Равновесие профиля может наступить тогда, когда поток: окажется в состоянии проносить поступающие сверху наносы без каких-либо значительных деформаций своего ложа.

Задача регулирования горного потока в его верховой и средней частях заключается в уменьшении или даже прекращении эрозии, что необходимо как для сохранности прибрежных земель и склонов в этих частях потока, так и для уменьшения насыщенности наносами нижнего течения потока и речной системы, в которую он вливается.

Ослабление и прекращение эрозии могут быть достигнуты уменьшением размывающей силы S и увеличением сопротивляемости грунта русла размыву.

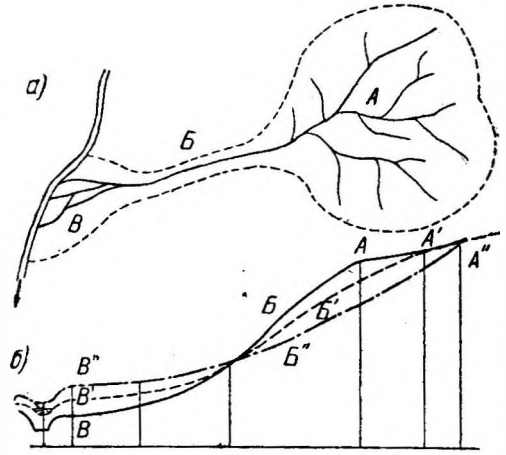
Уменьшение силы $S = \gamma h J$ можно получить, понижая глубину h путем искусственного уширения русла, удаления из него крупных камней и других засорений и создания параллельного русла (отвода), разгружающего основное, или уменьшая уклон J путем устройства запруд и порогов.

Увеличение сопротивляемости русла размыву достигается путем укрепления его различными стойкими одеждами (см. § 29, 30 и 31).

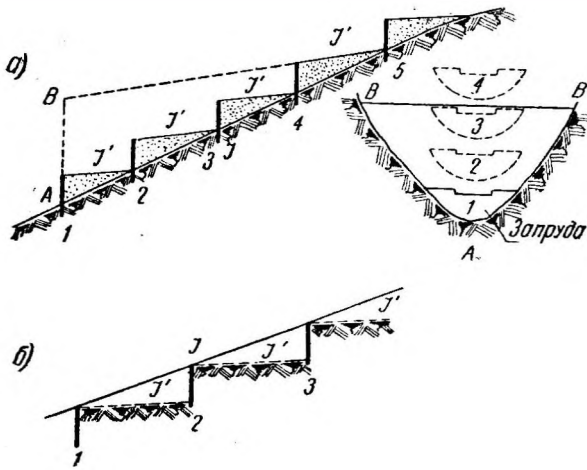
В ряде случаев бывает целесообразно применить и тот и другой методы. Основным методом регулирования русел горных потоков следует

считать метод запруд и порогов, поскольку для уширения русла и тому подобных работ редко имеются благоприятные условия, и такие работы являются обычно очень дорогими.

Запруды и пороги представляют собой стенки, преграждающие русло поперек в определенных местах и изменяющие бытовую продольный уклон потока J в новый J' , меньший, чем J (фиг. 23) и по возможности близкий к уклону "равновесия", т. е. такому уклону, при котором размывающая сила $S = \gamma h J$ уравновешивается с сопротивлением частиц грунта дна сдвигу.



Фиг. 22. Схема горного потока.



Фиг. 23.

В интерпретации Дюбуа-Крейтера в этом случае:

$$S = \gamma h J = d(\gamma_1 - \gamma)(f \pm i), \quad (34)$$

где γ_1 — объемный вес грунта,
 γ — объемный вес воды,
 d — диаметр частиц верхнего слоя грунта,
 i — уклон дна русла,
 f — коэффициент трения между частицами.

Из выражения (34) можно определить уклон равновесия J :

$$J = \frac{d(\gamma_1 - \gamma)(f \pm i)}{\gamma h} \quad (34)$$

или предельный размер частиц:

$$d = \frac{S}{(\gamma_1 - \gamma)(f \pm i)} = \frac{\gamma h J}{(\gamma_1 - \gamma)(f \pm i)}. \quad (34'')$$

В большинстве случаев можно пренебрегать величиной i ввиду малости ее по сравнению с f , тогда вид формул упрощается:

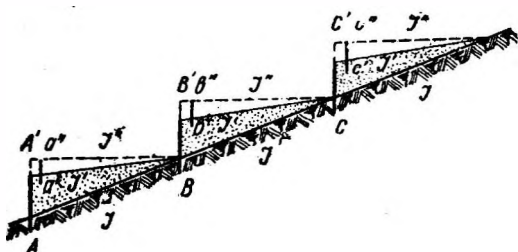
$$J = \frac{d(\gamma_1 - \gamma)f}{\gamma h}, \quad d = \frac{\gamma h J}{(\gamma_1 - \gamma)f}.$$

Перед построенной на горном потоке запрудой вскоре осаждаются наносы, создающие новое повышенное русло с уклоном J' . Продольный профиль потока принимает ступенчатый вид.

Расстояния между запрудами определяются практически так, чтобы подпор от нижележащей запруды перекрывал с некоторым запасом основание вышележащей. Высота запруд берется обычно небольшая (1,5—3 м), что позволяет выполнять их простейшим способом.

Следует отметить, что метод запруд дает еще уширение русла и уменьшает опасность подмыва склонов и их обвалы.

С одинаковыми результатами можно было бы вместо нескольких малых запруд (1—4 на фиг. 23, а) применить одну более высокую AB , но этот вариант обычно дороже в постройке ввиду большого объема сооруже-



Фиг. 24.

нения, дороже в эксплуатации и более опасен в случае разрушения запруды паводком. Однако иногда высокое сооружение выгодно, если оно попутно выполняет и другие водохозяйственные цели. Вопрос о выборе числа запруд и их высоты решается в каждом случае путем технико-экономического сравнения.

Так как в выборе нового уклона можно ошибиться, т. е. он окажется недостаточным и размыв русла будет продолжаться, то исправление возможно сделать путем устройства запруд 2-го порядка ($a'a''$, $b'b''$... на фиг. 24), что изменит уклон J' на $J'' < J'$. Того же можно добиться повышением запруд AA' , BB' ..., но это менее рационально. Практически же часто берут $J' = 0$, что вполне гарантирует от ошибок.

Порогами называют иногда запруды небольшой высоты (0,5—1,0 м), а в других случаях — стенки, выполненные на некоторую глубину в грунте русла (фиг. 23, б). Действие таких порогов аналогично действию запруд, но образование уклона равновесия происходит после некоторого размыва русла. Применяют пороги в тех случаях, когда повышение уровня воды, имеющее место при постройке запруд, нежелательно по каким-либо причинам (например из-за затоплений или повышения грунтовых вод и т. п.).

Регулирование нижнего течения горного потока в пределах так называемого конуса выноса, где поток, отягощенный наносами, отлагая их, разветвляется на ряд рукавов, часто меняет свое русло, засыпает старое и т. п., имеет целью создание устойчивого русла, обеспечивающего сброс наносов в реку, куда поток впадает; для этого течение потока путем закрытия прочих рукавов запрудами сосредоточивается в одном русле, которое по возможности спрямляется для увеличения уклона J .

В тех случаях, когда сброс наносов в реку, куда впадает горный поток, нежелателен, наносы сбрасываются в особые наносособирантели

ниже п. 2).

На фиг. 25 приведен пример зарегулирования горного потока запрудами с дренированием склонов специальными дренами.

2. БОРЬБА С СЕЛЕВЫМИ ПОТОКАМИ

Селью называется бурный паводок горного потока, несущий огромное количество наносов: грязи, песка, камней, иногда сломанных деревьев, строений и всего прочего, попадающего на пути.

Для образования сели [в Тироле называемой „мур“ (Murr), в Швейцарии „руфф“ (Ruff), во Франции—„лавы“ (lave)] необходимы следующие предпосылки:

а) Особые условия рельефа бассейна горного потока, характеризующиеся наличием при крутых склонах воронкообразной части котловины в верховьях А (фиг. 22,а), где собирается сток с бассейна, затем узкого канала-горловины Б и резко расширяющейся сравнительно пологой устьевой части В (конус выноса).

Подобная конфигурация содействует почти одновременному притоку воды после дождей и ливней к горловине, создающей подпор, вследствие чего вниз по горловине устремляется огромный расход воды.

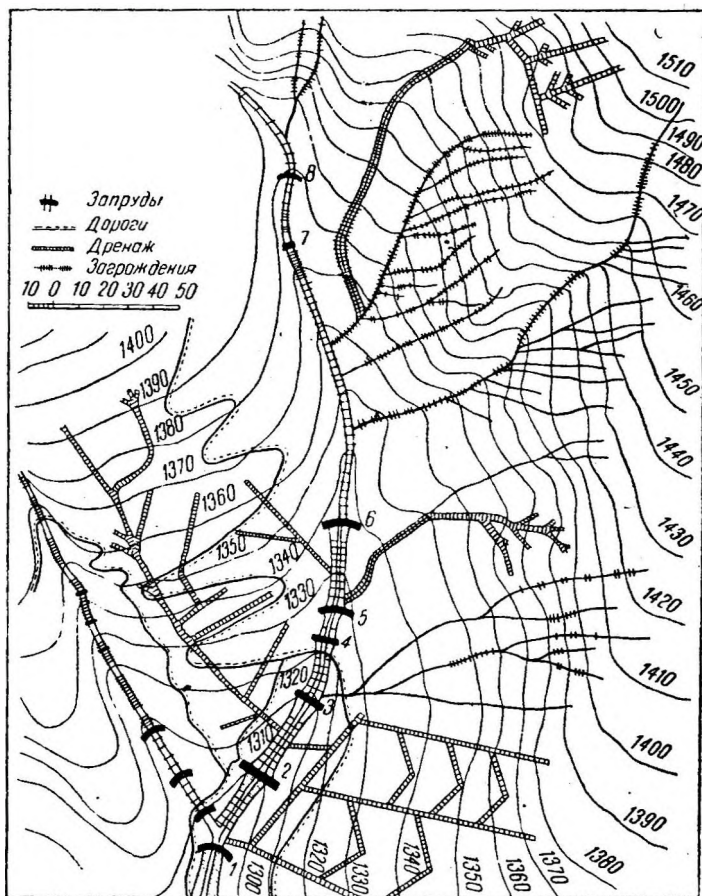
б) Наличие легко размываемых грунтов по склонам бассейна, отсутствие закрепляющей их растительности, что является вторым условием образования сели.

в) Сильные ливни или длительные дожди, что обычно имеет место в высокогорных условиях, являются третьей предпосылкой образования сели.

Сель насыщается до такой степени продуктами размыва, что представляет собой грязевой (грязе-каменный, щебнево-грязевой) поток, движущийся в виде вала высотой в несколько метров вследствие прорыва естественных запруд, случайно образующихся в узких местах горловины, и сметающий все на своем пути. В СССР сели известны в Закавказье (особенно в Азербайджане) и Средней Азии, где они ежегодно приносят крупные повреждения и убытки.

Борьба с селями сводится:

а) к лесокультурным работам в котловине бассейна и к урегулированию хозяйственной деятельности в бассейне (см. § 25) — это основное мероприятие;



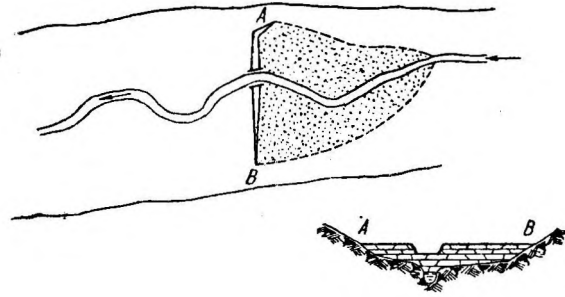
Фиг. 25. Пример регулирования горного потока.

б) к устройству мест для безопасного приема и осаждения наносов (наносособиратели);

в) отводу потоков от угрожаемых мест.

Лесокультурные работы в борьбе с селями особенно важны и необходимы, представляя единственную длительную и надежную меру для предотвращения образования селей. Другие способы борьбы с селями не уничтожают наличия последних, а лишь парализуют или уменьшают вред селевых паводков. Это достигается прежде всего задержанием наносов, для чего селевой поток направляется в особые бассейны, огражденные стенками из сухой кладки камня, или же на площадь бросовых земель в долине, загражденную запрудой с водосливом (фиг. 26). Наносы откладываются в огражденных местах, а относительно осветленная вода сбрасывается вниз через водослив.

Иногда применяют и отвод потока от угрожаемых мест, что намечено например для защиты г. Алма-Ата от выносов р. Алмаатинки. С этой



Фиг. 26. Наносособиратель.

целью существующее русло преграждается дамбой—запрудой, а поток отводится в другое, заранее подготовленное полностью или частично русло.

3. РЕГУЛИРОВАНИЕ ОВРАГОВ И БАЛОК

Овраги представляют собою периодически действующие русла (талвеги или суходолы), образовавшиеся в

результате эрозионной деятельности воды по склонам

бассейна. Название это распространено в средней полосе Европейской части СССР. На юге аналогичные русла носят название балок, логов и др.

Образование оврага и его развитие в известной мере аналогичны образованию горного потока; разница между ними, обуславливающая некоторые характерные черты оврагов, та, что, во-первых, рельеф бассейна, где образуется овраг, обычно равнинный или слегка волнистый, холмистый, во-вторых, уклоны дна оврагов поэтому меньше, чем уклоны горных потоков, сила влечения также меньше, и, в-третьих, в геологическом отношении породы, слагающие овраг, более молодые— в большинстве третичные или четвертичные отложения, относительно легко поддающиеся размыву.

Вследствие этого, несмотря на меньшее количество осадков в бассейне оврага, чем в горах, эрозия оврага проходит чрезвычайно интенсивно и главным образом в период таяния снегов и выпадения ливней, в результате чего в устье оврага или балки откладываются огромные "конуса выносов" из массы песка и прочего материала.

Вред, приносимый эрозией оврагов, заключается в разрушении и сносе части территории, делающейся непригодной для сельскохозяйственной культуры, понижении грунтовых вод в районе оврага, дренирующего и иссушающего почву, в ускорении стока в бассейне и уменьшении запасов грунтовых вод и наконец в образовании устьевых выносов.

Овраг постепенно растет вверх по течению в глубину и ширину, одновременно повышается дно его в низовой части (отложение наносов). Этот рост продолжается до тех пор, пока размывающая сила и сопротивляемость грунта взаимно не уравновесятся (уклоны уменьшатся, откосы берегов, обычно вначале почти вертикальные, станут пологими), тогда действующий овраг „замирает“.

Методы регулирования оврагов сходны с методами, применяемыми по отношению к горным потокам.

а) Агро- и лесокультурные методы заключаются:

- 1) в сохранении древесной растительности и насаждении новой там, где ее не имеется, а также в урегулировании рубки леса и кустарника;
- 2) в запрещении распашки крутых склонов, урегулировании выпаса и прогона скота на них;
- 3) в пахоте склонов там, где она может быть допущена вообще, не по линиям скатов, а примерно по горизонталям местности.

б) Инженерные методы заключаются в воздействии на основные действующие факторы: расходы воды, скорость ее течения и сопротивляемость грунта. Уменьшение расхода воды в овраге, естественно, уменьшает размывающую силу потока. Оно достигается проведением горизонтальных канав по склонам бассейна (способ В. И. Борткевича) глубиной в 0,7 м, шириной по дну 0,35 м, длиной 10—20 м, разделенных одна от другой перемычками в 2 м. Ниже канав устраивается сплошной валик из земли, вынутой из канав. Несколько меньший эффект дает метод устройства земляных валиков по горизонталям, что дешевле способа канав. Вместо валиков можно применить постановку плетней и различных невысоких сквозных заграждений. Весьма полезно также проведение нагорных канав по контуру оврага. Нагорные канавы сбрасывают притекающую по склонам бассейна воду по особым лоткам на дно оврага в тех местах его, где он закреплен или естественно "замер".

Уменьшение размывающей силы воды в овраге достигается тем же методом запруд и порогов, что и в горных потоках. Довольно часто овраги запруживаются земляными плотинами, образующими пруды, используемые для водоснабжения и обводнения и одновременно ограничивающие эрозию по оврагу.

В целях увеличения сопротивляемости дна и откосов оврага применяют закрепление вершины оврага подпорной стенкой, перепадами или быстротоками, что ведет к прекращению дальнейшего роста оврага вверх, склоны же оврага закрепляются методами, аналогичными описанным в § 25.

§ 27. ОБЩЕЕ РЕГУЛИРОВАНИЕ РЕКИ

1. ВРЕД, ПРИНОСИМЫЙ НЕУРЕГУЛИРОВАННЫМ ПОТОКОМ

Естественные речные русла в размываемых грунтах, будучи предоставлены самим себе, приходят в неустойчивое состояние.

Неустойчивость русла, интенсивность происходящих в нем изменений, быстрота, а иногда и внезапность их являются основным злом, затрудняющим использование реки в тех или иных водохозяйственных целях и приносящим огромный ущерб народному хозяйству. Рассматривая вопрос более детально, необходимо отметить следующие моменты.

а) Размывы берегов уничтожают полезную территорию населенных пунктов, сельскохозяйственные угодья, могут привести к разрушению дорожного полотна (пример Туапсинской железнодорожной линии, подмываемой р. Туапсинкой, дороги им. т. Ворошилова близ Ростова-на-Дону, Военно-Грузинской дороги и многих других), промышленных предприятий и пр.

б) Размывы дна реки могут привести к разрушениям сооружений в реке, например набережных, мостов, плотин, водоприемников и пр.

в) Образование береговых и донных отмелей тесно связано с размывами (пп. "а" и "б"), отмели затрудняют судоходство, сплав, затрудняют, а иногда и прекращают забор воды для водоснабжения, ирригации и утилизации водной энергии из реки каналами или трубами, устья которых постоянно засыпаются наносами, если они неудачно расположены в реке.

г) Излучины реки, как известно, с течением времени меняют свою конфигурацию, перемещаясь и в поперечном и продольном направлении (по отношению к долине), при этом реки иногда "уходят" от городов и других населенных пунктов, прокладывая себе новые русла. Например

уход р. Терек от г. Кизляра в 1914 г. потребовал дорогих работ для обеспечения города водой, причем проблема эта радикально не решена еще до сих пор. Чрезмерная извилистость русла вызывает еще заторы льда при ледоходе, если кривые участки суженного русла описаны малыми радиусами.

д) Изменения в конфигурации дна русла связаны с блужданиями русла и с колебаниями расходов; нарастание перекатов в паводок и недостаточный размыв их в межень, перемещения судового хода в реке, его искривления и пр. представляют большие затруднения для судоходства и лесосплава.

е) Образование рукавов и островов ведет к потере земельных угодий, затрудняет использование реки в данном месте и ведет также к уменьшению глубин в рукавах по сравнению с единым руслом при том же расходе воды.

ж) Общее с течением времени повышение русел имеет место в реках с значительным твердым стоком и именно там, где размывающая сила падает: в низовьях, устьевых частях рек, в местах впадения притоков, а также при значительном удлинении реки вследствие развития излучин; при этом повышение русла и горизонта воды может стать настолько значительным, что русло окажется выше поймы (например р. Кубань в низовьях); таким образом вылившаяся в пойму в период паводка речная вода не может возвратиться в русло при спаде паводка, чем создаются постоянно затопленные или заболоченные поймы ("плавни"). Повышение русла влечет за собой подъем грунтовых вод по берегам, тесно связанных с речными водами, а вместе с ним—заболачивание угодий, затопление подвальных помещений и погребов в домах, осложнения с канализацией населенных мест, ухудшение санитарных условий (см. гл. 6). Повышение русла заставляет повышать со временем мосты (для пропуска под ними судов и плотов), набережные и пр.

з) Общее понижение русел имеет место в среднем и верхнем течении рек в связи с значительной эрозией. Оно ведет к последствиям, противоположным по сравнению с процессом нарастания русла, русло переуглубляется, берега становятся слишком высокими и неустойчивыми, обнажаются фундаменты мостовых быков и устоев, набережных, понижаются грунтовые воды прибрежных земель, иссякают колодцы и т. д.

и) Наконец паводки, в особенности быстро наступающие, наносят всем известный вред: выключают частично или полностью огромные территории из сельскохозяйственного пользования, прерывают нормальное сообщение между берегами (требуют дорогих сооружений для обеспечения непрерывности сообщения), затопляют низкорасположенные части населенных пунктов (Москва, Горький и другие города), прерывают работу промышленных предприятий и т. д.

2. ПОНЯТИЕ О ЗАРЕГУЛИРОВАННОМ ИЛИ НОРМАЛЬНОМ РУСЛЕ

Целью общего регулирования речного русла является создание в нем путем несложных гидротехнических сооружений таких условий, чтобы были обеспечены без вреда для русла и поймы пропуск расхода воды и транзит наносов на всем протяжении реки и чтобы берега и дно, равно как и конфигурация реки в плане и ее продольный профиль, обладали практически достаточной устойчивостью, необходимой для нормального развития народного хозяйства в бассейне реки. Подобное русло иногда называют нормальным.

Создание нормального русла требует простых, но значительных по объему и часто очень дорогих гидротехнических работ как на склонах бассейна, так и в русле реки, особенно в зоне интенсивной эрозии (см. § 25).

В полном объеме работы по общему регулированию реки проводятся редко из-за значительной их дороговизны. Обычно они требуют длительного периода времени и выполняются по очередям, причем вначале регу-

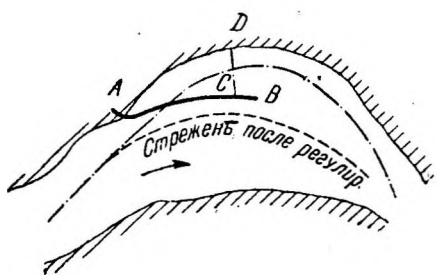
лируются наиболее опасные участки или те из них, где осуществляется то или иное использование реки. Однако и при таком частичном урегулировании (на практике наиболее частом) необходимо все же иметь полный (генеральный) план регулирования реки, с которым должны быть увязаны отдельные работы.

3. МЕТОДЫ БОРЬБЫ С РАЗМЫВАМИ ДНА И БЕРЕГОВ ПОТОКОВ

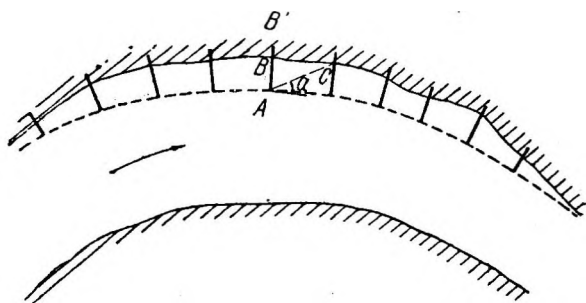
Размывы дна и берегов потоков наступают в тех местах, где нарушается равновесие между размывающей силой и сопротивляемостью грунта, из которого состоит русло, т. е. у вогнутых берегов реки, при всяком местном отклонении струй к берегу, на дне перекаатов при спаде паводков и на дне плесов во время паводков, при сжатии сечения потока теми или иными сооружениями и при местных увеличениях придонной скорости течения, например в нижнем бьефе подпорных сооружений и т. п.

Первый метод борьбы с размывами направлен на уменьшение до безопасных пределов величины размывающей силы или на устранение причин, вызвавших размыв.

а) Для защиты размываемых участков берега применяется отклонение струй от берега продольными или струенаправляющими дам-



Фиг. 27. Продольная дамба.



Фиг. 28.

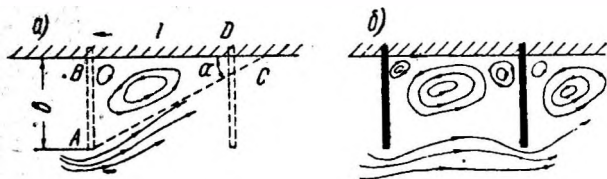
бами (фиг. 27). Продольная дамба одним концом (корнем) А заделывается в берег (на 3—10 м), другим концом В свободно заканчивается в реке (этот конец называется головой или оголовком). Дамба в плане имеет криволинейный вид и несколько возвышается над горизонтом воды, при котором по расчету она должна оказывать свое действие.

Продольная дамба отклоняет струи потока в сторону от вогнутого берега, причем между дамбой и берегом, а также несколько ниже по течению создается вращательное движение воды вокруг вертикальной (или наклонной) оси (обычно таких водоворотов бывает несколько). Скорость течения воды у берега при этом значительно ниже прежней бытовой благодаря значительной потере энергии на вихреобразование. При этом не только прекращается размыв, но даже начинается иногда отложение наносов в пазухе между дамбой и берегом.

Для увеличения прочности и устойчивости продольной дамбы она связывается с берегом в одном или нескольких местах поперечными дамбами, называемыми траверсами (CD — на фиг. 27). Траверсы увеличивают отложение наносов в береговой пазухе в периоды, когда горизонты воды в реке выше гребня дамбы.

б) Другой мерой защиты берегов является устройство системы поперечных дамб, иначе называемых поперечными полузапрудами, бунами, шпорами, отбойниками (фиг. 28). Поперечные сооружения располагаются так, чтобы оси их были нормальны к динамической оси потока или составляли с ней угол, близкий к прямому, и чтобы оконечности голов их (А — на фиг. 28) лежали на плавной кривой. Корни бун BB' прочно заделываются в грунте берега (более подробно об этом см. в § 32).

Действие поперечных сооружений сказывается в том, что поток, сжатый бунной, отклоняется от берега, но ниже снова растекается и на некотором расстоянии от бунны вновь приближается к берегу в точке С (фиг. 29, а). В зоне АВС образуется основной водоворот с вертикальной осью и несколько второстепенных; эти водовороты поглощают часть энергии потока, и скорости у берега оказываются настолько незначительными, что размыв его прекращается. Следующую по течению бунну ставят несколько выше точки С — в точке D.



Фиг. 29. Поперечные дамбы (буны).

Расстояние BD между буннами следует определять на основании наблюдений над ранее построенными буннами или над специальными опытными буннами, следует также использовать и лабораторные опыты.

Теоретически форму растекания потока в условиях естественного русла определить невозможно; для грубых же расчетов можно пользоваться допущением, что угол α (фиг. 28 и 29) наклона условной прямой AC к оси потока равен приблизительно $5-15^\circ$. Зная угол α , можно определить $BC = AB \operatorname{ctg} \alpha$, расстояние между буннами $BD = l$ можно принять:

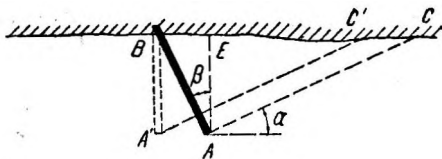
$$l \leq b \operatorname{ctg} \alpha \text{ или } l \approx 0,8b \operatorname{ctg} \alpha. \quad (35)$$

При наклонном положении бунн к оси потока длина защитного их действия несколько увеличивается (фиг. 30):

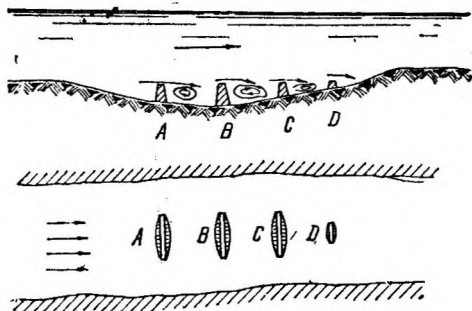
$$BC = BE + EC = b (\sin \beta + \cos \beta \operatorname{ctg} \alpha). \quad (36)$$

Из фиг. 30 видно, что $BC > BC'$, где BC' относится к случаю бунны $A'B$.

в) С местными размывами дна можно бороться способом, аналогичным описанным. При местном размыве и углублении русла устраивают на дне невысокие донные запруды или донные пороги (фиг. 31—А, В, С,...), отклоняющие струи потока от дна. Благодаря этим запрудам создаются вихри с горизонтальной осью, размыв не только пре-



Фиг. 30.



Фиг. 31. Донные пороги.

кращается, но промежутки между донными сооружениями заносятся наносами, влекаемыми потоком.

В тех случаях, когда размывы дна близки к берегу или продольной дамбе, донные пороги или запруды составляют обычно продолжение бунн или примыкают к берегам и продольным дамбам и называются донными полузапрудками (фиг. 32).

г) Общий размыв дна и постепенное со временем понижение русла представляет процесс, аналогичный рассмотренному в § 25; методы борьбы с понижением—аналогичные, а именно:

1. Искусственное уширение русла за счет срезы берегов или устройство второго русла. Вследствие увеличения ширины B до B' (фиг. 33) глубина h уменьшается до h' так, чтобы при одном и том же расходе Q

¹ Имеется в виду средняя глубина русла, близкая для широких речных русел к гидравлическому радиусу.

и в предположении неизменяемости уклона J и коэффициента шероховатости C выполнялось равенство

$$Q = BhC\sqrt{hJ} = B'h'C\sqrt{h'J},$$

откуда

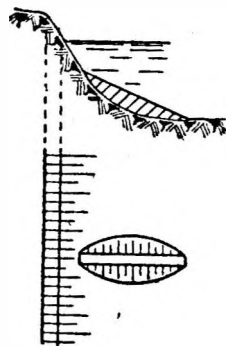
$$h' = h\sqrt[3]{\left(\frac{B}{B'}\right)^2}. \quad (37)$$

Так как $B' > B$, то $h' < h$. С уменьшением h падает величина размывающей силы $S = \gamma hJ$.

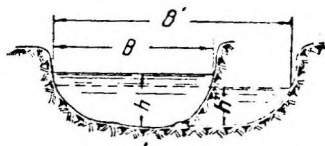
Этот способ весьма дорогой, но находит себе применение даже в очень тяжелых экономических условиях. Так, в 1928 г. с целью прекратить понижение русла проведено уширение р. Заалах в г. Галейн (Австрия), что вызвало необходимость даже срезки части домов, близко стоявших у реки, и устройства новой набережной.

2. Уменьшение продольного уклона J путем устройства донных порогов во всю ширину реки дает еще лучший эффект, чем предыдущий способ, и обходится часто дешевле.

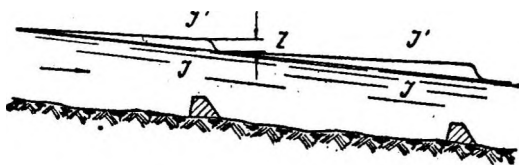
Данный способ основан на тех же принципах, что и способ регулирования горных потоков (фиг. 34). Однако высота порогов здесь незначительная, так как уклоны в реке вообще невелики. Расчет ведут по уклону при котором размыв невозможен, затем задаются примерным перепадом Z над порогом, и тогда можно определить длину распространения подпора или расстояние между порогами. Высота порога получается из гидравлического расчета его — как затопленного водослива — на пропуск соответствующего расхода воды в реке (обычно наибольшего вмещающегося в меженном русле). Подобные расчеты надо повторить несколько раз, постепенно приближаясь к рациональным соотношениям Z, J' и высоты порога.



Фиг. 32. Донная полузаграда.



Фиг. 33. Уширение русла.



Фиг. 34. Действие порогов.

Примерно по такому методу проведено регулирование р. Туапсинки близ Туапсе.

Второй метод борьбы с размывами заключается в увеличении сопротивляемости грунта берегов и дна, что достигается покрытием размываемых поверхностей различными видами берегоукрепительных и дноукрепительных одежд из камня, хвороста, бетона, железобетона и прочих материалов.

В зависимости от местных условий могут применяться для борьбы с размывами смешанные способы, представляющие собой комбинации первого и второго методов.

4. МЕТОДЫ БОРЬБЫ С ОТЛОЖЕНИЯМИ НАНОСОВ

Борьба с отложениями наносов может вестись путем: а) уменьшения количества наносов в реке и б) обеспечения продвижения наносов на тех участках, где они отлагаются.

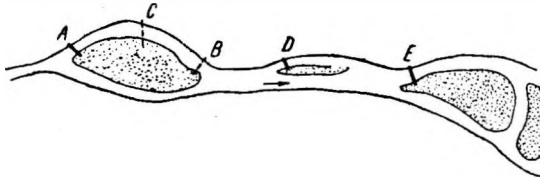
а) Уменьшение количества наносов в реке достигается мероприятиями, уже нам отчасти известными, а именно: путем закрепления склонов и зарегулирования верховьев реки, во всяком случае зарегулирования

наиболее сильно эродирующих притоков; путем задержания наносов в особых наносособирающих (фиг. 26), наконец путем направления потока в глубокие озера и другие водоемы (водохранилища), если таковые расположены удобно для этой цели. В подобных водоемах наносы оседают почти полностью, а вода затем отводится в реку уже осветленной.

б) Обеспечение продвижения наносов в русле достигается увеличением глубины и уклонов потока, а следовательно и скоростей течения как по всему участку реки, так и в отдельных ее местах.

Для этого производятся следующие работы:

1) Сосредоточение течения в одном русле путем закрытия рукавов запрудами и дамбами. На фиг. 35 показаны заграждения рукавов запрудами *A*, *C*, *B*, *D*, *E*. Перевод всего расхода реки в один из рукавов вызывает повышение горизонта воды в последнем и некоторый подпор в реке вверх от запруды. В случае устройства запруды *A* в закрываемом рукаве установится пониженный горизонт воды, соответствующий горизонту реки у низового конца рукава; в случае расположения запруды *B* в рукаве *AB* образуется подпор, что иногда нежелательно из-за затоплений и подтоплений. В первом случае закрытый рукав при паводке, идущем поперек дамбы *A*, промывается, а во втором он, наоборот, быстро



Фиг. 35. Закрытие рукавов.

что уменьшение ширины русла от *B'* до *B* должно вызвать увеличение глубины, а следовательно и размывающей силы и усиления движения наносов.

Уменьшение ширины русла можно произвести или путем постройки системы продольных дамб (фиг. 36, а), или системы поперечных полузапруд (фиг. 36, б), или комбинации тех и других (фиг. 36, в). Если один из берегов достаточно прочен и устойчив, систему дамб или полузапруд достаточно возводить лишь со стороны другого берега.

Способ поперечных сооружений в большинстве случаев дешевле и имеет преимущество в том, что сужение русла можно производить постепенно, возводя вначале не все буны, а например через одну, и не на всю их проектную длину, а на часть ее. Помимо более равномерного расходования средств это имеет большое техническое значение: ширину суженного русла определить расчетом точно невозможно, лучше поэтому подходить к ней, производя опыт в самой реке, т. е. постепенно сужая русло и останавливая работы в такой стадии, когда достигнута нужная глубина. Постепенность сужения кроме того ценна тем, что не производит резкого нарушения режима потока, которое неизбежно дает резкую реакцию— сильнейшие размывы русла у голов бун, повреждения последних, размывы противоположного берега и пр.

Способ продольных дамб не имеет указанных выше преимуществ. Ошибка в ширине сужения ведет к тому, что или не будут достигнуты нужная глубина и размывающая сила или, наоборот, произойдет чрезмерный размыв русла. И то и другое нежелательно, иногда даже вредно.

Однако способ поперечных дамб имеет тот недостаток, что головы дамб подвергаются постоянному подмыву, течение вокруг них беспокойное, на вогнутых частях берега пространства между бунами плохо заносится наносами; течение же у продольных дамб более спокойное и безопасное для сооружения.

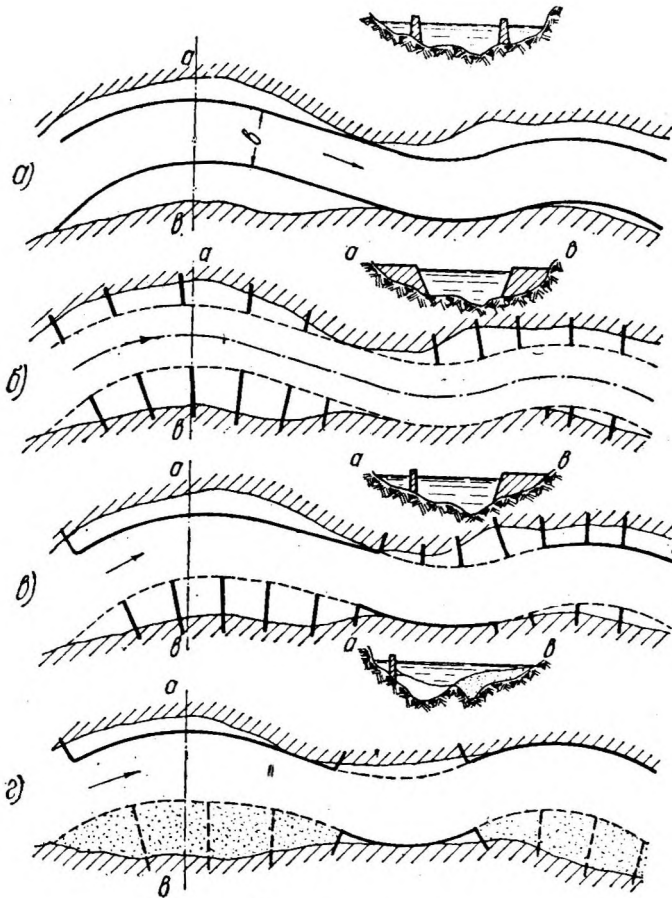
заносится наносами, что весьма полезно. Поэтому часто прибегают к комбинированному методу: закрывают рукав в верховом конце *A*, но по рукаву *AB* ставят ряд дополнительных запруд *B*, *C* для ускорения заилиenia его в паводок.

2)

русла. Из рассмотрения фиг. 33 и формулы (37) можно заключить,

Комбинированный способ (фиг. 36, в) поэтому наиболее рационален, давая и гибкость (постепенность постройки бун) в смысле регулирования ширины сужения и дешевизну, обеспечивая спокойное течение вдоль продольных дамб, располагаемых, как правило, у вогнутого ведущего берега, где скорости наибольшие, и наконец способствуя занесению междубунных полей выпуклого берега, к которому, как известно, направляются донные наносы.

В последнее время ограничиваются даже только продольными дамбами вдоль вогнутых берегов потока [способ Майра (Maier)] с приданием новому руслу обязательно криволинейного очертания (фиг. 36, г). При достаточной



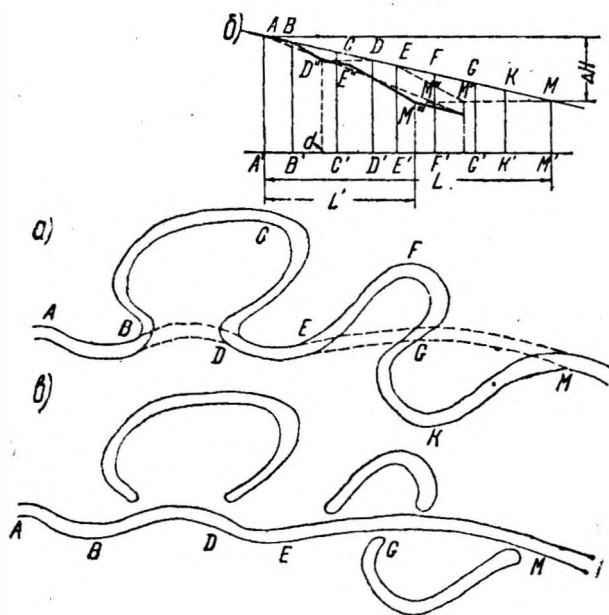
Фиг. 36. Схемы образования нормального русла.

крутизне кривых у вогнутых берегов получаются повышенные глубины и увеличенная способность движения наносов; выпуклый берег при этом нарастает без каких-либо сооружений на нем за счет работы самого потока (см. § 24). Лишь в тех случаях, когда образование выпуклого берега идет медленно, можно пойти на постройку бун или более дешевых сквозных сооружений (ветвистых заграждений и т. п.).

3) Спрявление русла или уменьшение его длины. Этот способ ведет к увеличению уклона и размывающей силы. Если разность уровней в створах A и M была ΔH (фиг. 37, б), а длина $ABCDEFGKM$ (фиг. 37, а) равна L и средний уклон $J = \Delta H/L$, то после устройства прокопов BD —

простого и EGM — сложного (пересекающего русло) длина будет $ABDEGM$ или $L' < L$, следовательно новый средний уклон:

$$J' = \frac{\Delta H}{L'} > \frac{\Delta H}{L}, \text{ т. е. } J' > J.$$

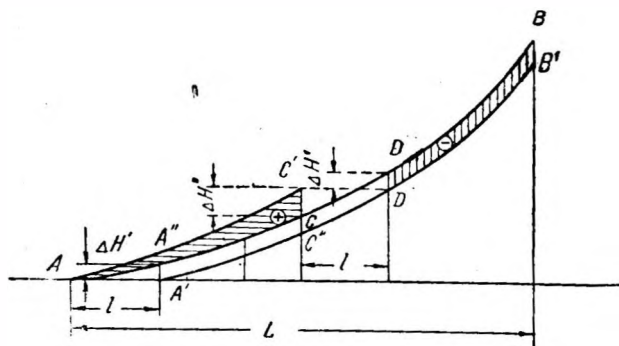


Фиг. 37. Прокопы и их действие.

подпора от нижележащего участка (точка M''' поднимется в положение M'' и т. д.).

В случае размываемого русла профиль $ABD''E''M''$(пунктир) трансформируется еще более из-за усиленных размывов при новом среднем уклоне J' на всем участке, а также из-за размывов выше В вследствие спада и отложений наносов ниже М, где уклоны резко уменьшаются. Чем больше укорочение русла благодаря спрямлению, тем резче должны быть изменения профиля. Поэтому к спрямлениям надо прибегать с достаточной осторожностью, так как, улучшая русло в пределах спрямления и выше, можно вызвать подъем русла ниже спрямления. Указанный процесс можно предсказать например для малых и для горных рек, где в развитии продольного профиля реки существует определенная закономерность, по которой уклоны отдельных участков реки соответствуют размеру частиц донных наносов [формула (34')], последние же уменьшаются вследствие переноса их вниз по течению реки и истирания.

Пусть (фиг. 38) $ACDB$ — продольный профиль равновесия на участке, где точка А фиксирована (например скальное дно, озеро и т. п.). Если протяжение $CD=l$ при спрямлении исчезнет, то общая новая длина реки будет $L - l$. По закону образования профиля в соответствии с ходом



Фиг. 38. Изменение продольного профиля русла при спрямлениях.

истирания наносов поток должен будет иметь профиль в виде кривой $A''CDB$, соответствующий длине $L - I$, но отнесенный своей нижней точкой к прежнему горизонту, так как уровень в L не изменялся. Следовательно новый профиль может быть получен перенесением $A''CDB$ параллельно самому себе в положение $A'C'D'B'$.

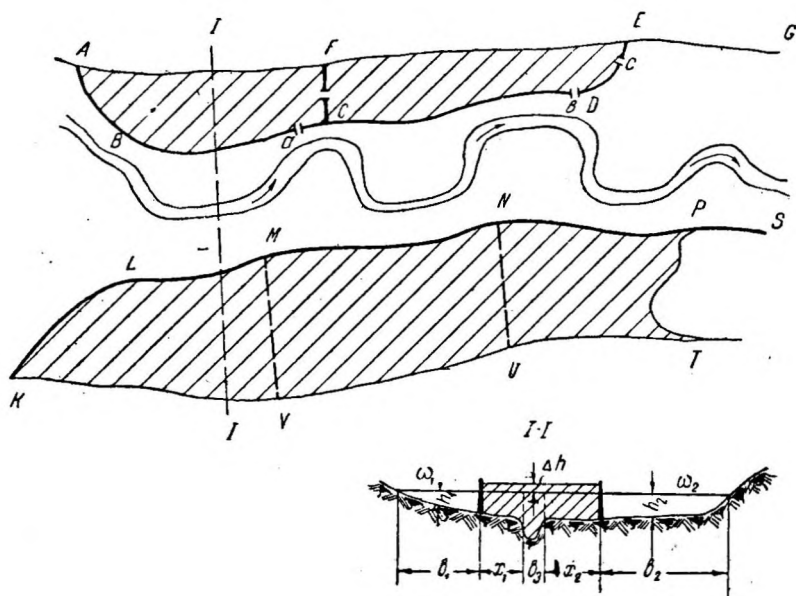
Таким образом дно реки и горизонт воды на участке DB выше спрямления понизятся на величину $\Delta H'$, произойдет размыв. Профиль на участке AC ниже спрямления может быть получен перенесением параллельно себе кривой $A'D'$ в положение AC' (линия CD' — горизонтальна), т. е. ниже спрямления произойдет повышение русла на величину от 0 (у A) до $\Delta H''$ (у C); Сумма $\Delta H'' + \Delta H' = \Delta H$, где ΔH —падение реки на участке, выключаемом при спрямлении.

Новый профиль однако получится не сразу, а с течением времени, пока не произойдут все деформации размыва и намыва и пока не установится относительное равновесие профиля. Указанные расчеты себя оправдывают; например после спрямления р. Лех у Лехгаузена (Бавария), начатого в 1852 г., ожидали углубления выше спрямления на 6 м, в действительности к 1884 г. русло углубилось на 5,2 м.

В результате спрямлений участки старого русла, которые были спрямлены, отмирают, превращаясь в пойменные озера и староречья (фиг. 37, в).

5. ЗАЩИТА БЕРЕГОВЫХ ЗЕМЕЛЬ ОТ ЗАТОПЛЕНИЙ

Затопления береговых земель можно избежать двумя путями: или оградив их высокими земляными валами от реки, или снизив высоту горизонта паводка путем зарегулирования стока реки водохранилищами.



Фиг. 39. Схема обвалования.

Рассмотрим здесь лишь первый метод, известный под именем обвалования; регулирование стока рассматривается в гл. 5.

Обвалование участка реки показано на фиг. 39, где линии $AFEG$ и $KVUT$ показывают границы поймы, затопляемой паводками. Участок $ABCDEF$ обвалован замкнутым валом $ABCDE$. Участок $KLMNPTUVK$ обвалован незамкнутым валом $KLMNPS$, так что в паводок вода заходит за вал до линии PT по горизонтали, соответствующей уровню воды в реке в точке S -конце вала (заштрихованная же площадь не затопляется). Метод незамкнутых валов целесообразен на реках с большими уклонами

и при широких поймах, он дает возможность свободно стекать поверхностным водам с огражденной площади; при замкнутых валах во время паводка местный сток из обвалованных земель задерживается в низинах обвалованной площади.

Кроме главных валов на случай их прорыва и для локализации затоплений устраиваются поперечные валы — траверсы — CF , MV , NU (фиг. 39). В валах обычно устраиваются снабженные затворами отверстия (например a , b , c) для выпуска воды местного стока из обвалованной площади в реку после спада паводка.

Высота валов определяется наивысшим горизонтом воды паводка и дополнительным его поднятием Δh при обваловании. Величину Δh определяют расчетом, исходя из предположения, что продольный уклон реки остается тем же самым, каким он был и до обвалования, и что весь паводочный расход Q_{\max} проходит между валами. Для этого можно пользоваться формулой Шези и, предварительно задавшись Δh , проверить пропускную способность русла.

Для предварительного определения Δh можно принять грубо, что расходы, протекавшие через обваловываемые сечения ω_1 и ω_2 и равные $q_1 = \omega_1 v_1$ и $q_2 = \omega_2 v_2$, пройдут по суженному руслу шириной $x_1 + b_3 + x_2$ слоем Δh .

Скорости на пойменных участках равны:

$$v_1 = C_1 \sqrt{h_1 J} \text{ и } v_2 = C_2 \sqrt{h_2 J},$$

а в русле:

$$v_3 = C_3 \sqrt{h_3 J},$$

где h_1 , h_2 и h_3 — средние глубины, а C_1 , C_2 , C_3 — коэффициенты Шези, которые можно определять например по формуле Германека:

$$\left. \begin{aligned} C &= 30,7 \sqrt{h}, \text{ если } h < 1,5 \text{ м,} \\ C &= 34 \sqrt{h}, \text{ если } 1,5 < h < 6 \text{ м,} \\ C &= 50,2 + 0,5 h, \text{ если } h > 6 \text{ м.} \end{aligned} \right\} \quad (38)$$

Предположив, что в слое Δh скорости течения возрастут против средних бытовых на 25% можно написать:

$$\omega_1 v_1 + \omega_2 v_2 = 1,25 \cdot (x_1 v_1 + b_3 v_3 + x_2 v_2) \Delta h,$$

откуда

$$\Delta h = 0,8 \frac{\omega_1 v_1 + \omega_2 v_2}{x_1 v_1 + b_3 v_3 + x_2 v_2}. \quad (39)$$

Из формулы (39) видно, что чем больше сужается валами паводочное русло и чем меньше x_1 , x_2 , тем Δh , а с ним и скорости течения, больше и тем выше валы.

Иностраный многолетний опыт показал, что уровень высоких вод в реке вследствие ограждения валами с течением времени постепенно поднимается: например на р. По в течение двух веков высота уровня при разливах увеличилась на 2 м, что объясняется постепенным развитием защитных валов по длине реки, а также возможным повышением русла от наносов.

В СССР обвалование применяется главным образом на реках Кавказа (Кубань, Терек, Кура и др.) и Средней Азии.

§ 28. СПЕЦИАЛЬНЫЕ СЛУЧАИ РЕГУЛИРОВАНИЯ

1. РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЕЛ ДЛЯ ЦЕЛЕЙ ВОДНОГО ТРАНСПОРТА

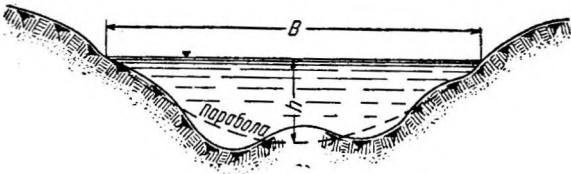
В целях обеспечения судоходства и сплава необходимо иметь достаточную глубину на перекатах на заданной ширине (§ 24) и достаточно большие радиусы кривых участков реки (в плесах) для возможности безо-

пасного разворота судов. При этом, естественно, подразумевается, что русло вообще в известной мере зарегулировано т. е. наиболее опасные участки берегов укреплены, закрыты рукава в тех случаях, когда наличие их вызывает обмеление реки, и пр.

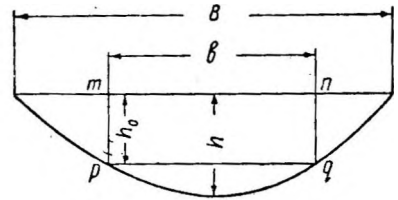
Обеспечение глубины на перекатах является главной задачей регуляционных (выправительных) работ для транспорта.

а) Нормальный профиль. Теоретическое поперечное сечение реки, достаточное для движения судов и плотов, т. е. нормальный профиль, принимается в расчетах обычно параболическим. На фиг. 40 ломаной линией очерчено дно естественного русла, а кривой параболического вида — дно нормального русла; ширина нормального русла поверху обозначена на фиг. 40 через B , а наибольшая глубина — через h .

Если исходить из требований судоходства, то нормальный профиль параболической формы можно получить построением параболы, окаймляю-



Фиг. 40.



Фиг. 41.

щей прямоугольник $mnpq$ (фиг. 41), где высота mp равна осадке судна h_0 , а ширина $mn=b$ определяется требованиями судоходства. Величины b и h_0 предполагаются заданными; кроме того должны быть известны расходы воды в реке Q и средний поверхностный уклон реки J . Путем гидравлических расчетов определяют величины B и h .

Парабола, проходящая через точки p и q , должна удовлетворить уравнению:

$$\frac{B}{b} = \sqrt{\frac{h}{h-h_0}}. \quad (40)$$

Принимая гидравлический радиус R равным $2/3h$ и вводя обозначение $h = ah_0$, нетрудно получить следующее выражение для пропускной способности K нормального профиля:

$$K = C \left(\frac{2}{3}\right)^{1,5} b h_0^{1,5} \frac{a^2}{\sqrt{a-1}}, \quad (41)$$

где C — коэффициент в формуле Шези $v = C\sqrt{RJ}$.

Величину C можно принять равной $C = \frac{1}{n} R^{0,2}$ (по Форхгеймеру), где n — коэффициент по Гангиле-Куттеру; исходя из требований иметь наименьший расход Q , при котором возможно обеспечить заданный габарит bh_0 , получим $dK/d\alpha = 0$ и из последнего находим $\alpha = 1,3$.

Величина K_{\min} определяется из следующего уравнения:

$$K_{\min} = \left(\frac{2}{3}\right)^{1,7} \frac{1}{n} \frac{(1,3)^{2,2}}{\sqrt{0,3}} b h_0^{1,7} = 1,65 \cdot \frac{1}{n} b h_0^{1,7}.$$

Так как $K = \frac{Q}{\sqrt{J}}$, то

$$b h_0^{1,7} = \frac{Qn}{1,65\sqrt{J}}. \quad (42)$$

¹ Рассматриваемый в данном разделе вопрос регулирования рек для нужд транспорта конечно может сопутствовать другим специальным случаям регулирования излагаемым ниже.

Из последнего выражения при заданных величинах Q, n, J и h_0 можно найти величину b ; если задаться Q, n, J и b , можно найти h_0 .

Ширина нормального профиля B получится из уравнения (40):

$$B = b \sqrt{\frac{h}{h-h_0}}$$

или, при $h=1,3 h_0$,

$$B = 2,1 b.$$

Ширина B должна быть рассчитана для участков реки, отличающихся друг от друга величинами Q, J, n .

Так как величины B, b, h и h_0 взаимно связаны друг с другом, то расчеты приходится вести путем подбора.

Для проверки, насколько полученные расчетом величины B и h_0 соответствуют режиму данной реки, необходимо тщательно изучить участок, где река протекает в благоприятных условиях; таким образом можно найти ширину реки, соответствующую благоприятным условиям, и сравнить с ней ширину нормального профиля B при проектном горизонте.

б) Образование выправительной трассы. Нормальный профиль образуется с помощью выправительных (регуляционных) сооружений (см. § 26, п. 4), образующих в плане реки выправительную трассу, т. е. контуры нормального русла для судоходства. Ширина этого русла, равная ширине нормального профиля B , называется шириной судоходной трассы. Судоходная трасса составляется из плавных криволинейных участков. Методы образования трассы различны: путем продольных дамб; продольных и поперечных; только поперечных и т. д.

1. Метод Шлихтинга (70-е годы XIX в.) заключается в применении одновременно продольных дамб для вогнутых берегов и полузапруд для выпуклых (фиг. 36, в). Этот метод получил широкое распространение как на реках Западной Европы, так и на Днестре. Однако результаты получались не всегда удовлетворительные, потому что в основу этого метода положено было ошибочное допущение, будто речному потоку присуще параллельноструйное движение частиц и будто, создавая выправительными сооружениями два параллельных берега, можно всегда достигнуть правильности течения, размыва русла и увеличения глубин.

2. Метод Фарга, посвятившего во второй половине XIX в. много времени тщательному изучению явлений, происходивших на р. Гаронне как при естественных ее условиях, так и при наличии построенных на ней выправительных сооружений, формулируется в виде следующих основных положений, известных под названием "законов Фарга".

1) глубина у вогнутого берега тем больше, чем больше кривизна в вершине кривой;

2) с увеличением длины кривой при данной кривизне глубины сначала увеличиваются, а потом уменьшаются; для каждого участка реки существуют некоторые средние оптимальные длины кривой (для Гаронны - 2 000 и 500 м);

3) наибольшая глубина у вогнутого берега и наименьшая глубина у выпуклого берега располагаются ниже по течению от вершины кривой приблизительно на 0,20 ее длины;

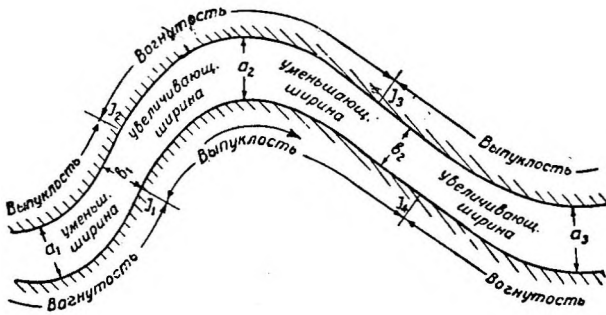
4) при одинаковых длинах кривых средняя глубина увеличивается с увеличением внешнего угла касательных к концам кривых;

5) плавному изменению кривизны соответствует плавное изменение глубины.

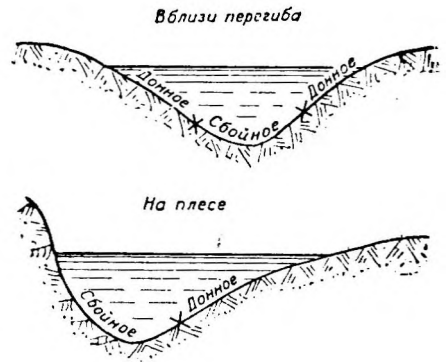
Исходя из перечисленных положений, Фарг считает необходимым для устойчивости фарватера придать обоим берегам очертания по кривым, плавно переходящим от вогнутой формы к выпуклой, с максимальной кривизной у вершины кривой (фиг. 42). Ширина трассы должна быть меньшая на перегибах русла и большая на прилегающих к перегибу

плесах. Метод Фарга был испытан в дореволюционной России на р. Припяти, но оказался мало удовлетворительным.

3. Метод Лелявского основан на результатах широко поставленных им наблюдений на р. Днепре и его притоках. Инж. Лелявским доказано существование в речном потоке двух видов течения, под влиянием которых и происходят по его мнению наблюдающиеся явления



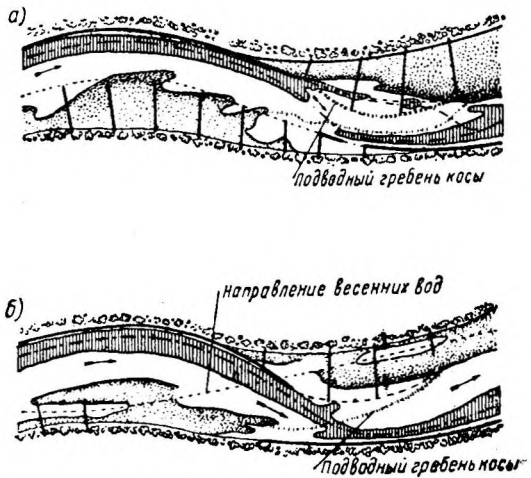
Фиг. 42. Схема Фарга.



Фиг. 43. Схема течений по Лелявскому

деформации речного русла, а именно (на фиг. 43 показаны зоны разных видов течений) одно — верховое, которое, спускаясь на фарватере ко дну, прорезывает в последнем борозду и отворачивает на сторону вырываемый грунт; другое течение — донное, расходящееся веерообразно, уклоняющееся постепенно от направления сбойного по фарватеру к почти нормальному направлению — к берегам. Действием донного течения грунт, взрытый на фарватере и размывтый из вогнутого берега, складывается на пологих отмелях.

В естественном русле сбой и растекание воды по теории Лелявского расположены неравномерно: на перекатах наблюдается расходящееся течение, а в плесах — сбойное. Отсюда — первое положение метода Лелявского: выправление должно способствовать осуществлению по длине реки равномерности распределения этих течений.



Фиг. 44. Схема сооружений по Лелявскому

Для достижения непрерывного глубокого фарватера необходимо поддерживать на всем протяжении сходящееся сбойное течение и соответственно этому направить речные струи. Отсюда второе положение — сооружения, предназначенные для поддержания или образования такого вида течения, должны иметь струнаправляющий характер.

Третье положение — глубина и непрерывность фарватера обеспечиваются целесообразным устройством лишь одного-ведущего — берега; противоположный — выпуклый — берег не закрепляется и по нему воде предоставлена возможность свободно растекаться.

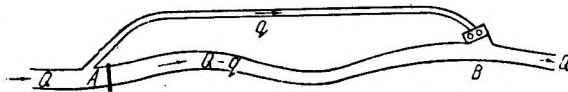
Для большей наглядности на фиг. 44, а и б показано расположение сооружений по методу Лелявского в двух случаях.

По методу Лелявского произведены большие работы на рр. Днепре и Припяти с удовлетворительными для судоходства результатами.

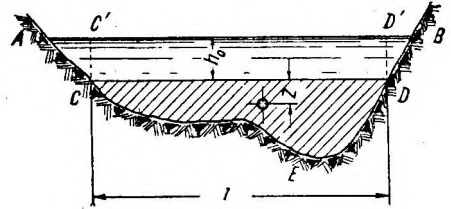
2. РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЛА ПРИ ДЕРИВАЦИИ

В схемах использования водной энергии нередки случаи, когда из реки отводится часть расхода q в силовой деривационный канал, и на некотором расстоянии, пройдя через турбины, вода снова входит в реку (фиг. 45). Донные наносы в канал, как правило, не допускаются, следовательно они должны быть пронесены рекою, как и до устройства канала, несмотря на уменьшившийся расход воды $Q - q$ на участке AB , где в A располагается регулирующая забор воды плотина.

Для обеспечения продвижения донных наносов необходимо регулировать русло AB с помощью системы сооружений. Поперечное сечение регулируемого русла можно рассчитывать лишь приближенно и условно, исходя из предпосылок:



Фиг. 45.



Фиг. 46.

1) пропуска расхода воды:

$$Q - q = \omega_1 C_1 \sqrt{h_1 J}, \quad (43)$$

где $\omega_1 = h_1 B_1$ — живое сечение зарегулированного русла, C — коэффициент формулы Шези;

2) пропуска расхода донных наносов G , которые влечет поток. Расход наносов G по всему сечению может быть определен лишь условно по одной из имеющихся формул: Шоклича, Мейер-Петера, Крейтера. Так, по Крейтеру:

$$G = \psi (\gamma J)^2 \omega' (h_0 + 2z) \quad (м^3/сек), \quad (44)$$

где ω' — площадь живого сечения ниже линии, проходящей на глубине h_0 (заштрихована), соответствующей началу массового влечения наносов; z — расстояние центра тяжести площади ω' от указанной (на фиг. 46) линии CD ; ψ — коэффициент, характеризующий состав наносов, их удельный вес, трение и пр.; величина ψ для р. Рейна например равна 0,0000591 (по

Крапфу); по Вейрауху и Курцману $\psi = A/S_0$, где $A = 0,00031 \div 0,00033$, и по

Форхгеймеру $\psi = 0,54/\gamma_1 - \gamma$, где γ_1 и γ — в $кг/м^3$.

Величина h_0 определяется наблюдениями на данной реке, но может быть приблизительно определена¹ из формулы:

$$S_0 = \gamma h_0 J = d (\gamma_1 - \gamma) f; \quad (44')$$

откуда

$$h_0 = \frac{d (\gamma_1 - \gamma) f}{\gamma J}.$$

Формула (44) может быть представлена еще в таком виде, полагая $\gamma = 1000 \text{ кг/м}^3$:

$$G = \psi (1000 J)^2 K, \quad (44'')$$

где

$$K = \omega' (h_0 + 2z) \quad (45)$$

является наносорасходной характеристикой сечения русла.

¹ См. формулу (34).

Условие пропуска расхода донных наносов G регулируемым руслом, для которого величина K иная, а именно K_1 , может быть удовлетворено при соблюдении равенства:

$$G = \psi (1\,000 J)^2 K = \psi_1 (1\,000 J)^2 K_1. \quad (46)$$

Учитывая, что в условиях одной и той же реки $\psi = \psi_1$, получаем при сохранении того же J :

$$K = K_1$$

или

$$\omega' (h_0 + 2z) = \omega_1' (h'_0 + 2z_1), \quad (46')$$

где ω' и ω_1' , h_0 и h'_0 , z и z_1 имеют значения согласно фиг. 46 соответственно для бытового русла и зарегулированного.

При отводе значительной части речного расхода в деривацию трудно удовлетворить одновременно уравнениям (43) и (46') при неизменном уклоне, приходится поэтому допустить увеличение уклона до J_1 . Тогда расчетные формулы приобретают вид:

$$\begin{aligned} Q - q &= \omega_1 C_1 \sqrt{h_1 J_1}; \\ \psi (1\,000 J)^2 K &= \psi (1\,000 J_1)^2 K_1, \end{aligned} \quad (43'')$$

или

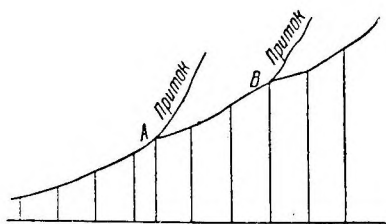
$$J^2 \omega' (h_0 + 2z) = J_1^2 \omega_1' (h'_0 + 2z_1). \quad (46'')$$

Подобные расчеты должны быть проведены для нескольких характерных горизонтов и расходов воды в русле. Расчеты эти, подчеркиваем, являются грубо приближенными.

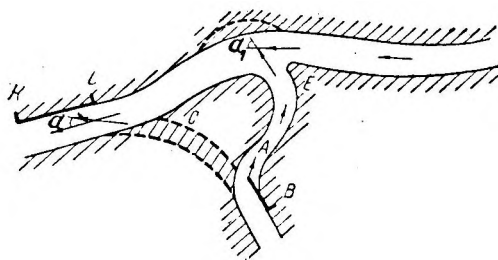
Следует отметить, что аналогичным путем рассчитывают любое зарегулированное или нормальное русло (§ 27, п. 2).

3. РЕГУЛИРОВАНИЕ УСТЬЕВ ПРИТОКОВ

Наносы, поступающие из притоков, обладают обычно большею крупностью, чем наносы реки, в которую впадает приток, вследствие больших уклонов последнего. Это обстоятельство создает ступени А, В (фиг. 47) в продольном профиле реки.



Фиг. 47.



Фиг. 48. Регулирование устья притока.

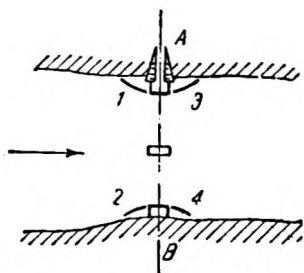
Условия впадения притока в реку осложняются, если встреча струй притока и реки происходит под сравнительно тупым углом: при встрече струй выпадают наносы, образуя местную отмель, противоположный берег размывается, и весь узел становится весьма неустойчивым (фиг. 48).

Регулирование такого узла заключается в изменении угла встречи, для чего из притока в реку делается прокоп (AC на фиг. 48), направленный под острым углом $\alpha = 25^\circ \div 35^\circ$ к реке, с устройством направляющей дамбы на притоке (AB). Если ожидается размыв противоположного берега, то последний может быть укреплен (KL). В более легких случаях улучшение условий встречи струй притока и реки может быть достигнуто устройством криволинейной направляющей дамбы, идущей от верхового берега притока E .

Регулирование устьев рек, впадающих в озера и моря, это — задача, представляющая специфический интерес для водного транспорта, а иногда для осушительных мелиораций, поэтому она нами не рассматривается.

4. РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЕЛ В ПОДХОДАХ К МОСТАМ, ПЛОТИНАМ И ДРУГИМ СООРУЖЕНИЯМ

Регулирование русла у мостов имеет главной целью наилучшее подведение речных вод к отверстию моста и содействие пропуску вод через отверстие моста¹. На фиг. 49 показано устройство направляющих криволинейных дамб у опор моста: 1, 2 с верхней и 3, 4 с нижней стороны, увеличивающих пропускную способность мостового отверстия (на 5—10% и более). Во избежание косого подхода струй к мосту также проектируют особые направляющие дамбы, облегчающие проход судов под мостами.



Фиг. 49.

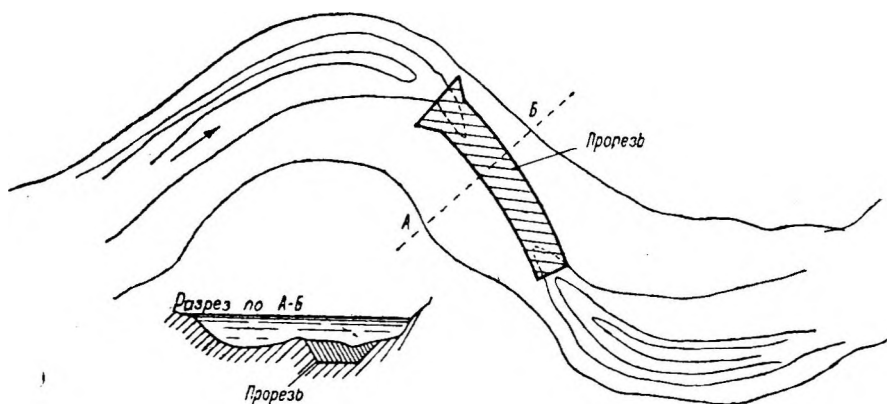
При постройке плотин на реках и головных сооружений на каналах разного назначения (силовых, ирригационных, водопроводных) также приходится применять выправительные работы. В этих случаях главной целью названных работ является закрепление данного участка реки в желательном положении, чтобы устранить возможность обхода сооружений рекой и чтобы условия пропуска вод, ледохода и наносов были наиболее благоприятными.

Следует еще указать, что для борьбы с образованием ледяных заборов и заторов довольно часто приходится прибегать к выправительным работам; последние состоят главным образом в спрямлениях и расширениях русла в целях устранения препятствий, мешающих свободному проходу льда.

Следует еще указать, что для борьбы с образованием ледяных заборов и заторов довольно часто приходится прибегать к выправительным работам; последние состоят главным образом в спрямлениях и расширениях русла в целях устранения препятствий, мешающих свободному проходу льда.

5. ЗЕМЛЕЧЕРПАНИЕ КАК МЕТОД РЕГУЛИРОВАНИЯ РУСЕЛ

Воздействие различных регуляционных сооружений на речное русло не всегда достигает цели и кроме того сказывается иногда лишь спустя



Фиг. 50. Схема судоходной прорези.

известное время. Между тем необходимый эффект иногда требуется получить весьма быстро, например при затруднениях для судоходства.

¹ Более подробно см. М. Ф. Срибный. Расчет мостовых струенаправляющих дамб. М. 1937.

В таких случаях прибегают к землечерпанию, т. е. удалению известных объемов русловых наносов или грунта берегов и дна механическим путем — землечерпательными снарядами. В связи с развитием техники землечерпания, высокой производительностью машин и дешевизной работ землечерпание на водных путях СССР заняло виднейшее место в речных гидротехнических работах.

Землечерпание для нужд транспорта в основном заключается в устройстве так называемых прорезей, т. е. подводных каналов, прорезающих участки дна с малыми глубинами (фиг. 50).

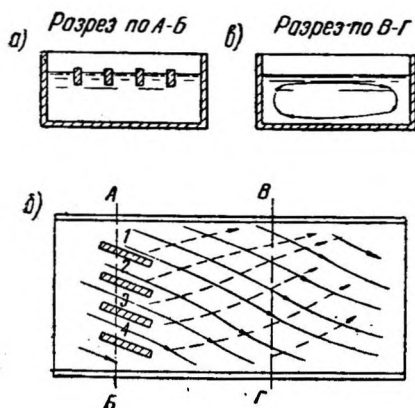
Прорезь имеет глубину и ширину, достаточную для свободного движения судов при низких горизонтах (от 40 до 80 м). Форма прорези в плане на перекате под влиянием идей Лелявского часто делается несколько изогнутой (для сохранения "сбоя"), с раструбом в верховой части для лучшего "вовлечения" струй в подводный канал. Но применяют прорези и прямолинейные, ломаные, причем иногда трассируют их не через гребень переката, а по косе. Вопрос трассирования прорезей теоретически весьма трудный и требует большого опыта и знания бытового режима реки.

Правильно назначенная прорезь может существовать несколько лет и иногда ведет к переформированию русла, и в этом случае ее регулирующее значение велико. Обычно же приходится прорези возобновлять ежегодно после паводков.

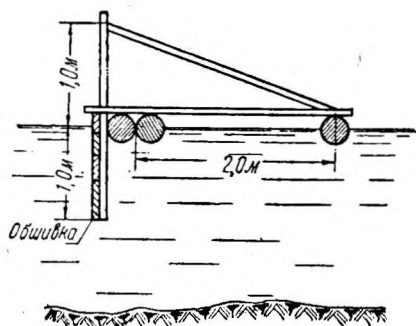
Кроме указанного случая применения землечерпания оно находит себе место в случаях различных подчисток трудно размываемых потоком линз прочных грунтов ("печин"), близ сооружений, при планировке берегов и наконец при спрямлении русел (см. § 33, п. 2).

6. НОВЫЕ МЕТОДЫ РЕГУЛЯЦИОННЫХ РАБОТ

В последние годы в СССР проф. М. В. Потаповым и доц. А. И. Лосиевским предложены новые методы выправительных работ, основанные на возбуждении и использовании поперечных циркуляций в водном потоке для управления наносами в желательном направлении.



Фиг. 51. Действие поперечной циркуляции (схема М. В. Потапова).



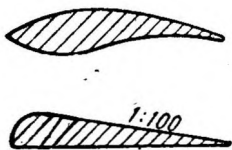
Фиг. 52. Направляющий щит, предложенный М. В. Потаповым.

а) Согласно предложению М. В. Потапова применяются преимущественно системы поверхностных пловучих направляющих щитов, погруженных в воду.

Сущность действия щитов ясна из фиг. 51; на фиг. 51, а, б показаны в плане и разрезе направляющие щиты 1, 2, 3, 4; под влиянием указан-

ных щитов поток приходит в винтовое движение по часовой стрелке (фиг. 51, в), причем поверхностные течения будут направлены от левого берега к правому, а донные (пунктир) — от правого берега к левому (фиг. 51, б). Таким образом правый берег будет размываться, а наносы будут откладываться у левого берега. Простейшая конструкция щита показана на фиг. 52, более совершенные щиты имеют в плане обтекаемую форму (фиг. 53). Испытанные на реках Средней Азии сооружения системы М. В. Потапова дали в ряде случаев удовлетворительные результаты.

С помощью щитов Потапова возможно производить защиту берегов от размыва, направляя поверхностные струи к противоположному берегу и создавая там размыв, а у размываемого берега создавая отложения наносов; можно также удалять наносы у входа в каналы, в ответвления русел и пр. Метод этот представляет значительный интерес; затруднения в применении его возникают на судоходных реках (стеснение движения судов), сплавных, а также в случаях тяжелого зимнего режима.



Фиг. 53. Форма щита Потапова.

Ским, заключается в имитации подводных кос, располагаемых в потоке таким образом, чтобы вызываемые ими винтообразные течения давали нужное перемещение донных наносов и углубление русла. Для этого достаточно иметь в потоке сооружение в виде стенки с отсыпанным пологим откосом со стороны течения (фиг. 54), расположенной по направлению от стрежня к берегу под углом 20° — 30° к течению и возвышающейся над дном на $1/2$ — $2/3$ глубины потока при наименьшем горизонте воды.

Гребень такой стенки очерчивается в косой части по кривой $y^2 = 0,5x$, а на остальном протяжении имеет уклон около 1:100 (фиг. 54, III).

За таким сооружением появляется вращательное движение воды, спускающееся в виде винта вдоль сооружения от верхней его части к нижней (следовательно от фарватера к берегу), вследствие чего донные наносы, попадая в такой винт, сносятся в том же направлении и откладываются затем за пределами сооружения в виде продольного вала (а—б, фиг. 54, II).

В то же время поверхностные течения, не входящие в состав указанного винта, преломляются на гребне такого водослива и уклоняются в сторону стрежня, вследствие чего здесь получается область сходящихся, "сбойных" течений (А на фиг. 54), дающих по Лелявскому (см. выше) интенсивный промыв дна, продукты которого удаляются в сторону вала а—б.

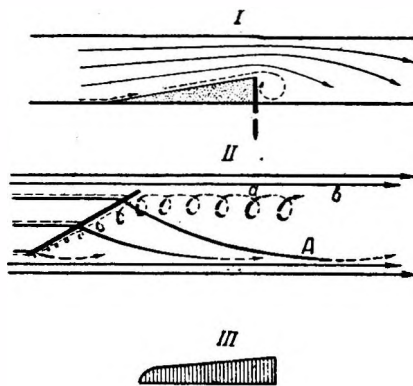
Лабораторные опыты показали, что при повышении горизонта воды принцип работы рассматриваемого сооружения в отношении промыва и удаления наносов не нарушается.

Система таких сооружений при соответствующем расположении их в потоке позволяет производить размыв дна по заданной трассе с удалением наносов за ее пределы, что вполне подтверждается опытами в лаборатории.

Предварительные испытания в естественных условиях на р. Оке показали, что даже простейшие плетневые сооружения дают положительный эффект. Исследования описанных сооружений продолжаются.

Сущность системы, предложенной А.

Ским, заключается в имитации подводных кос, располагаемых в потоке таким образом, чтобы вызываемые ими винтообразные течения давали нужное перемещение донных наносов и углубление русла. Для этого достаточно иметь в потоке сооружение в виде стенки с отсыпанным пологим откосом со стороны течения (фиг. 54), расположенной по направлению от стрежня к берегу под углом 20° — 30° к течению и возвышающейся над дном на $1/2$ — $2/3$ глубины потока при наименьшем горизонте воды.



Фиг. 54. Схема регулирования по А. И. Лосиевскому.

II. РЕГУЛЯЦИОННЫЕ (ВЫПРАВИТЕЛЬНЫЕ) СООРУЖЕНИЯ И РАБОТЫ

§ 29. ОСОБЕННОСТИ РЕГУЛЯЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЙ И МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ НИХ

1. ПЕРЕЧЕНЬ СООРУЖЕНИЙ

Из обзора методов регулирования речных русел, приведенного в § 25—28, видно, что для осуществления регулирования необходимы следующие сооружения и работы:

- 1) берегоукрепительные одежды (покрытия и стенки);
- 2) буны или полузапруды (поперечные дамбы и траверсы);
- 3) донные полузапруды и пороги;
- 4) дамбы продольные (струенаправляющие);
- 5) заграждения рукавов;
- 6) прокопы;
- 7) сквозные сооружения;
- 8) запруды и пороги для борьбы с общим размывом русел, в частности на горных реках;
- 9) оградительные валы (дамбы) для защиты земель от затоплений.

Сюда не вошли сооружения на склонах бассейна ввиду простоты их, а также сооружения нового типа (по Потапову и Лосиевскому), кратко описанные в § 28.

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ РЕГУЛЯЦИОННЫХ РАБОТ

Регуляционные сооружения имеют часто значительную протяженность и требуют большого количества материалов, но технически являются сравнительно несложными конструкциями. Поэтому для них применяются материалы наиболее дешевые, имеющиеся на месте работ и почти не требующие затрат на транспорт их.

Материалы для регуляционных сооружений должны обладать устойчивостью:

- а) против размывающего и растворяющего действия воды и
- б) против действия ледохода и ледостава и вообще зимнего режима.

В регуляционных работах применяются следующие материалы ¹:

1. Камень¹, собираемый в русле реки или по берегам, окатанный речным потоком или рваный. Пригодны все породы за исключением весьма пористых известняков, слабых песчаников и т. п., легко разрушающихся в воде и при действии мороза. Размеры камня находятся в зависимости от назначения его в сооружении, обычно они не менее 8—10 см в поперечнике (3 кг весом), а для наружных частей набросок, одежд и пр. не менее 25—30 см (30—50 кг) во избежание уноса камней ледоходом.

2. Щебень, галька, гравий¹, находящие себе применение во внутренних частях сооружений. В отношении прочности предъявляются к ним те же требования, что и к камню.

3. Земли¹, как-то: песок, песчано-глинистые, глинистые грунты, идущие во внутренние части сооружений. Они должны обладать значительным объемным весом и противостоять размывающему действию воды; непригодны поэтому мелкий песок, илистые грунты, торфяные и т. п.

4. Дерево, применяющееся в виде хвороста, деревьев, прутьев, кольев и свай¹.

5. Металл¹, употребляемый главным образом в виде железной проволоки диаметром 2—5 мм, гвоздей, болтов, анкеров, скоб и пр., а также в качестве арматуры для железобетонных конструкций. Проволока применяется оцинкованной.

¹ См. главу 2.

6. Растительные материалы: а) высеваемые травы, б) дерн, широко применяемый для защиты откосов и гребней сооружений, в) мох и т. п.

7. Искусственные каменные материалы¹: бетон, железобетон, применяемые в тех случаях, когда нет естественного камня¹.

Из перечисленных простейших материалов изготавливаются составные или сложные материалы, являющиеся частями сооружений или представляющие собою простейшие сооружения. Сюда относятся:

1. Фашины — обыкновенные и тяжелые (описаны в гл. 2).

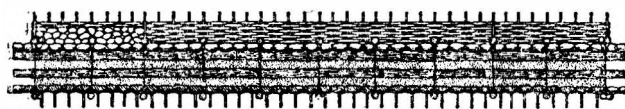
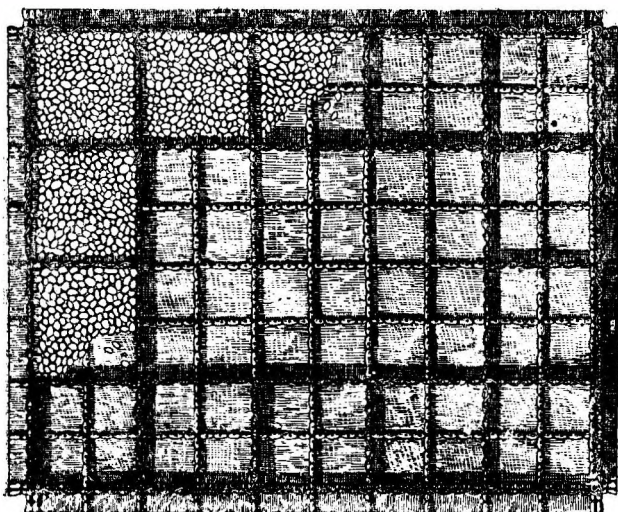
2. Тюфяки хворостяные и фашинные — которые делаются вообще из хвороста, причем размеры их в плане могут быть различными в зависимости от требований (ширина до 15 м, длина до 50 м и более).

Хворостяные тюфяки вяжутся из слоев хвороста, направленных нормально друг к другу; хворост скрепляется сетками (фиг. 55) из прутяных канатов (одна сверху, другая снизу тюфяка) с помощью веревки, проходящих через тело тюфяка. Толщина хворостяных тюфяков 0,45—0,8 м.

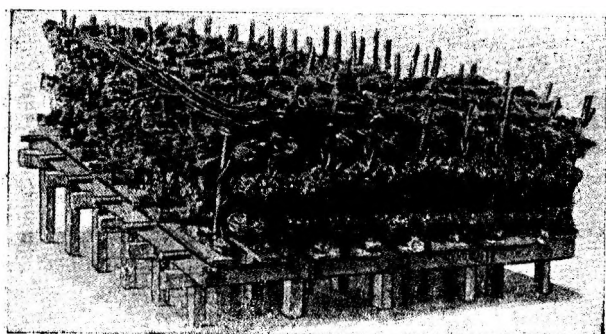
Фашинные тюфяки отличаются от хворостяных тем, что вместо слоев хвороста укладываются слои фашин, направленных в каждом слое нормально к фашинам в нижележащем слое (фиг. 56). Скрепление тюфяка производится тем же способом. Толщина фашинных тюфяков больше: от 0,7 до 1,5 м и более, что зависит от числа слоев фашин (минимально два).

Для опускания тюфяков в воду необходимо пригружать их камнем, или щеб- требуется до 0,1 м³ камня на 1 м³ тюфяка); для ограждения загрузки от осыпания и уноса водой устанавливаются на тюфяке иногда плетни.

Главнейшие свойства тюфяка — гибкость и прочность — зависят от примененного материала (лучший — ива), толщины тюфяка (чем он толще, тем меньше гибкость, но больше прочность) и качества вязки его.



Фиг. 55. Хворостяной тюфяк.

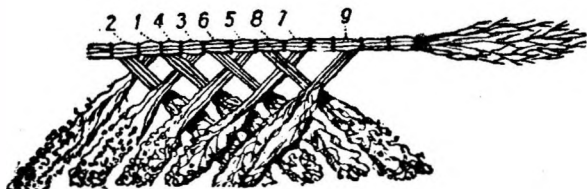


Фиг. 56. Фашинный тюфяк.

¹ См. главу 2.

3. Хворостяные покрывала или маты (фиг. 57), представляющие собой плетения из одного-двух рядов хвороста, расстилаемые по поверхности берега или сооружения для защиты его от размыва, или подвешиваемые в воде в так называемых "сквозных сооружениях".

4. Американские тюфяки, отличающиеся своим типом от наших. Фашинные тюфяки вяжутся из фашин диаметром 0,4—0,6 м проволокой и для жесткости скрепляются жердями. Рамочные тюфяки делаются из ивняка, заложенного в три слоя в деревянные рамы и в таком виде сжатого до отказа (фиг. 58). Нормальные размеры 40X35 м, применяются на Нижней Миссисипи. Их изготавливают вблизи ивовых зарослей и сплавом доставляют на место погружения (иногда на расстояние 150 км), что оказывается значительно дешевле доставки хвороста.

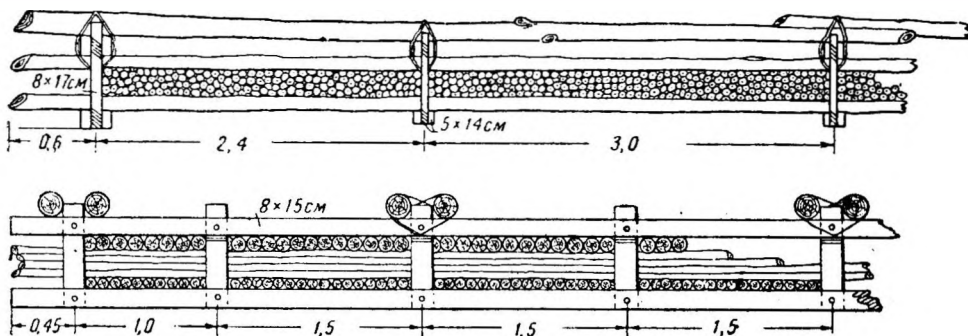


Фиг. 57. Хворостяное покрывало.

5. Плетни или плетневые заборы, состоящие из кольев, забиваемых в землю или в сооружение и обвитых в переплет хворостом.

6. Прутяные корзины (на Кавказе — "туры"), которые вяжутся из ивовых прутьев и имеют форму цилиндров или параллелепипедов; корзины заполняются камнем и в таком виде опускаются в воду.

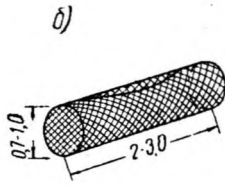
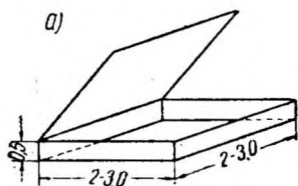
7. Металлические сетки (см. гл. 2), применяющиеся для различных покрытий и ограждений и устройства сетчатых сооружений.



Фиг. 58. Рамочный тюфяк.

8. Сетчатые или габионные конструкции, а) Габионы Пальвиса — ящики-параллелепипеды из сетчатых стенок, собираемые из отдельных частей на месте постройки и заполняемые камнем (гл. 2, фиг. 10). Размеры их: высота обычно 1 м, ширина 1—1,5 м и длина 3—5 м,

но могут быть и больше (применялись габионы длиной даже 40 м).



Фиг. 59. Габионные тюфяки и цилиндры.

б) Габионные тюфяки представляют собой габионы небольшой высоты (0,4—0,5 м), но широкие и длинные в плане, например 2X3 или 3X4 м или еще более (фиг. 59, а).

в) Сетчатые цилиндры и мешки отличаются от габионов Пальвиса формой, а также способом опускания, а именно: они могут нагружаться камнем на подмостях и затем сбрасываются в воду, как тяжелые фашины (фиг. 59, б).

скорость течения в толще их и не может разрушить прикрываемое ими дно; наносы, влекомые потоком, задерживаются в промежутках между хворостом и камнями, увеличивают вес тюфяков и делают их защитную способность еще большей.

В случае подмыва русла у оконечностей тюфяков и под ними вымоины заполняются опускающимися под действием собственного веса тюфяками и фашинами, и размыв прекращается.

В условиях размываемых русел, сложенных из мелкозернистого материала, фашинное или тюфячное основание под регуляционными сооружениями является обязательным.

Ясно также, что устройство монолитных конструкций (бетонных, бутовых стен и т. п.) в подобных условиях нецелесообразно и даже вредно, так как они, не обладая внутренней подвижностью и гибкостью, при деформациях русла разламываются на отдельные глыбы и перестают выполнять свою роль, создавая кроме того новые причины для ухудшения состояния русла.

§ 30. УКРЕПЛЕНИЕ БЕРЕГОВ

Способы укрепления берегов в части их, постоянно покрытой водой, и в части вышележащей различны, так как в последнем случае, т. е. при временном покрытии берега водой, возможно производство работ насухо (при спаде воды) и возможно применять живые, т. е. растущие, защиты и одежды; кроме того следует учитывать кратковременность действия потока на верхние части берега, особенно на участках, близких к самому высокому горизонту воды.

Поэтому рассмотрим отдельно работы по берегоукреплению в той и другой частях берега.

1. УКРЕПЛЕНИЕ БЕРЕГОВ В ПРЕДЕЛАХ ОТ НИЗКОГО МЕЖЕННЕГО ДО САМОГО ВЫСОКОГО ГОРИЗОНТА

Приводимые ниже типы укреплений расположены в порядке возрастающей их сопротивляемости действию течения (дается величина предельной допускаемой силы влечения S_0).

1. Посев трав ($S_0=1,0 \text{ кг/м}^2$). При отсутствии почвенного слоя на песчаных и глинистых берегах предварительно наносится слой в 12—15 см растительной земли, защищаемой от смыва полосами дерна шириной 15 см в расстоянии 1 м одна от другой или еще лучше — перекрещивающимися.

Сорта трав подбираются по местным климатическим и почвенным условиям.

2. Покрытие дерном ($S_0=1\div 2 \text{ кг/м}^2$). Плитки дерна укладываются плашмя наискось к течению и пришиваются к берегу кольями или металлическими сетками с крупными ячейками. Иногда плитки укладываются в стенку, такое укрепление более прочно.

3. Рассадки ивы применяются для пологих песчаных берегов. Черенки ивы (белотал, верболоз) 1,5—3 см толщиной и 30—40 см длиной, свежесрубленного дерева, садятся:

а) или рядами под углом 30° — 45° к урезу воды в расстоянии от 0,5—1,0 м ряд от ряда и 0,2—0,4 м в ряду,

б) или гнездами в ямках 30 см диаметром при расстоянии ямок 1—1,5 м друг от друга,

в) или бороздами (глубиной 15 см), причем черенки длиной до 2 см укладываются по дну борозды и засыпаются землей. $S_0=2\div 3 \text{ кг/м}^2$ — вначале, а после разрастания — до 5 кг/м^2 .

4. Хворостяная выстилка долговечна, когда прорастает. Она представляет собой слой хвороста толщиной 15—20 см, пришиваемый к берегу прутьями канатами и кольями. Лучший эффект дает попереч-

ная выстилка, где хворостины направлены поперек течения, худший — продольная (хворостины вдоль течения) и средний — косая или наклонная (хворостины направлены под углом к течению).

5. Плетни, косо направленные к течению параллельными или пересекающимися ("в клетку") рядами, прорастая, дают укрепление более сильное, чем просто рассадки ($S_0 = 5 \text{ кг/м}^2$), но вначале сопротивляемость их значительно меньше. При заполнении плетневых клеток галькой, а тем более камнем получается довольно сильное крепление, выдерживающее силу влечения S_0 до $10 \div 12 \text{ кг/м}^2$, в зависимости же от размера камня — и более этой величины. Размеры клеток $0,7—2,0 \text{ м}$ при высоте $0,2—0,4 \text{ м}$, откос не круче $1 : 1—1 : 1,5$; при мелкозернистых грунтах берега под галечное или каменное заполнение клеток подстилается слой ($8—10 \text{ см}$) мха, соломы или хвороста или же слой щебня и гравия.

6. Мощение откосов камнем производится обязательно на слое крупнозернистого песка или гравия при относительно небольших скоростях течения и на слое щебня — при более значительных. Одиночная мостовая делается толщиной $0,25—0,30 \text{ м}$ при подстилающем слое $0,15—0,20 \text{ м}$; двойная мостовая является более надежным креплением, верхний слой ее (камни тычком) имеет толщину до $0,30 \text{ м}$, а нижний $0,20—0,25 \text{ м}$ при небольшой подготовке из слоя щебня или гравия в $0,10—0,15 \text{ м}$. Для одиночной мостовой $S_0 = 8—16 \text{ кг/м}^2$, для двойной — S_0 доходит до 24 кг/м^2 в зависимости от размеров камня.

Важными моментами при мощении являются: а) плотная укладка камней, обязательно тычком, с трамбованием и расщебенкой пустот, а также б) обеспечение в основании мостовой, внизу, упора, предохраняющего ее от сползания. Таким упором является нижележащая подводная часть берегоукрепления (см. ниже).

Следует отметить еще укрепление мощением в плетневых клетках, обладающее большой сопротивляемостью, возрастающей после развития растительности из проросших плетней.

7. Укрепления сетчатые и габионные применяются в тех случаях, когда нет подходящего камня для мостовой или когда откосы берегов очень круты.

Довольно прочное покрытие достигается габионными тюфяками (фиг. 60а), которые должны иметь в основании упор из габионов или же продолжаться и в пологой части дна. Для таких креплений можно принять S_0 равным до $8 \div 16 \text{ кг/м}^2$.

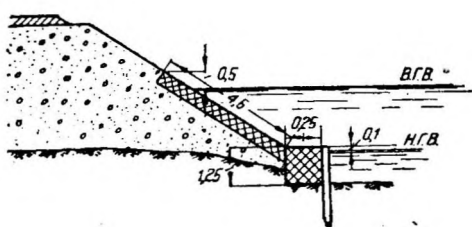
Более часто применяется крепление из габионов, образующих род стенки, имеющей плавное очертание в плане, без особых планировочных работ по берегу. Типы такого крепления приведены на фиг. 60б и 60в. Во всех случаях тюфяк в основании является безусловно необходимым, так как в случае подмыва конец тюфяка опускается и заполняет размыв, тем самым обычно прекращая последний.

Пазухи между габионами и откосом берега заполняются отложением наносов, производимым самим потоком, если последний затопляет при паводке укрепления, в противном случае — искусственным способом. Для подобного типа укреплений можно принять $S_0 = 16 \div 20 \text{ кг/м}^2$.

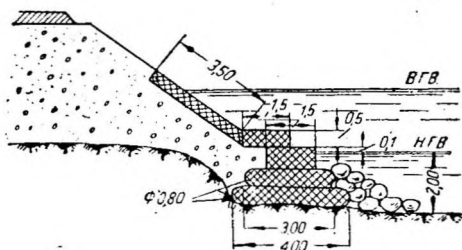
8. Бетонные и железобетонные одежды, могущие заменить мостовую в случаях отсутствия камня крупных размеров, устраиваются на спланированном береговом откосе $1:1,25—1:2$ и положе..

Бетонные плиты применяются толщиной $0,15—0,20 \text{ м}$, шириной (вдоль течения) $2—3 \text{ м}$ и длиной в соответствии с длиной откоса (избегать сквозных продольных швов). Плиты бетонируются на месте укладки, причем под ними укладывается небольшой слой подготовки из крупнозернистого песка или гравия, в местах же стыков — более толстый слой щебня и гравия в виде обратного фильтра (фиг. 61), препятствующего вымыву грунта из-под плиты, что обычно является причиной разрушения подобных укреплений

Железобетонные одежды делаются в виде плит, армированных сеткой и потому более тонких (8—10 см). Для скрепления таких плит с грунтом берега устраиваются анкеры в виде железных стержней, заглубляемых в грунт на 0,7—0,8 м и связанных с арматурой плиты (фиг. 62, б),

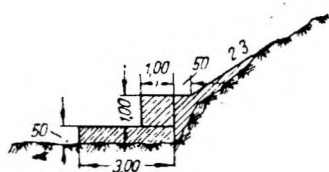


Фиг. 60а. Укрепление берега габионами.

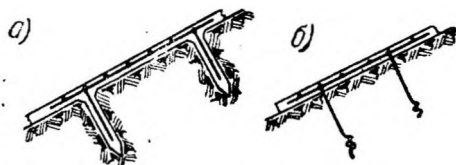


Фиг. 60 б. Укрепление берега габионами.

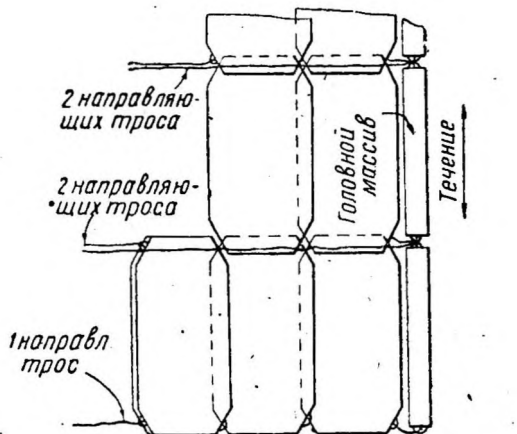
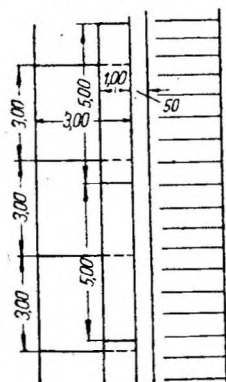
или в виде железобетонных сваяк, бетонированных в лунках, делаемых с помощью предварительной забивки кольев (фиг. 62, а).



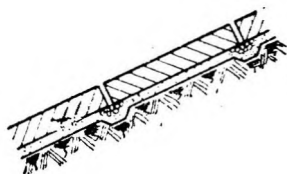
Фиг. 60 в. Укрепление берега габионами.



Фиг. 62. Железобетонные крепления берегов



Фиг. 63. Бетонные тюфяки.



Фиг. 61. Бетонные плиты.

Бетонные и железобетонные одежды применяются большею частью в искусственных руслах, в естественных — реке, так как требуют тщательной планировки, очень чувствительны к подмывам, страдают и от ледохода. S_0 может быть принято равным $10 \div 30 \text{ кг/м}^2$ в зависимости от толщины плит.

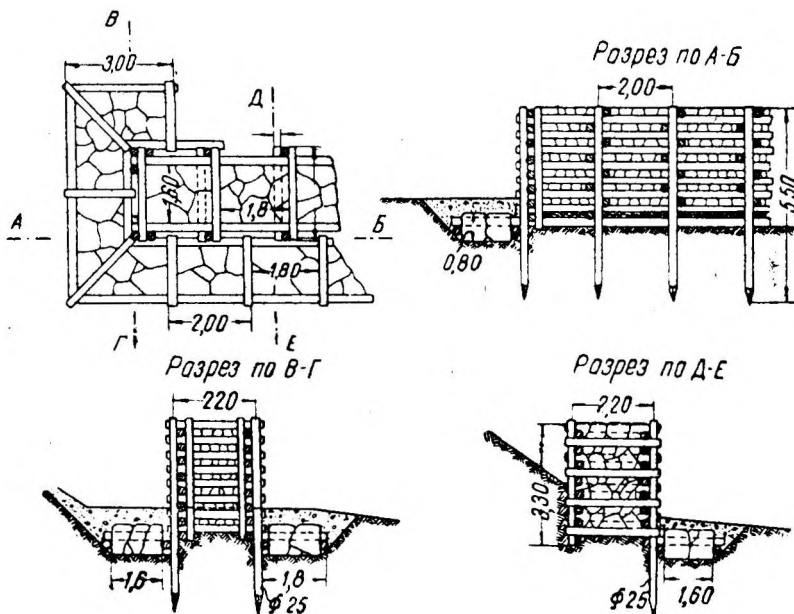
Бетонные тюфяки. Гибкий бетонный тюфяк (фиг. 63) составляется из бетонных плиток, связанных между собой арматурной про-

локой. По опыту США диаметр продольной проволоки 6 мм и поперечной — 5 мм. Каждая секция тюфяка включает 25 плиток размером 120X30X8 см, имеет длину 7,5 м и покрывает площадь в 9 м². Секции изготавливаются и собираются на специально оборудованных пловучих заводах.

От пребывания под водой связывающая проволока, как показывает опыт, разрушается, поэтому опыты по улучшению данного типа не прекращаются.

9. Асфальтовые покрытия (тюфяки). В 1933 г. на Нижней Миссисипи был испытан новый тип тюфяка с применением битуминозного материала вместо хвороста и бетона; размер тюфяка 90X6 м, толщина тюфяка 5 см, арматура — проволочная сетка с клетками 5X10 см, состав материала: 66% речного песка, 22% лёсса и 12% асфальта. Тюфяк отличался и погружался на дно со специальной баржи.

Преимущество асфальтового тюфяка — отсутствие незащищенной арматуры, а также швов, через которые обычно происходит вымывание



Фиг. 64. Ряжевые сооружения

грунта. Предварительные опыты дают основания считать его надежным покрытием.

Для участка полого берега, затопляемого лишь периодически, может применяться и неармированное асфальтовое покрытие, но предварительно откос надо хорошо спланировать.

10. Укрепление из каменной кладки в виде наброски или в виде правильной сухой кладки применяется особенно часто на реках горных с большими скоростями течения. Каменная наброска может выполняться и под водой, сопротивляемость ее действию текучей воды зависит от размера камней (не менее 0,3 м в поперечнике) и может противостоять $S_0=16\div 24$ кг/м². Если размеры даже крупного камня недостаточны, то иногда применяют скрепление камней между собою цепями и другими металлическими связями.

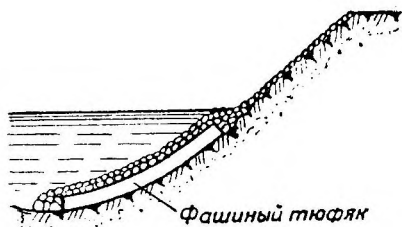
Сухая кладка выполняется из крупных камней (0,3—0,5 м), по возможности правильной формы; для нее необходимо иметь неподвижное основание в воде из достаточного каменного массива, или в виде деревянного ростверка или ряжа. В последнем случае это укрепление выдерживает $S_0=40\div 60$ кг/м²

11. Ряжевые укрепления отличаются наибольшей сопротивляемостью воздействию потока (S_0 равно от 20 до 100 и даже до 150 $кг/м^2$ в зависимости от конструкции). Изготавливаются они в виде заполняемых камнем сквозных ряжей, между венцами которых оставляются промежутки (фиг. 64). Верхний слой должен быть из особо крупных камней. Для удержания ряжей от сдвига, если позволяет грунт, забивают старые рельсы или металлические сваи.

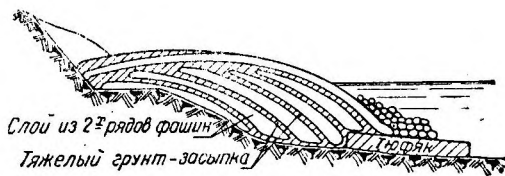
Ряжевые укрепления обладают достаточной подвижностью и прочностью, венцы их скрепляются скобами, болтами, костылями, однако деревянные ряжи в условиях попеременного затопления и обнажения из-под воды начинают загнивать. В последнее время в Италии применен тип железобетонных ряжей (на р. Пассирио), образуемых из железобетонных брусьев сечением 0,15X0,20 м, армированных четырьмя прутьями диаметром 10 мм и связанных между собой металлическими тросами диаметром 18 мм. Размер клеток ряжей 2,80—3,0 м. Железобетонные ряжи, обладая гибкостью, подвижностью и нужной прочностью, вместе с тем и более долговечны, чем деревянные.

2. УКРЕПЛЕНИЕ ПОДВОДНЫХ ЧАСТЕЙ БЕРЕГОВ

Ниже нормального меженного горизонта растительность обычно уже не может развиваться вследствие частых или постоянных затоплений этого участка берега водой. В частях берега, постоянно покрытых водой (ниже самого низкого горизонта воды), методы производства работ иные, чем в частях, обнажающихся от воды или покрытых небольшим слоем воды в 0,3—0,5 м. В постоянно или периодически затопляемых частях берега применяются нижеперечисленные типы укреплений:



Фиг. 65. Укрепление берега фашинным тюфяком.



Фиг. 66. Укрепление берега фашинной погружаемой кладкой.

1. Фашинные укрепления:

- а) в виде опускаемых в воду фашинных тюфяков, пригруженных камнем или кулями с землей (фиг. 65),
- б) в виде погружаемой фашинной кладки (при глубинах до 1,5—1,7 м) (фиг. 66),
- в) из тяжелых (груженых) фашин (фиг. 67) или
- г) комбинированным способом: из тюфяков и фашинной кладки при глубинах более 1,5 м, из тюфяков и тяжелых фашин и т. д.

Этого рода укрепления свойственны равнинным рекам; $S_0 = 3 \div 7 \text{ кг}/\text{м}^2$.

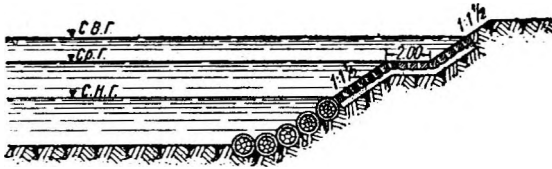
В отношении фашинной погружаемой кладки надо отметить необходимость хорошей заделки ее концов в берег, для чего устраивается в нем специальная выемка. Самая кладка ведется так: кладется первый ряд фашин верхушками в сторону реки, "пришивается" прутьяными канатами и кольями; на этот ряд кладется второй, тоже пришивается, и этот слой пригружается тяжелой землей. На первый слой укладываются аналогично второй (тоже из двух рядов фашин) и затем последующие, постепенно выдвигаемые в реку до заданной трассы или линии крепления.

2. Плетнево-каменные укрепления. Простейшее укрепление состоит из плетеных корзин с камнем, опускаемых в угрожаемых местах. Собственно плетнево-каменные укрепления представляют собою двойные

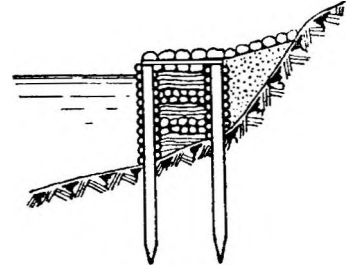
плетни (фиг. 68) высотой до 1—1,5 м, связанные между собой плетневыми перегородками, а иногда схватками поверху и заполняемые камнем, а еще лучше перемежающимися слоями камня и хвороста, сплетаемого в полотнища. Этот тип распространен на Кавказе. Сопротивляемость его характеризуется $S_0=5\div 8 \text{ кг/м}^2$.

3. Свайные и шпунтовые укрепления представляют собой более прочные, но и более дорогие, чем плетнево-каменные, крепления, являясь в то же время развитием последнего типа.

Свайные укрепления представляют собой или сплошной ряд свай, забитых по плавной трассе в плане и нагруженных со стороны берега

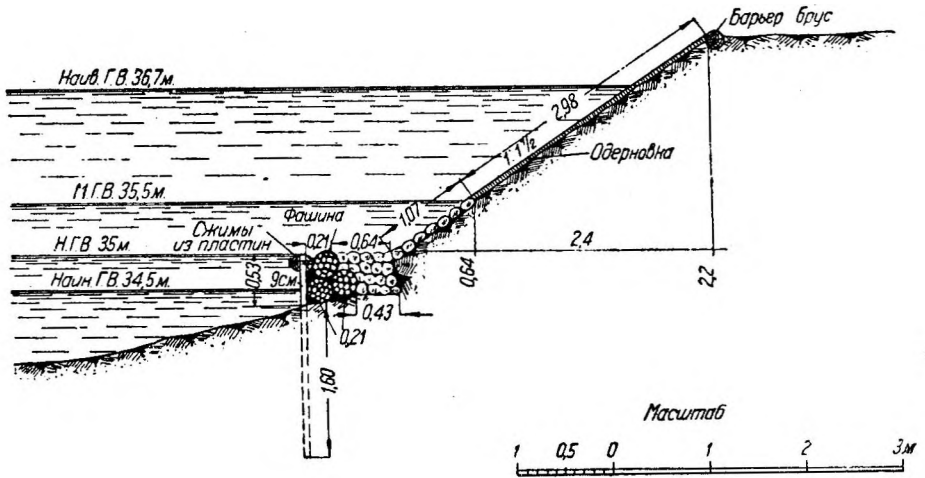


Фиг. 67. Укрепление берега тяжелыми фашинами.



Фиг. 68. Укрепление берега-камнем в плетнях.

тяжелыми фашинами или камнем (фиг. 69), или сваи, забитые в некотором расстоянии друг от друга и обшитые с внутренней стороны досками, пластинами (заборчатое укрепление) или заложенные тяжелыми фашинами, габионами (цилиндрами) и т. п. При высоте стенок более 0,7—1,0 м устраивают анкеры для увеличения устойчивости укрепления и конструкцию подвергают статическому расчету, как свайнозаборчатую подпорную стенку (фиг. 79).

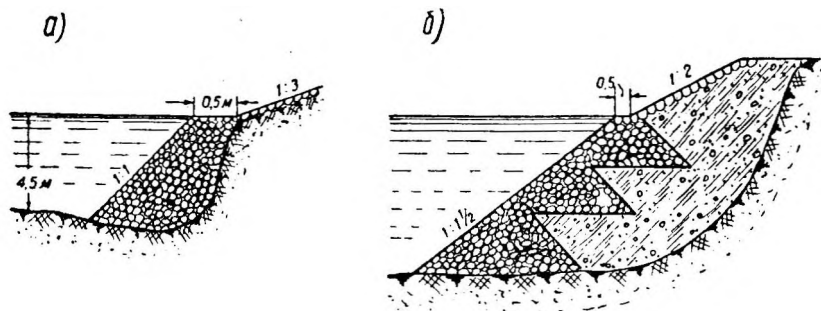


Фиг. 69. Свайно-фашинно-каменное укрепление берега.

В шпунтовых укреплениях стенки устраиваются в виде шпунтового ряда и обладают большою водонепроницаемостью, засыпка может состоять из крупнозернистого песка; прочность стенок выше, но они дороже свайных.

В смысле сопротивляемости свайные укрепления допускают S_0 до 16 кг/м^2 , а шпунтовые до $20\div 24 \text{ кг/м}^2$. Надлежит обращать особое внимание на защиту стенок от подмыва со стороны реки, давая соответственную глубину забивки или делая перед стенкой отсыпь из камня, фашин и т. п.

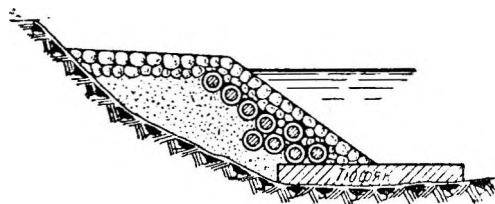
4. Каменные укрепления устраиваются в виде набросок или отсыпок камня, лежащего под водой откосом не круче 1:1. Тип каменной наброски в чистом виде представлен на фиг. 70, а; при недостатке крупного камня внутреннюю часть отсыпают из мелкого или из щебня и гравия под защитой постепенно возводимых наружных каменных призм (фиг. 70, б). В случае отсыпки мелкого грунта целесообразно прикрывать его тяжелыми фашинами для лучшей защиты от вымывания его водой (фиг. 71). $S_0=8\div 20$ кг/м² в зависимости от крупности камня и защищенности основания.



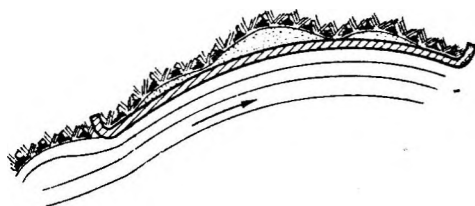
Фиг. 70. Укрепление берега каменной наброской.

5. Габбионное укрепление под водой может выполняться только в виде опускаемых в воду габбионных цилиндров или вальцов, описанных выше.

6. Ряжее укрепление (из деревянных ряжей) возможно возводить и в воде, нагружая камнем ряж, установленный наплаву в месте опускания, и одновременно его наращивая. Однако такой операции иногда препятствуют значительные скорости течения в потоке.



Фиг. 71. Укрепление берега тяжелыми фашинами и камнем.



Фиг. 72. Береговая опояска.

Общие замечания. Выбор того или иного типа берегоукрепления зависит от рода грунта русла, величины влекущей силы $S_0=\gamma hJ$, как условного измерителя воздействия потока на русло, или от скорости течения потока и наконец от имеющихся в распоряжении местных материалов.

При разбивке берегоукрепления в плане необходимо придавать ему плавное очертание и плавно, без выступов, сопрягать его с берегами в концевых частях крепления.

Для этого приходится берег планировать (срезать, подсыпать), причем иногда линия укрепления может значительно отходить от берега и самое крепление может иметь вид продольной дамбы. Этот тип крепления называется иногда береговой опояской (фиг. 72).

§ 31. УКРЕПЛЕНИЕ БЕРЕГА ВЕРТИКАЛЬНОЙ СТЕНКОЙ. НАБЕРЕЖНЫЕ

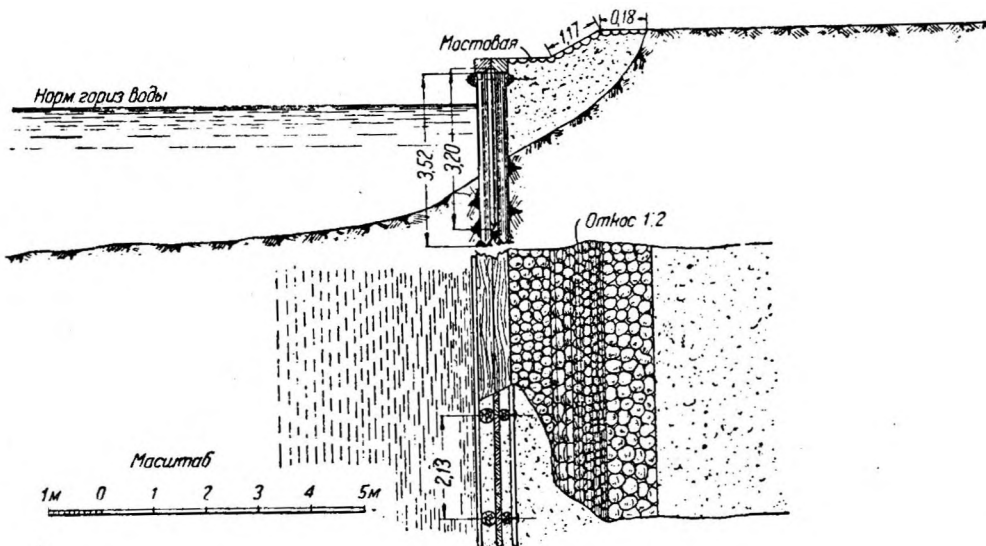
Береговые укрепления в виде вертикальных стенок устраиваются в целях сбережения площади городских земель и улиц (теряемых при откосных укреплениях берегов), в целях обеспечения причала судов и

наконец в целях архитектурных. Вертикальные береговые стенки, расположенные в городах и других населенных пунктах, в портах и гаванях, носят название набережных.

Типы набережных зависят от их высоты и от применяемого материала.

1. НАБЕРЕЖНЫЕ ШПУНТОВЫЕ И ЗАБОРЧАТЫЕ

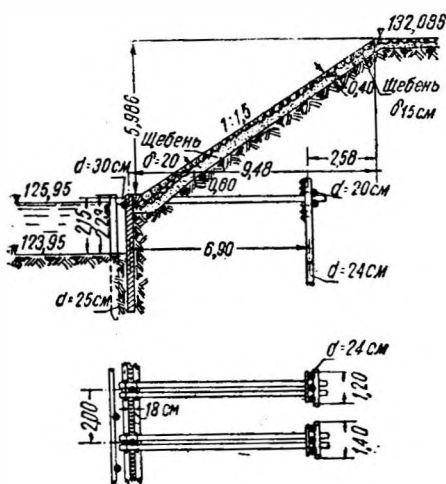
Описываемые набережные представляют собой вертикальные стенки, забитые в грунт основания и состоящие из шпунтов или из свай, перекрытых со стороны засыпки досками, пластинами или железобетонными плитами.



Фиг. 73. Шпунтовая набережная на р. Ковже.

На фиг. 73 приведено береговое укрепление в виде шпунтовой стенки, выполненное на р. Ковже. Укрепление состоит из дощатой шпунтовой стенки, забитой на глубину 1,07 м, по верху шпунта уложен шапочный брус.

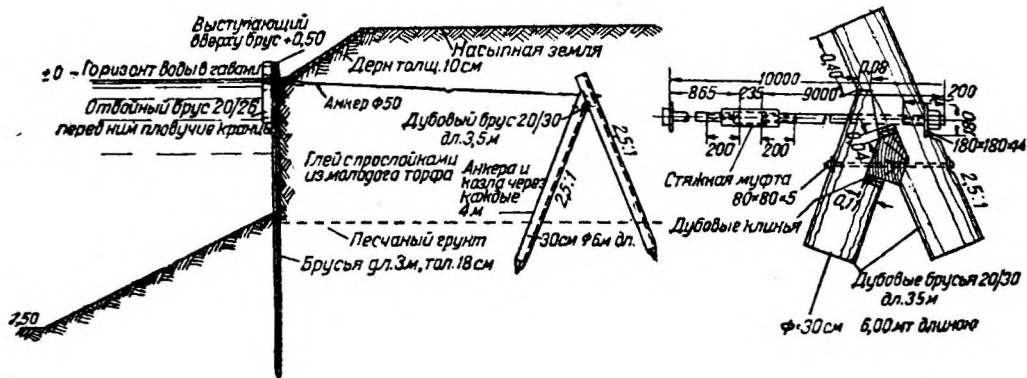
На фиг. 74 показано укрепление причальной линии стенкой полуткосного типа высотой 2,15 м. Шпунтовая стенка состоит из деревянных шпунтин толщиной 18 см, забитых на глубину 4,25 м. Для предотвращения повреждений вертикальной стенки швартующимися судами с наружной стороны ее устроен отбойный брус, укрепленный на специально забитых отбойных сваях по фронту причала через каждые 2 м. Верхняя часть шпунтовой стенки закреплена помощью деревянных анкерных тяжей к анкерным сваям, забитым вне призмы обрушения. Анкерные сваи снабжены кроме того плитой из шести рядов пластин-коротышей. При значительных усилиях на анкеры целесообразно анкерные сваи заменять козлами (фиг. 75).



Фиг. 74. Деревянная шпунтовая стена (анкерная).

Свайные анкерные козлы находятся на расстоянии 4 м друг от друга и состоят из двух свай диаметром 0,3 м и длиной 6,0 м, из которых

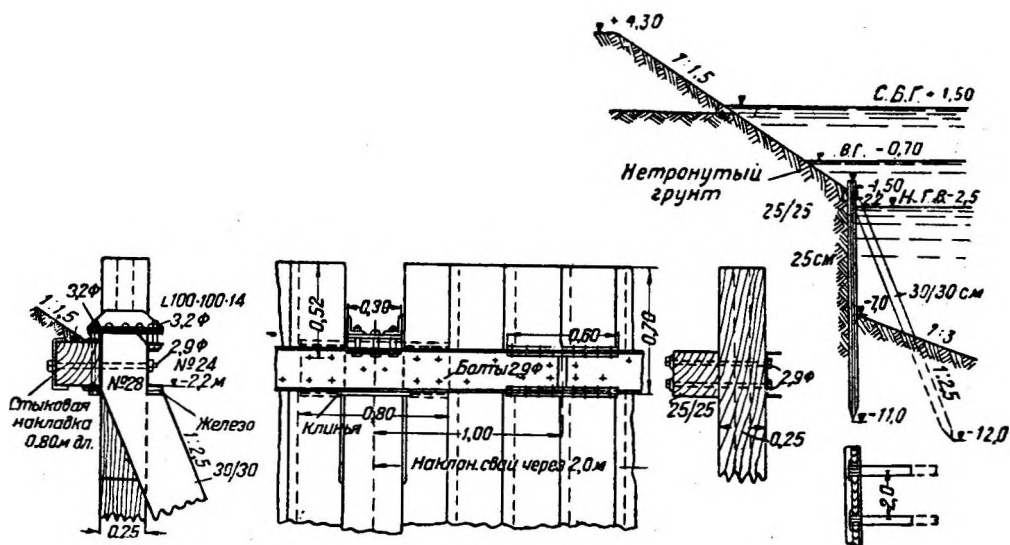
одна работает на сжатие, другая — на растяжение; обе сваи лежат в одной плоскости и жестко соединены друг с другом дубовой подушкой и специальной врубкой. Между дубовой подушкой и краями врубок в сваях в местах передачи давления забиты двойные дубовые клинья, обеспечивающие плотное соприкосновение и совместную работу обеих свай. Железный тяж диаметром 50 мм пропущен через обе сваи и закреплен на задней с помощью гайки и железной прокладки. Тяж снабжен стяжной муфтой,



Фиг. 75. Набережная в Эмдене.

расположенной у шпунтовой стенки, для возможности подтягивания его в случае деформации стенки.

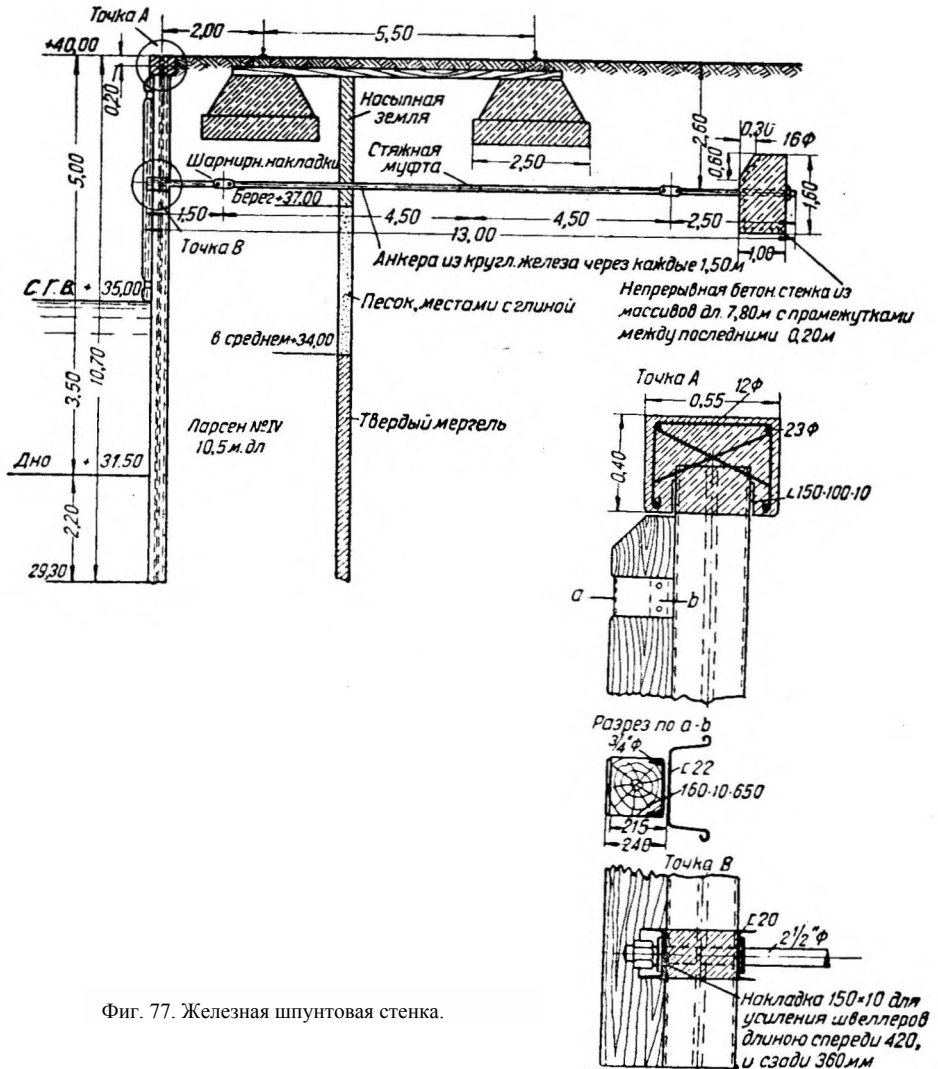
В тех случаях, когда шпунтовое ограждение не служит целям причала судов, вместо анкера предпочтительнее устраивать подпорные наклонные сваи с наружной стороны стенки (фиг. 76).



Фиг. 76. Шпунтовая подпорная стенка с наклонными сваями.

При значительной высоте стенок применяют железные и железобетонные шпунтовые стенки. Стенка, изображенная на фиг. 77, состоит из шпунтин системы Ларсена тип IV (гл. 8) длиной 10,5 м, забитых на глубину 2,20 м и схваченных сверху двумя уголками 150X100X10 мм. Сверху стенка имеет солидный шапочный брус-насадку из железобетона.

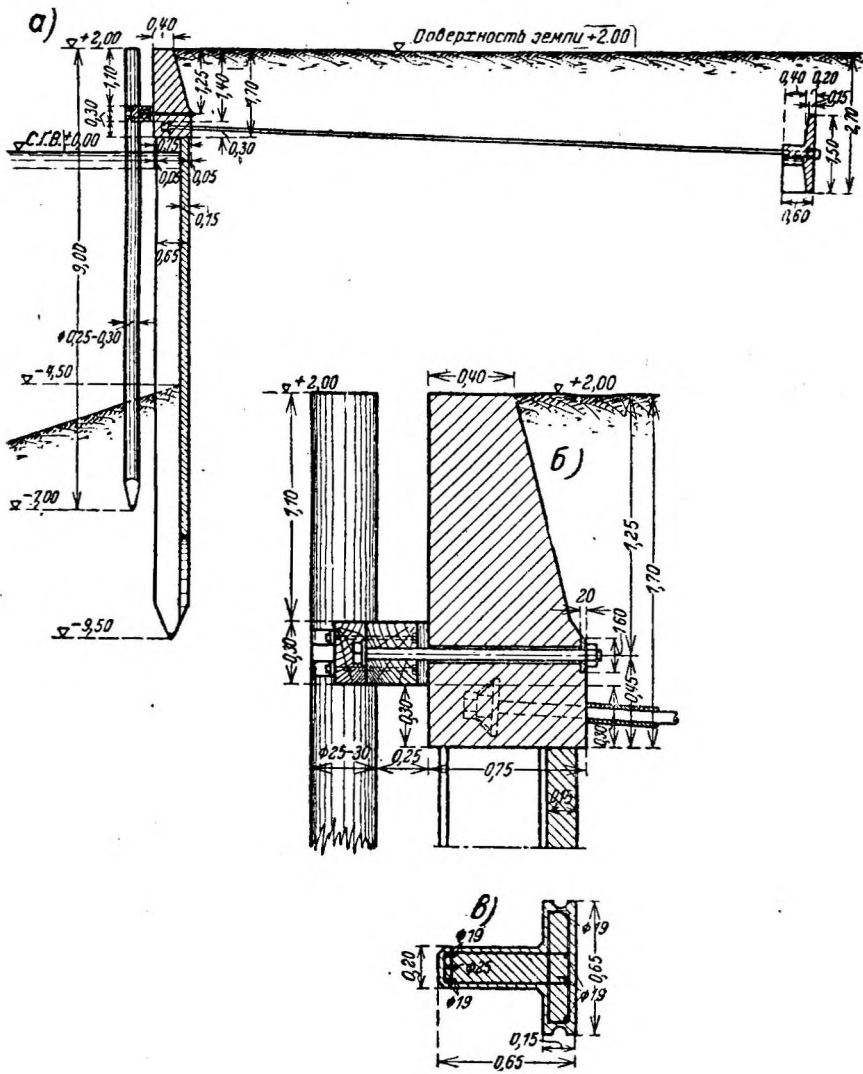
Расположенные в расстоянии 1,5 м друг от друга анкерные тяжи из круглого железа диаметром 6,5 см закрепляются в грунте помощью бетонных армированных анкерных плит из отдельных массивов высотой 1,60 м и длиной 7,8 м, так что каждым массивом может быть удержано 5 анкеров. На фиг. 78 дан пример железобетонной, усиленной анкерным устройством береговой стенки. Стенка состоит из железобетонных шпунтин таврового сечения, солидно армированных, длиной 9,75 м, из которых 5,0 м в грунте. Вверху шпунтины связаны вместе бетонной стенкой высотой 1,70 м, которая также служит для прикрепления анкерных тяжей и отбой-



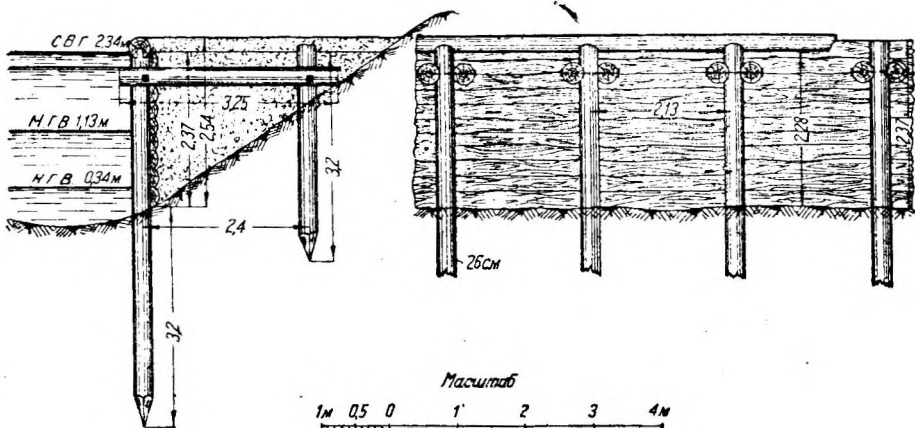
Фиг. 77. Железная шпунтовая стенка.

ного бруса. На расстоянии 12,5 м от стенки устроены железобетонные анкерные плиты высотой 1,50 м. С передней стороны стенки забиты в грунт отбойные сваи диаметром 25—30 см.

Тип заборчатой стенки небольшой высоты показан на фиг. 79. Заполнение стенки между сваями здесь состоит из полубревен, в других случаях оно устраивается из толстых досок и пластин, соединяемых в четверть, резе в шпунт, для того чтобы предотвратить вымывание засыпки через щели обшивки.

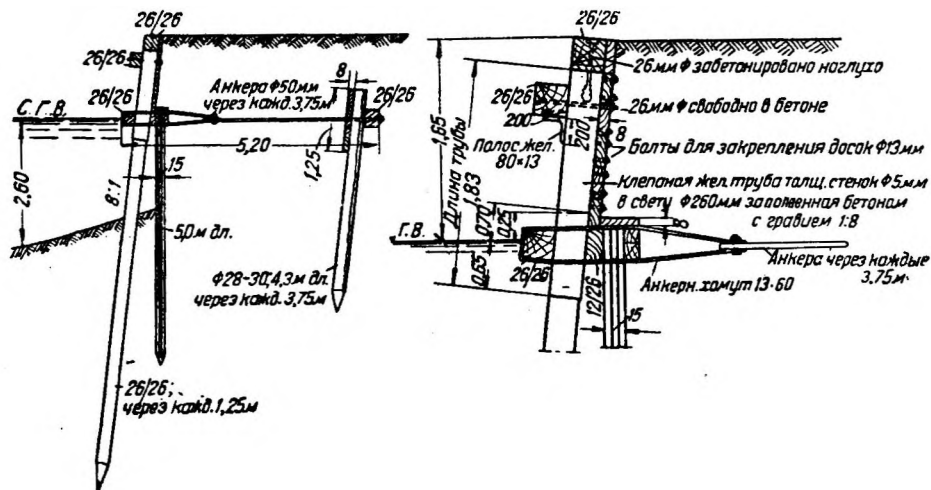


Фиг. 78. Железобетонная шпунтовая стенка.



Фиг. 79. Заборчатая стенка.

На фиг. 80 показан тип комбинированной заборчато-шпунтовой стенки имеющей то преимущество, что, когда верхняя часть стенки (заборчатая), временами обнажающаяся из-под воды, загниет, она может быть заменена



Фиг. 80. Заборчато-шпунтовая стенка.

новой, нижняя же, шпунтовая, всегда находится под водой и поэтому служит гораздо дольше и обладает большей водонепроницаемостью.

2. РАСЧЕТ ШПУНТОВЫХ СТЕНОК

Статический расчет устойчивости и прочности стенки заключается в установлении необходимой глубины забивки ее в грунт и определении напряжений в материале стенки. Рассмотрим отдельно свободно стоящую стенку и стенку с анкером.

а) Стенка без анкера

Давление земли при отвесной стенке длиной единица и горизонтально ограниченной засыпке дается, как известно, формулой:

$$E = 1/2 \gamma_1 (H^2 + 2Hh) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right),$$

где γ_1 — объемный вес засыпки;

H — высота стенки;

h — высота (приведенная к весу грунта засыпки) нагрузки на засыпке;

φ — угол внутреннего трения грунта засыпки. Удельное давление грунта определяется производной от E по H :

$$\sigma_a = \frac{dE}{dH} = \gamma_1 (H + h) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma_1 (H + h) \lambda_a, \quad (47)$$

где

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Аналогично отпор грунта (пассивное давление) равен вообще:

$$\sigma_p = \gamma_1 (H + h) \lambda_p, \quad (47')$$

где

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right).$$

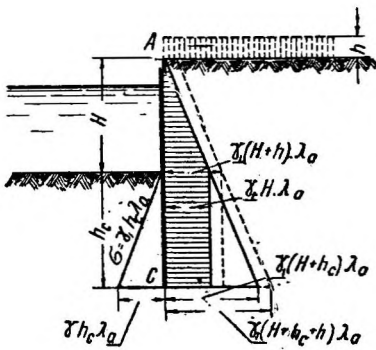
Для упрощения решения поставленной задачи делаем предположение о достаточно большой жесткости стенки по сравнению с упругостью грунта, в который она забита.

Шпунтовая стенка, ограждающая засыпку, нагружена активным давлением земли, интенсивность которого с обеих сторон указана на фиг. 81. В случае однородного грунта эпюры давлений грунта изобразятся треугольниками, и результирующая эпюра — заштрихованной фигурой.

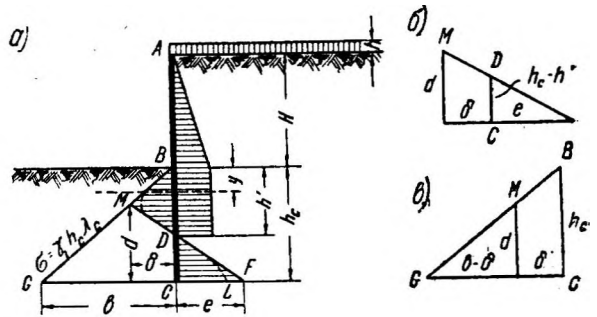
Величина площади этой заштрихованной фигуры зависит также от того, имеется ли на засыпке какая-либо нагрузка или нет, и кроме того от степени водопроницаемости грунта засыпки. Влияние первого обстоятельства изображено пунктиром на фиг. 81.

В случае грунта разнородного или насыщенного до известного уровня водой эпюра единичных давлений будет изображаться ломаной линией.

Изображенная на фиг. 81 результирующая эпюра единичных давлений была бы возможна однако лишь в том случае, если бы точки Л и С стенки были неподвижны и сама стенка была абсолютно жесткой. Поскольку это не так, давление засыпки вызовет изгиб и смещение стенки, как:



Фиг. 81.



Фиг. 82.

если бы она вращалась вокруг некоторой точки D (фиг. 82) и следовательно появится пассивное сопротивление грунта ниже дна, вверх слева и вниз справа. Эпюра напряжений отпора грунта, повидимому, может быть изображена пунктирной кривой BDL . Решение задачи с такой кривой отпора более сложно, здесь же дается упрощенное решение с заменой кривых участков линии BDL прямыми BM и MF . Вследствие деформации стенки около точки D , эпюра удельного активного давления засыпки будет иметь распространение только до точки D , так как далее будет действовать вызванное поворотом стенки пассивное давление грунта с наибольшим напряжением e .

Условие равновесия горизонтальных сил дает следующее соотношение:

$$\lambda_a \gamma_1 (H+h) \frac{H+h}{2} + \lambda_a \gamma_1 (H+h) h' + \frac{b+e}{2} d - \frac{bh_c}{2} = 0. \quad (48)$$

Условие равенства нулю моментов всех сил вокруг точки C дает:

$$\lambda_a \gamma_1 \frac{(H+h)^2}{2} \left(h_c + \frac{H+h}{3} \right) + \lambda_a \gamma_1 (H+h) h' \left(h_c - \frac{h'}{2} \right) + (b+e) \frac{d^2}{6} - \frac{bh_c^2}{6} = 0, \quad (49)$$

где $b = \lambda_p \gamma_1 h_c$.

Согласно фиг. 82, b и e имеем следующие соотношения:

$$1) \frac{h_c - h'}{d} = \frac{e}{e + \delta}, \text{ откуда } h' = h_c - \frac{de}{e + \delta};$$

$$2) \frac{\delta}{b} = \frac{h_c - d}{d}, \text{ откуда } \delta = \frac{b(h_c - d)}{d}.$$

Из этих уравнений может быть легко найдено e , которое должно удовлетворять условию:

$$e < \lambda_p \gamma_1 (h_c + H) - \lambda_a \gamma_1 h_c. \quad (50)$$

При трехкратном запасе прочности (как показал Нибур), т. е. при

$$e = \frac{1}{3} [\lambda_p \gamma_1 (h_c + H) - \lambda_a \gamma_1 h_c],$$

подтверждается распространенное на практике правило принимать глубину забивки шпунтовой стенки равной высоте $H = h_c$.

Проще всего решать уравнения (48) и (49) приближенно с выражением величины h' через h_c ; обычно в шпунтовых стенках h' меняется в пределах $(0,7 \div 0,8)h_c$. Порядок расчета таков: приняв в качестве первого приближения $h' = 0,8h_c$, решаем уравнения и находим e (задаваясь величиной h_c), которое должно удовлетворять условию (50), после этого следует проверить величину h' в соответствии с принятой h_c , и если h' близко к $0,8 h_c$, то расчетом следует удовлетвориться; в противном случае необходим пересчет по новому h' .

Место наибольшего изгибающего момента определяется, как известно, выражением:

$$\frac{dM}{dy} = Q = 0.$$

Это условие может быть удовлетворено лишь на участке стенки BD , так как на остальном протяжении поперечная сила не меняет знака. Для некоторой глубины y поперечная сила будет равна:

$$Q = -\frac{1}{2} \gamma_1 \lambda_a (H + h)^2 - \gamma_1 \lambda_a (H + h) y + \frac{1}{2} \gamma_1 \lambda_p y^2 = 0.$$

Определив из этого уравнения величину y , находим изгибающий момент:

$$M = -\frac{1}{2} \gamma_1 \lambda_a (H + h)^2 \left(\frac{H + h}{3} + y \right) - \gamma_1 \lambda_a (H + h) y \cdot \frac{y}{2} + \frac{1}{6} \gamma_1 \lambda_p y^3$$

и проверяем напряжение материала стенки (деревянной или металлической) по формуле $\sigma = M/W$.

При этом следует отметить, что допускаемое напряжение материала шпунтовых стенок (вследствие несовершенства приведенного метода расчета и неучета ряда обстоятельств, повышающих устойчивость стенки) обычно принимается значительно большим, чем при работе этого же материала в других конструкциях (например для дерева до 200 кг/см^2 и для стали до $1900 - 2000 \text{ кг/см}^2$).

б) Стенка, закрепленная анкером

Действительная эпюра пассивного сопротивления грунта перед стенкой точно неизвестна; Крей изображает ее для простоты решения задачи

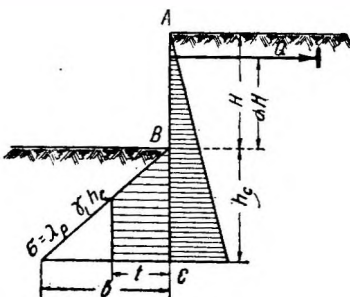
в виде трапеции согласно фиг. 83. Условия равновесия стенки напишутся в следующем виде:

$$Q + th_c - t^2 \frac{h_c}{2b} - \lambda_a \gamma_1 \frac{(H + h_c)^2}{2} = 0.$$

При запасе прочности, определяемом коэффициентом n ,

$$t = \frac{b}{n} = \frac{\lambda_p \gamma_1 h_c}{n},$$

$$Q + \gamma_1 \lambda_p h_c^2 \left(\frac{1}{n} - \frac{1}{2n^2} \right) - \frac{1}{2} \gamma_1 \lambda_a (H + h_c)^2 = 0,$$



Фиг. 83.

откуда натяжение анкера:

$$Q = \gamma_1 \lambda_p h_c^2 \cdot \frac{1-2n}{2n^2} + \frac{1}{2} \gamma_1 \lambda_a (H + h_c)^2. \quad (51)$$

Условие равенства моментов всех сил вокруг точки С:

$$Q(h_c + \alpha H) + \gamma_1 \frac{th_c^2}{2} - \gamma_1 \frac{t^2 h_c^2}{2b} \left(h_c - \frac{th_c}{3b} \right) - \gamma_1 \lambda_a \frac{(H + h_c)^3}{6} = 0,$$

или

$$Q(h_c + \alpha H) + \frac{\gamma_1 \lambda_p h_c^3}{2n} - \frac{\gamma_1 \lambda_p h_c^3}{2n^2} \cdot \frac{3n-1}{3n} - \frac{\gamma_1 \lambda_a}{6} (H + h_c)^3 = 0,$$

откуда

$$Q(h_c + \alpha H) + \gamma_1 \lambda_p h_c^3 \cdot \frac{3n^2 - 3n + 1}{6n^3} - \gamma_1 \frac{\lambda_a}{6} (H + h_c)^3 = 0.$$

Введем для Q полученное выше выражение и обозначим

$$\frac{\lambda_p}{\lambda_a} = \lambda,$$

тогда получим:

$$h_c^3 + c_1 H h_c^2 + c_2 H^2 h_c + c_3 H^3 = 0,$$

где:

$$c_1 = \frac{3n[a(1-2n)\lambda + n^2(\alpha+1)]}{\lambda(1-3n^2) + 2n^3};$$

$$c_2 = -\frac{6an^3}{\lambda(1-3n^2) + 2n^3};$$

$$c_3 = \frac{3(\alpha-1)n^3}{\lambda(1-3n^2) + 2n^3}.$$

Примем $h_c = \beta H$, тогда уравнение моментов получится в виде:

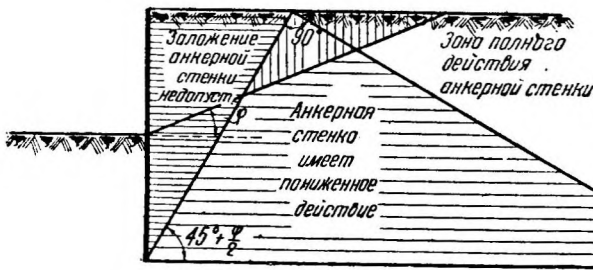
$$\beta^3 + c_1 \beta^2 + c_2 \beta + c_3 = 0,$$

откуда и может быть получена глубина забивки, соответствующая принятому коэффициенту запаса n (обычно $n=2 \div 3$).

В принятых обозначениях анкерное натяжение Q получает вид:

$$Q = \frac{\gamma_1}{2} \lambda_a H^2 \left[(1 + \beta)^2 + \lambda \beta^2 \left(\frac{1}{n^2} - \frac{2}{n} \right) \right]. \quad (52)$$

Расчет анкера. Натяжение анкера передается анкерной стенке (плите или козловой свае), которая должна располагаться в достаточном расстоянии позади шпунтовой стенки. Грунт, в котором заложена анкерная



Фиг. 84.

стенка, не должен подаваться при изгибе шпунтовой стенки, так же как и грунт, расположенный перед анкерной стенкой, в противном случае анкер не оказывает никакого влияния на работу шпунтового ряда. Е. Ломейер предложил схему, изображенную на фиг. 84, для быстрого определения места заложения анкерного устройства и полноты его влияния.

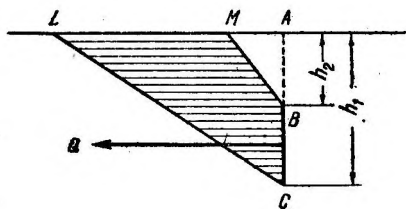
Сопротивление земли, расположенной перед анкерной плитой шириной b (фиг. 85), выражается величиной:

$$R = \gamma_1 \left(\lambda_p \frac{h_1^2}{2} - \lambda_a \frac{h_2^2}{2} \right) b.$$

Помимо этого необходимо учесть, что на боковые поверхности объема грунта, могущего сместиться при условии "сдачи" анкера, действует с обеих сторон давление земли, вызывающее трение:

$$T = \frac{\gamma_1 \lambda_a}{3} (h_1^2 L - h_2^2 l) \operatorname{tg} \varphi,$$

где $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент трения, L — длина AL и l — длина AM . Таким образом: на анкерную плиту действуют: анкерное натяжение Q и давление земли на



Фиг. 85.

заднюю сторону плиты, чему противодействуют пассивное сопротивление грунта и вышеуказанное трение. Приняв коэффициент запаса $n=2\div 3$, получим следующее условие равновесия анкерной плиты:

$$Q + \gamma_1 \lambda_a \frac{h_1^2 - h_2^2}{2} b = \frac{\gamma_1}{n} \left(\lambda_p \frac{h_1^2}{2} b + \right. \\ \left. + \lambda_a \frac{h_1^2}{3} L \operatorname{tg} \varphi - \lambda_a \frac{h_2^2}{2} b - \lambda_a \frac{h_2^2}{3} l \operatorname{tg} \varphi \right), \quad (53)$$

откуда возможно получить максимальное допустимое натяжение Q для проверяемой расчетом анкерной плиты.

Более подробные и точные аналитические и графические способы расчета шпунтовых стенок помещены например в следующих трудах:

- 1) "Портовые сооружения", Сборник под редакцией проф. Ляхницкого,
- 2) В. А. Малоков, Обделка берега приморских гаваней, ч. II, 3) Бреннеке и Ломейер, Основания и фундаменты, ч. II и др.

3. ОБДЕЛКА БЕРЕГОВОЙ ЛИНИИ В ВИДЕ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК

Наиболее часто применяемые типы набережных в основном могут быть сведены к следующим:

- 1) подпорные стенки на свайном ростверке (деревянном или железобетонном) низком или высоком;
- 2) массивные стенки без свайного основания.

Ниже приводим описание осуществленных конструкций набережных различных типов.

Фиг. 86 изображает бетонную стенку на высоком деревянном свайном ростверке набережной в Кенигсберге. Свайное основание состоит из поперечных рядов Свай диаметром 40 см, расположенных друг от друга в расстоянии 0,65 м. В каждом ряду часть свай наклонена в сторону берега и часть в сторону воды.

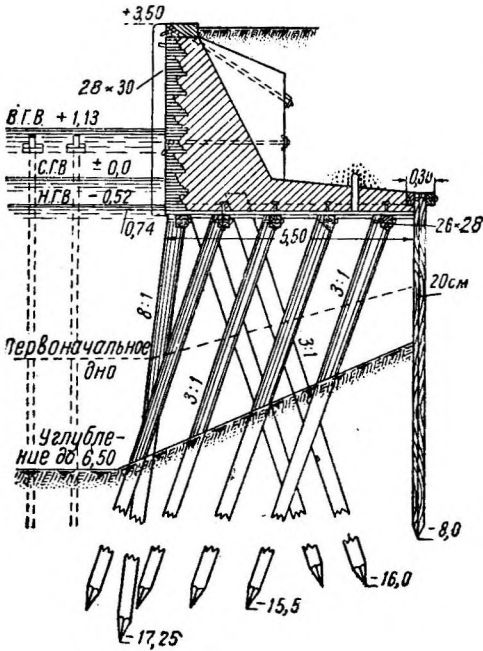
Ростверк образуют продольные брусья (26X28 см) в количестве 5 шт., сболченные со сваями, имеющими наклон к берегу. Шпунтовый ряд из брусчатых свай толщиной 20 см забит на глубину 8,0 м сзади стенки и не связан с ростверком. Бетонная стенка состоит из вертикальной и горизонтальной частей и опирается на козлы.

Фиг. 87 дает пример устройства каменной стенки на низком свайном ростверке без шпунта. Основание набережной состоит из свай длиной от 8 до 12 м, забитых частью вертикально, частью наклонно в сторону реки. Ростверк устроен на уровне низкого горизонта воды. На ростверк непосредственно поставлены бетонные массивы, а на последние — стенка из бутовой кладки с гранитной облицовкой. Для предохранения грунта засыпки от вымывания за стенкой и под ростверком насыпан камень в виде отсыпи.

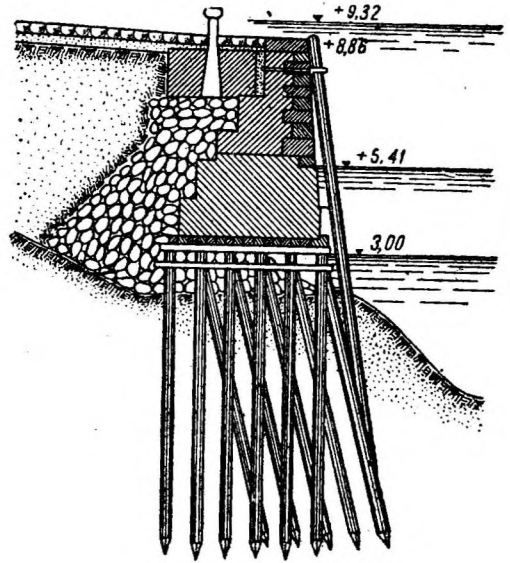
На фиг. 88 изображена железобетонная стенка набережной, имеющей свайное основание, которое состоит из передней свайной шпунтовой стенки, забитой на глубину 6 м в глинистый и песчано-илистый грунт, и из свай, наклонных и вертикальных, перекрытых железобетонной плитой, образующей ростверк.

На фиг. 89 показана деревянная ряжевая набережная с каменной надстройкой.

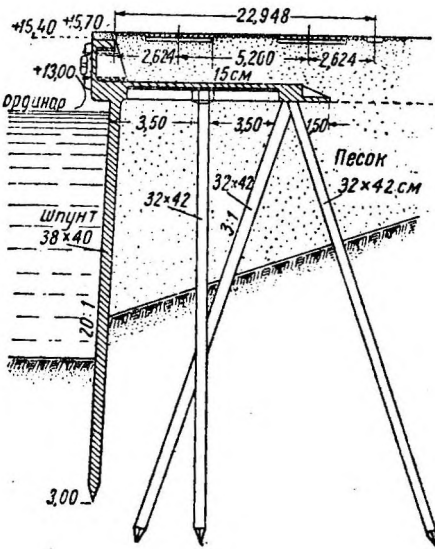
Ряжи размерами 6,4X8,53 м в плане заполнены бутовой плитой, поверх которой положен слой бетона толщиной 0,32 м в качестве осно-



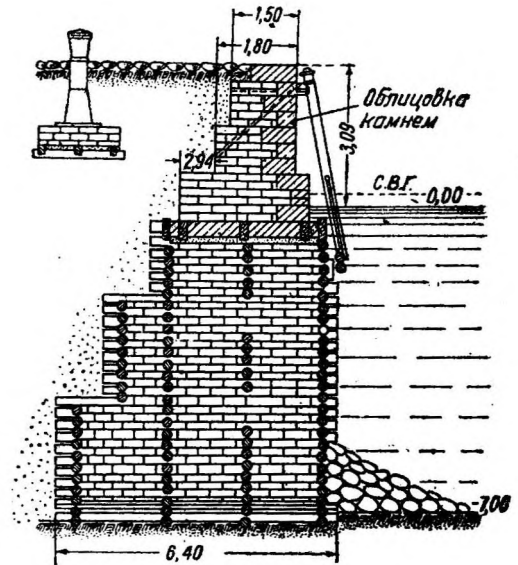
Фиг. 86. Бетонная набережная на высоком ростверке.



Фиг. 87. Бетонная набережная на низком ростверке.



Фиг. 88. Железобетонная набережная.



Фиг. 89. Ряжевая набережная.

вания для надстройки каменной стены. Причальные тумбы укреплены на деревянном ростверке с каменной кладкой.

Железобетонные подпорные стенки состоят из вертикальной АВ и горизонтальной ЕС плит с вертикальными контрфорсами ADCB в расстоянии $l = 2-3$ м друг от друга (фиг. 90); Стенка устанавливается на

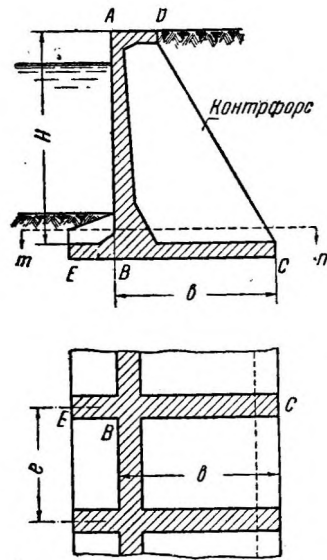
постель из каменной наброски или на свайное основание, при глубоком же заложении—прямо на грунт.

Для большей устойчивости против опрокидывания стенка снабжена передним выступом (ВЕ).

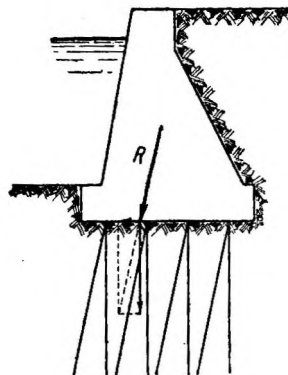
Как видно из приведенных примеров, подводная часть набережных устраивается или в виде свайного ростверка, или в виде каменной отсыпи, или в виде ряжей, но в отдельных случаях может быть устроена в котловане, огражденном от воды перемычками. Существуют и другие способы, применяемые главным образом в портовом строительстве (массивы, железобетонные ящики и пр.). Ряжи и каменная отсыпь применяются в случае оснований, не допускающих забивки свай.

4. РАСЧЕТЫ НАБЕРЕЖНЫХ В ВИДЕ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК

Если стенка устроена не на свайном основании, расчет ее производится как дляобычной подпорной стенки с учетом давления земли (засыпки), временной нагрузки и взвешивающего давления воды снизу, равного γbh , где γ — вес 1 м^3 воды, h — глубина воды над подошвой стенки, b — ширина основания стенки. Боковое давление воды обычно не принимается в расчет, так как с противоположной стороны существует почти равное давление грунтовой воды.



Фиг. 90. Железобетонная подпорная стенка.



Фиг. 91.

Точно так же рассчитывается стенка, стоящая на свайном ростверке. Самый ростверк рассчитывается (фиг. 91) на равнодействующую R вертикальных и горизонтальных сил, действующих на стенку, одним из принятых методов (Якоби, Некентведа и др.).

В случае размещения подпорной стенки на свайном основании (высоком или низком ростверке) с применением шпунта, нагруженного давлением земли, расчет свай и шпунтового ряда производится в соответствии с указанием, данным выше в настоящем параграфе, п. 2.

Благодаря своеобразному очертанию железобетонных подпорных стенок устойчивость их обеспечивается весом грунта засыпки. Вертикальная стенка-плита воспринимает боковое давление грунта, горизонтальная воспринимает вес земли, противодействующий опрокидыванию и скольжению стены. При этом обычно принимается $b/H=1/2 \div 3/5$ (фиг. 90). Контрфорсы располагаются в расстоянии от $H/2$ до H друг от друга. Соответственно назначению каждой части стенки весь расчет железобетонной подпорной стенки разбивается на ряд отдельных расчетов каждой из вышеуказанных частей.

Помимо расчета отдельных элементов береговой обделки необходимо произвести проверку устойчивости всей массы берега вместе с сооружением на скольжение, связанное с выпиранием грунта. Такая проверка имеет наибольшее значение для слабых грунтов, характеризующихся небольшим углом трения, независимо от того, обделан ли берег

подпорной стенкой или ограничен свободным откосом той или иной крутизны. Проверка делается в предположении выпирания грунта по некоторой плоскости или по кривой поверхности. Метод расчета на выпирание по плоскости предложен проф. Н. М. Герсевановым¹.

Метод расчета на скольжение основания по кривой разработан Петерсоном, Гультином, Креем, Феллениусом и др. Основы этого метода изложены во II томе данного курса², применительно к расчетам устойчивости земляных откосов.

§ 32. СООРУЖЕНИЯ ПО РЕГУЛИРОВАНИЮ ЭРОЗИИ РУСЛА³

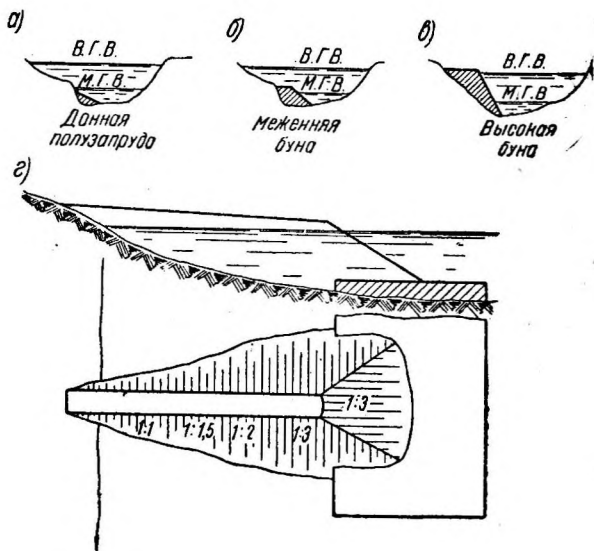
1. ПОПЕРЕЧНЫЕ СООРУЖЕНИЯ (БУНЫ, ШПОРЫ, ОТБойНИКИ)

Основной вид этих сооружений—буна или поперечная полузапруда является самой распространенной конструкцией в регулировании речных русел. По отношению к направлению течения буны располагаются нормально (фиг. 92, а) или под углом острым (фиг. 92, б) и тупым (фиг. 92, в). Лучшим надо признавать направление против течения под острым углом, величина которого назначается в пределах 75—85° (по новейшим предложениям и под более острым углом).

Такое направление бун диктуется соображениями лучшей



Фиг. 92. Схемы расположения бун.



Фиг. 93. Типы бун.

заносимости пазух А между бунами, что крайне желательно для лучшей защищенности берегов и корней бун от размыва переливающейся через гребни бун при паводке водой (сравни А с В на фиг. 92). Но зато воздействие потока на голову буны при таком ее направлении будет весьма сильным и требует от конструкции особой прочности. Исходя из последних соображений, иногда буны располагают и нормально и даже по направлению течения (фиг. 92, в), в частности при устройстве высоких береговых шпор.

Длина бун при регулировании русел определяется расчетом ширины трассы, а при защите берегов зависит от формы берега, ширины реки (не следует допускать сильного стеснения реки) и других факторов, а также связана с расстоянием между бунами.

Высота гребня бун по отношению к горизонтам воды в реке может быть различной и по этому признаку буны делятся на три вида:

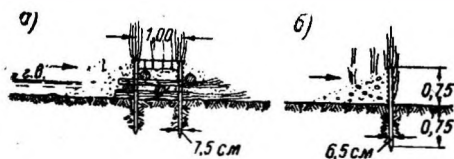
¹ См. ниже гл. 9.

² См. также 1) В. А. Малоков, Обделка берега морских гаваней, 2) "Портовые сооружения", сборник под ред. проф. В. Е. Ляхницкого, 1932.

³ В широком смысле рассмотренные в § 30—31 берегоукрепления являются тоже сооружениями по регулированию эрозии, но в более тесном смысле они только защищают берег, не воздействуя непосредственно на поток и не изменяя его быта, т. е. не регулируя его режима.

1. Донные буны или полузапруды, служащие для защиты основания береговых сооружений (укреплений, дамб, стен). Высота этих бун незначительна, часто они даже погружены в грунт, особенно головы; действие их на поток даже при низких горизонтах воды весьма умеренное (фиг. 93, а). Более подробно об этом типе сооружений см. ниже п. 3.

2. Буны меженние, предназначенные для защиты частей берега, всегда находящихся под водой или освобождающихся из-под воды на короткое время, а также для регулирования меженного русла реки. В этом случае (фиг. 93, б) гребень буны делается несколько выше расчетного низкого горизонта воды в реке. Действие указанных бун на поток значи-



Фиг. 94. Плетневые буны.

тельно, но при высоких горизонтах воды—умеренное. Важно, чтобы гребень буны не находился в пределах ледохода, т. е. чтобы он был выше или ниже последнего.

3.

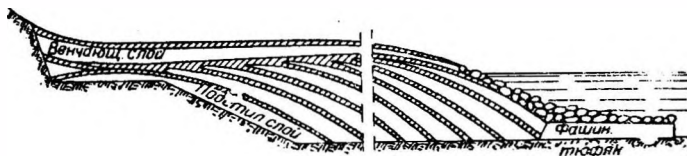
предназначенные для регулирования реки при средних и высоких горизонтах воды. Эти буны производят весьма

сильное действие на поток и сами подвергаются сильнейшему натиску воды, почему обычно направляются к потоку под прямым или тупым углом.

Конструкции. Корни полузапруд должны быть прочно заделаны в берега; длина заделки должна быть в зависимости от прочности грунта берегов, но не менее чем на 2—4 м, иногда к корню буна уширяется и вклинивается в берег двумя разветвленными корнями для лучшего сопряжения. Гребень буны должен быть хорошо укреплен против размыва, ударов льда и тому подобных воздействий, иногда он делается плавно закругленным для облегчения перелива воды.

Чем ближе к голове, тем полузапруда подвергается все большему натиску воды, поэтому откосы ее делаются все более пологими; так, в трапециевидных формах бун начинают с откоса 1:1 у корня и постепенно переходят к 1:1,25—1:1,5—1:2—1:2,5 и до 1:3, при этом сама буна часто уширяется (фиг. 93, з).

Голова выполняется особенно тяжелой и прочной, уширяется по сравнению с остальной частью буны, имеет пологие откосы 1:3—1:4 и подстилается обязательно широким тюфяком.



Фиг. 95. Фашинная буна.

Несмотря на принимаемые меры, головная часть буны все же подмывается вследствие действия водоворотов, образующихся у головы, и несколько оседает, что может быть исправлено досыпкой камня.

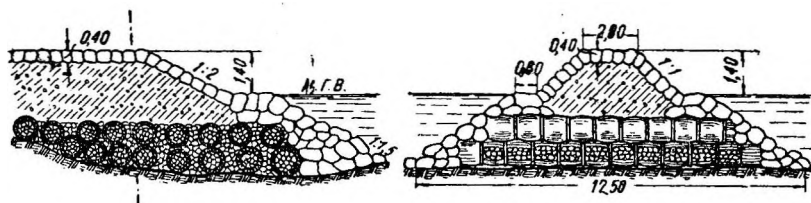
Гребню полузапруды в ее продольном профиле придают подъем к берегу 1:20—1:200 в зависимости от ее длины и от высоты берега, чем достигаются: во-первых, направление переливающейся через нее воды в сторону русла и, во-вторых, постепенность расширения живого сечения реки при подъеме уровня воды.

Ниже приводятся (примерно в порядке возрастания прочности и высоты) различные типы бун:

а) Плетневые буны применяются на небольших речках с относительно умеренным течением (фиг. 94), направляются к течению под углом весьма острым (до 45° — 50°), длина обычно небольшая (4—6 м), расстояние между бунами обычно не более длины бун.

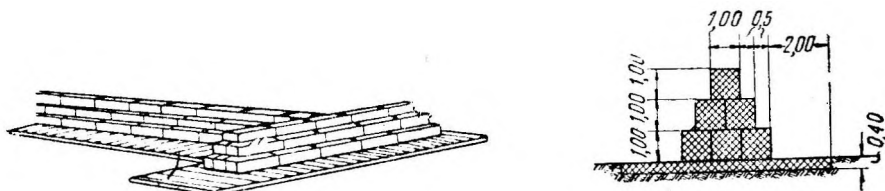
б) Фашинные буны устраиваются из фашинной погружаемой кладки (фиг. 95, распространены на Днепре), причем в случае глубины, большей

чем 1,5 м, нижняя часть полузапруды выполняется из тюфяков. Для увеличения веса буны и сопротивления ее сдвигу при значительных скоростях течения фашинная буна обсыпается камнем. Кроме таких конструкций применяют буны из погружаемых тяжелых фашин и тюфячной кладки.

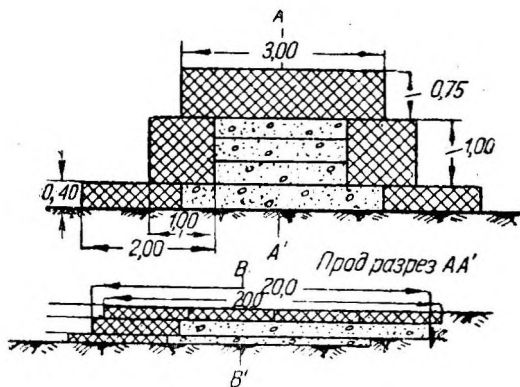


Фиг. 96. Фашинно-каменная полузапруда.

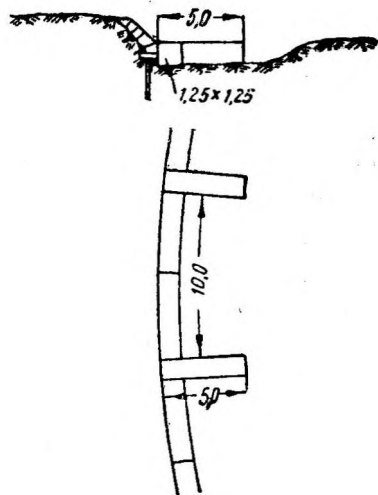
Тюфячная кладка получается укладыванием тюфяков, загруженных камнем, рядами один на другой. Для прочной связи тюфяков между собой их "прошивают" сваями, проходящими через каждые 2—3 ряда. Такие



Фиг. 97а. Габионные буны.



Фиг. 97б. Габионная буна.



Фиг. 98. Шпоры из габионов.

полузапруды устраиваются например на Волге с укладкой широкого донного ("расстилочного") тюфяка под всем сооружением во избежание размыва русла.

Поперечное сечение — трапециoidalное с гребнем шириной 2 м, вымощенным камнем, и с полуторными откосами. Головы имеют размеры, одинаковые с телом сооружения, и их высота над меженным горизонтом — 1,10 м.

в) Каменные полузапруды строят трапециoidalной формы из каменной наброски с откосами не менее 1:1—1:1,5 во избежание сползания камней.

На нижней части среднего Днепра и на нижнем Днепре полузапруды делаются с шириной гребня 1,6 м с одиночным верховым и полуторным низовым откосами, с грубой облицовкой крупным камнем поверхности

выше средне-низкого горизонта. Под головы укладываются фашинные тюфяки.

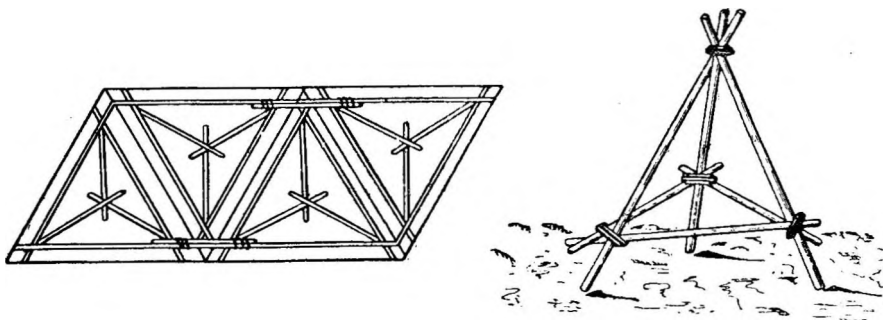
При большой глубине и необходимости сильного профиля каменная полузапруда в целях экономии камня делается с ядром из гравия или тяжелых фашин и вымощенной камнем надводной поверхностью (фиг. 96); подобный тип полузапруды широко распространен на Рейне, где камень стоит сравнительно дорого.

Каменные запруды отличаются высокой сопротивляемостью действию воды.

г) Габийонные бунны выполняются в виде кладки габийонов на тюфяках (фиг. 97а), причем внутренняя часть может заполняться материалами русла, что дает экономию в проволоке (фиг. 97б). Голова обычно уширяется, в особенности тюфяк, иногда габийоны обсыпаются камнем для лучшей защиты проволочной сетки от действия воды и наносов.

д) Ряжевые полузапруды устраиваются из деревянных и железобетонных ряжей. Конструкция их ничем почти не отличается от конструкции ряжевых береговых укреплений.

е) Прочие конструкции. Существуют разнообразные комбинации основных материалов в буннах — дерева, камня, земли, подбор которых



Фиг. 99. Сипайные сооружения.

определяется местными условиями. Наиболее легкие типы применяются вообще для донных и меженных полузапруд, высокие же бунны должны строиться особенно тяжелыми.

Шпоры или короткие бунны у сооружений устраиваются аналогично описанным выше образцам. Приведенная для примера на фиг. 98 (р. Моравская Острица) шпора защищает основание берегоукрепления, которое состоит из мощения, упирающегося в продольные габийоны сечением 1,25X1,25 м и длиной по 5 м; шпоры выполнены в виде таких же габийонов 1,25X1,25X5,0 м, укладываемых через 10 м по длине берега.

Для устройства полузапруд (а также и продольных дамб и берегоукрепления) на реках Средней Азии применяют "сипайные" сооружения. Тело полузапруды или дамбы составляется из отдельных сипаев (треногие козлы, загружаемые камнем и ветвями), установленных в один-два ряда, своими основаниями вплотную один к другому и соединенных между собой при помощи бревен, проволоки и скоб (фиг. 99).

2. ПРОДОЛЬНЫЕ, НАПРАВЛЯЮЩИЕ ДАМБЫ

Продольные или направляющие дамбы, служащие для направления течения, действуют на поток мягче и слабее, чем поперечные, зато вдоль таких дамб создается продольное течение с повышенными скоростями, которое может привести к размыву основания дамбы и ее речного откоса. Конструкции продольных дамб мало отличаются в общем от конструкций бун; почти все рассмотренные типы бун могут быть применены и для продольных дамб.

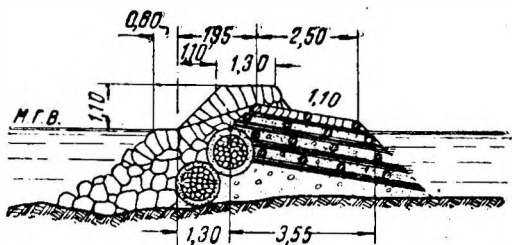
Основные отличия от поперечных дамб заключаются:

1. В придании речному откосу (обращенному к реке) дамбы большей пологости, а в типах с вертикальными стенками (плетневые, тяжелые) - большей прочности, чем береговому.

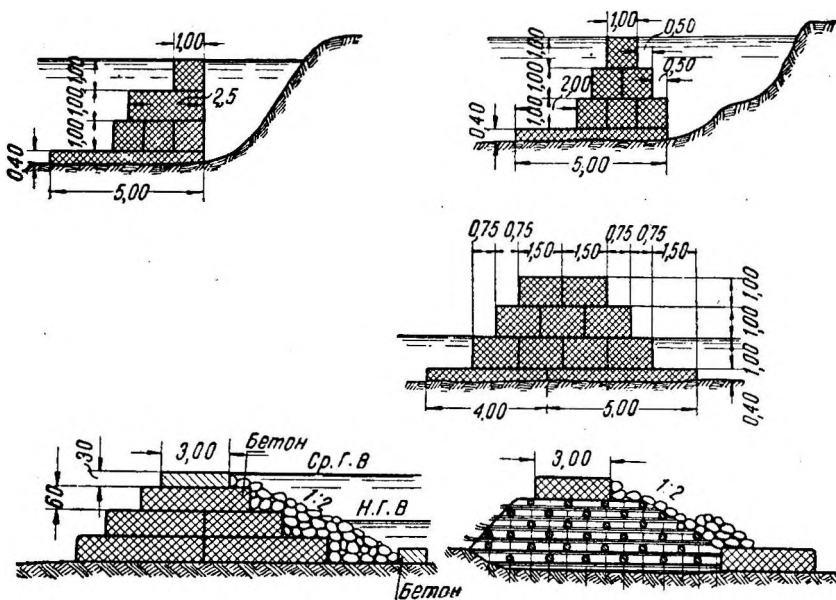
2. В защите основания продольной дамбы с речной стороны от размыва выдвиганием тюфяка, устройством отсыпей, шпор и т. п.

3. В устройстве продольной дамбы с уклоном соответственно уклону потока.

В качестве примера приведем несколько своеобразных конструкций. На фиг. 100 представлена продольная дамба из камня и более мелкого материала с защитой со стороны реки тяжелыми фашинами, которые прикроют размыв основания в случае, если таковой образуется. Габрионные дамбы имеют и симметричное, и несимметричное сечения (фиг. 101), а речная сторона иногда обсыпается камнем.



Фиг. 100. Продольная дамба из мелкого материала и фашин.



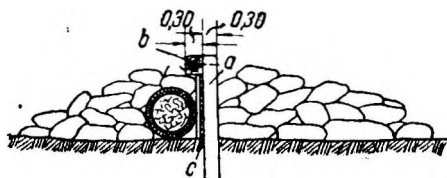
Фиг. 101. Габрионные дамбы.

3. ДОННЫЕ ПОЛУЗАПРУДЫ И ДОННЫЕ ПОРОГИ

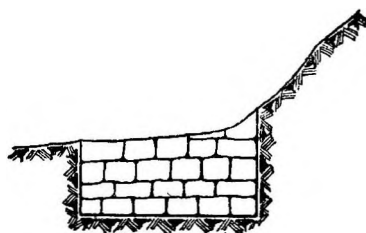
Этот тип сооружений имеет целью защиту дна русел и оснований сооружений от чрезмерных размывов путем уменьшения уклонов потока а с ним и скоростей течения. Высота порогов и полузапруд обычно невелика и зависит от местных условий русла и заданий. Конструкции различаются в зависимости от материала, скорости течения потока и способа производства работ, который в свою очередь различен для горных потоков и ручьев, где кладка может вестись почти насухо в известные периоды времени, и для рек с постоянным течением, где кладку приходится вести под водой.

На горных ручьях и речках устраиваются плетневые пороги, фашиновые пороги (представляющие собой фашины, удерживаемые рядом сваек),

свайно-каменные пороги по типу фиг. 102 (*a*—сваи, *b*—схватки и *c* — щиты) и каменные из крупных камней. Пороги устраиваются иногда в виде стенок из сухой кладки (реже на растворе), целиком опущенных в грунт с целью препятствовать общему понижению русла (фиг. 103). При необходимости выполнять донные полузапруды и пороги под водой их



Фиг. 102. Свайно-каменный порог.



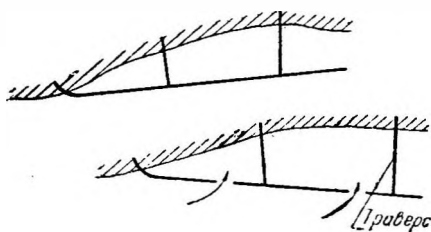
Фиг. 103. Донный порог из сухой кладки.

устраивают из наброски камня или тяжелых фашин, на реках равнинных они делаются иногда и из фашинных тюфяков.

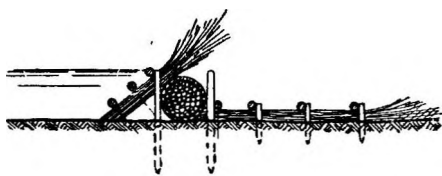
4. ТРАВЕРСЫ И НАНОСОУДЕРЖАТЕЛИ

В случае необходимости ускорить и усилить процесс заиления части русла, ограниченной продольными или поперечными дамбами, а также заиления закрытых рукавов устраиваются особые поперечные сооружения, называемые траверсами и наносодержателями. Первые представляют

собой дамбы, соединяющие берег и продольную дамбу, конструкции их совер-



Фиг. 104. Траверсы.



Фиг. 105. Наносодержатель.

шенно аналогичны бунам, отсутствует лишь типичная головная часть. Для ускорения занесения пазух, ограниченных продольными дамбами и траверсами, в первых делаются отверстия, допускающие заход воды из реки в заиляемое пространство (фиг. 104).

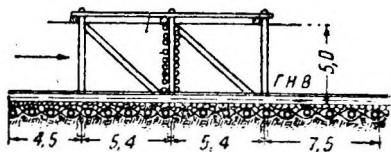
Наносодержатели представляют собой легкие плетневые или плетнево-фашинные сооружения, устраиваемые аналогично описанному плетневому бунам или например по типу фиг. 105. Устанавливаются они в промежутках между бунами или самостоятельными рядами.

5. СКВОЗНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

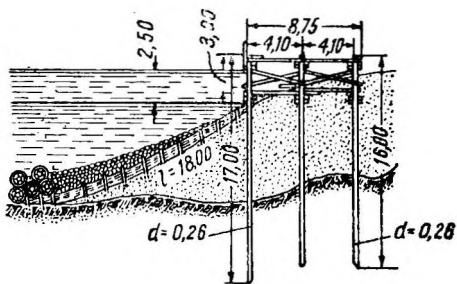
Если река несет много наносов и к тому же у нее мало устойчивое, легко размываемое русло, то применение сооружений массивных типов является нецелесообразным. В этих случаях с успехом могут быть применены так называемые сквозные сооружения, основанные на следующем принципе: сооружение в виде сетки, эстакады, ветвистого дерева и т. п., будучи расположено в русле реки, вызывает уменьшение скоростей течения и таким образом способствует отложению наносов.

а) Иногда полузапруды устраиваются из металлической сетки, прикрепленной к козлам; указанная система применяется на американских и германских реках.

б) Сквозные сооружения в виде эстакад могут располагаться либо в поперечном направлении (фиг. 106), либо в продольном (фиг. 107). По мере отложения наносов и образования новых берегов является целесообразным закреплять достигнутые результаты: так, на фиг. 107 показана эстакада с отложенными наносами, откос которых укреплен камнем и тяжелыми фашинами; эстакадные типы с успехом применяются на реках Закавказья и Средней Азии.

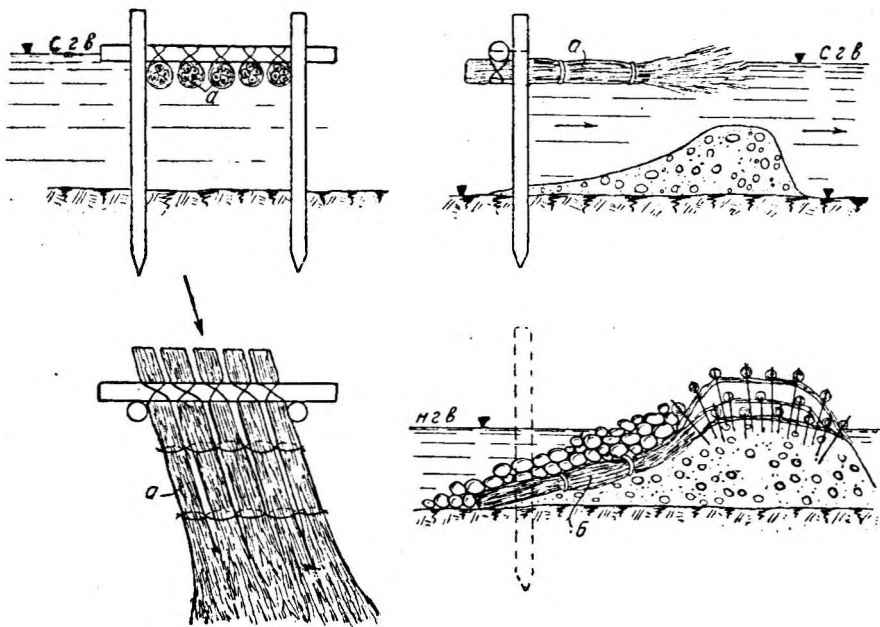


Фиг. 106. Эстакада.



Фиг. 107. Эстакада.

в) Заграждения системы Вольфа известны в иностранной практике уже более 50 лет и зарекомендовали себя на горных реках и вообще на реках, богатых наносами. Первый тип заграждений — завесы из фашинных полотнищ — представлен на фиг. 108; на сваях диаметром 0,15—0,2 м, скрепленных схватками, подвешивают на уровне низкого или среднего горизонта воды полотнища из фашин длиной до 3—3,5 м, одиночных или сдвоенных, направленных под некоторым острым углом к схваткам (а при малых скоростях течения под прямым углом).



Фиг. 108. Завесы Вольфа.

Под действием течения и выпадающих наносов за завесой образуется отмель, которая при высоких горизонтах воды может достигнуть высоты даже большей, чем само сооружение, так что завеса прикроет ее как тюфяком (фиг. 108, б) и предохранит от возможного в последующем размыва. Если удалить схватки, то завеса а под нагрузкой набрасываемого камня опустится

в положение б и, будучи пригружена камнем, явится постоянным укреплением образующегося нового берега. Линия завес располагается согласно фиг. 109, где показан участок русла в плане.

Второй тип — "заборы" — представляет еще более простое, но не менее эффективное устройство: к свайкам пришивают бревна или доски

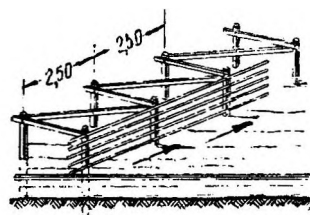
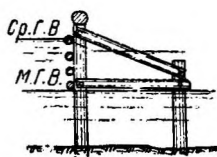
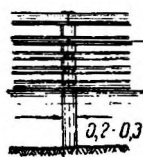


Фиг. 109. Расположение завес Вольфа.

гут быть привязаны фашины или свежесрубленные деревья (по типу завес).

г) **Ветвистые или древесные заграждения.** Ветвистые заграждения состоят из погруженных в воду целых деревьев с ветвями. Примеры подобных способов осаднения наносов и предохранения от глу-

(пластины) с зазорами (достаточно 2—4 доски); нижний край забора делается на уровне низкого межженного горизонта воды (фиг. 110); после прохода паводка на реке, несущей наносы, за линией забора образуется отмель. Для усиления действия к нижнему бревну мо-

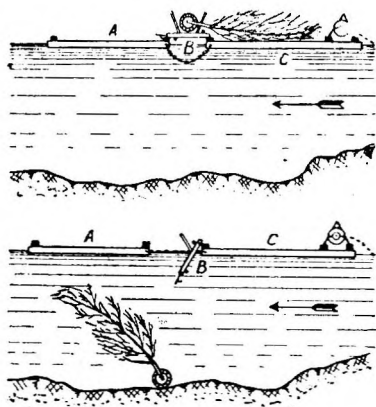


Фиг. 110. Заборы Вольфа.

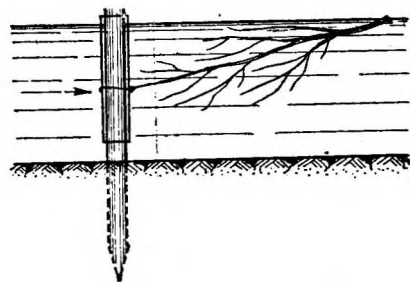
боких размывов русла встречаются на реках Дуная, Тиссе, Миссури и др. На фиг. 111 показан способ опускания деревьев в воду с плота ABC.

Применяемый на Миссури тип ветвистых заграждений состоит из целых деревьев, связанных тросами и закрепленных на якорях. Деревья, связанные в пачки, устанавливаются наплаву стволами по течению так,

чтобы их комли были обращены вверх по реке. Такие пачки укрепляются на месте тросами, надетыми на анкер,



Фиг. 111. Древесные заграждения.

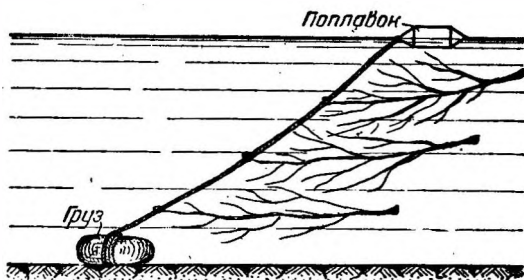


Фиг. 112. Чехлы Несмеянова.

погруженный глубоко в дно реки. Когда течение придавит деревья несколько ниже поверхности воды, укладывают поверх новую пачку деревьев, которая тоже придавливается течением, и продолжают надстраивать таким образом, пока сооружение не выйдет из воды. Действие этих заграждений сказывается очень быстро: наблюдались случаи, когда за ними образовывались отложения высотой 3,5 м на длину 250 м в течение двух недель.

В СССР известны ветвистые заграждения, предложенные инж. Несмеяновым; они устраиваются в виде деревьев, погружаемых в воду на сваях (фиг. 112—"чехлы"), и в виде так называемых гирлянд (фиг. 113).

Гирлянды делаются из свежесрубленных деревьев (длина 5—6 м), прикрепленных к 25-мм канатам, которые закреплены одним концом в дно реки (с помощью груза, якоря и т. п.), и удерживаются в пловучем состоянии поплавком на другом конце. Чехлы устраиваются при глубине воды до 1 м, при большей глубине применяют гирлянды.



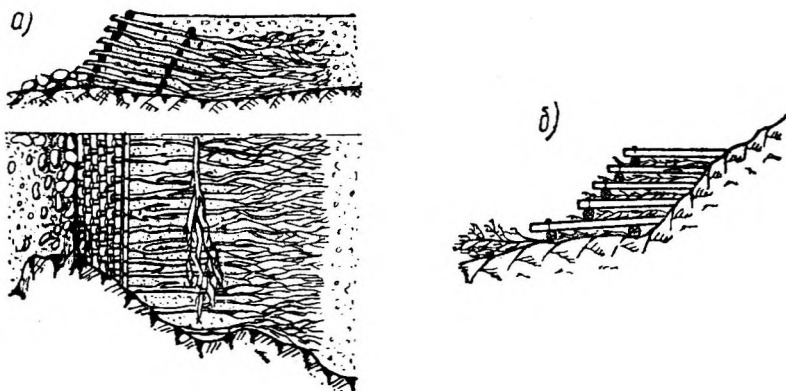
Фиг. 113. Гирлянды Несмеянова.

6. ЗАПРУДЫ НА ГОРНЫХ ПОТОКАХ

Запруды горных потоков подразделяются по материалу на деревянные, каменные и габионные и служат для борьбы с общим размывом и глубинной эрозией горных потоков.

а) Деревянные запруды устраиваются в местах, где не хватает крупного камня, но имеется много лесных материалов; кроме того их устраивают и для временных целей. Высота этих запруд ограничивается 2—3 м; они плохо сопротивляются ударам влекомых потоком камней.

Простейший тип деревянной запруды представлен на фиг. 114, а: деревья с ветвями укладываются вдоль потока и прижимаются поперечными жердями, заделываемыми в береговые откосы. Запруда быстро за-



Фиг. 114. Деревянная запруда.

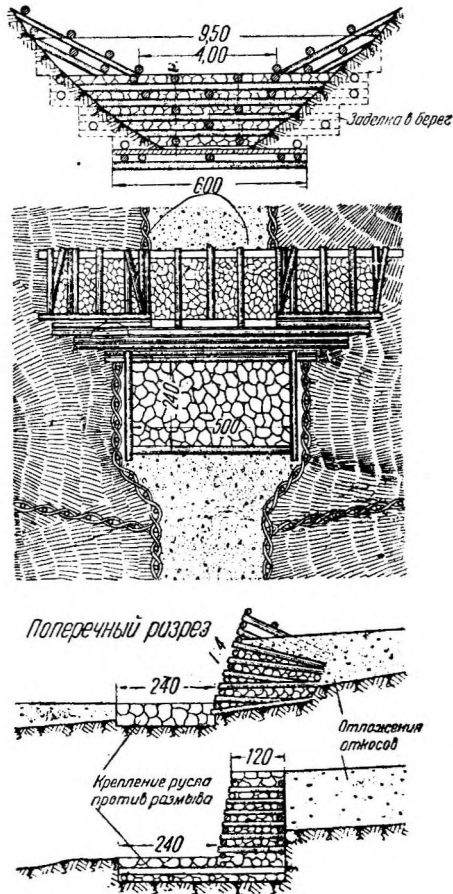
носится речными наносами и становится мало проницаемой для воды; высота запруды 1—2 м.

Более прочной является запруда тирольского типа (фиг. 114, б), где вместо деревьев с ветвями кладется несколько рядов настила из жердей с заполнением промежутков ветвями и землей. Гребень плотины имеет понижение к середине для создания пропуска переливающейся воды, безопасного в смысле размыва береговых откосов. Непосредственно ниже плотины русло укрепляется камнем или деревянным настилом.

б) Деревянно-каменные запруды обладают большим весом и большею устойчивостью, чем чисто деревянные, и потому достигают высоты 2—3 м и более. В основном конструкция их напоминает ряж, собираемый на месте. Гребень, покрываемый иногда деревянным настилом, имеет выемку посередине для пропуска паводковых вод (фиг. 115). Важным является вопрос сопряжения плотины с берегами, что делается с помощью

специальных боковых крыльев. Защита дна русла непосредственно ниже плотины осуществляется путем устройства деревянного настила или каменного крепления (фиг. 115).

в) Каменные запруды устраиваются из сухой кладки, кладки на растворе и смешанные. В целях лучшего дренирования массы наносов, отлагающихся перед плотиной, уменьшения ее давления на запруду предпочтительно устраивать запруды из сухой кладки, но это требует наличия хорошего, а главное, крупного камня (до 0,4—0,6 м в поперечнике). Если такового нет, ведут кладку на растворе, оставляя однако отверстия в теле запруды для дренирования отложившихся наносов.

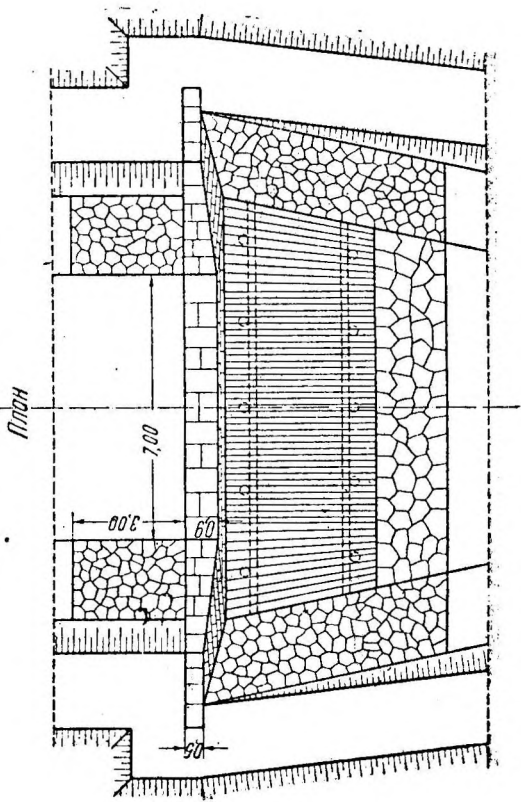
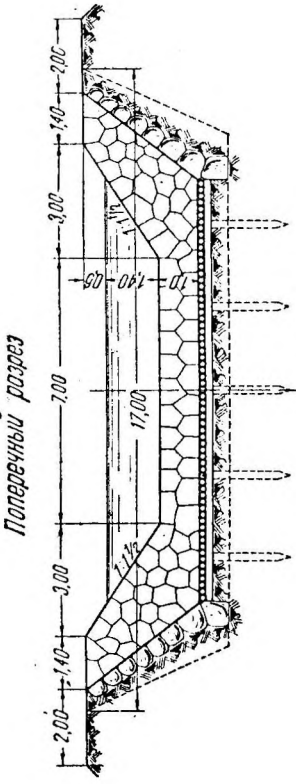
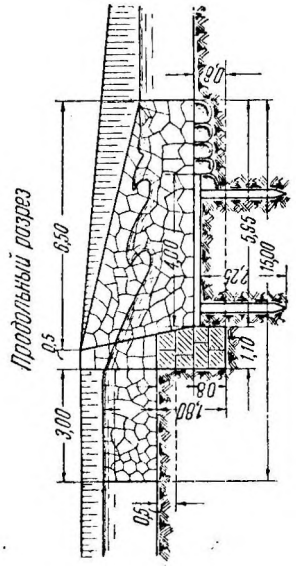


Фиг. 115. Деревяно-каменные запруды.

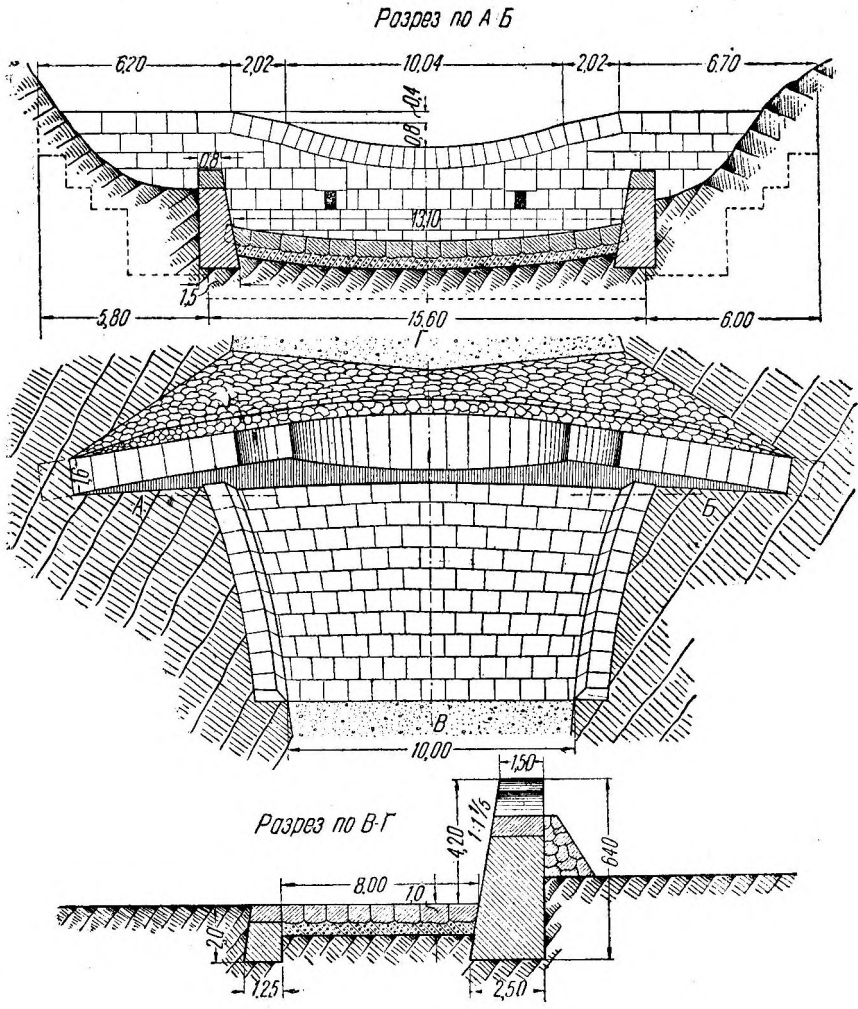
Водосливная часть устраивается в виде трапециoidalного выреза в стенке запруды (см. на фиг. 116, показывающей полный проект запруды) или выреза криволинейного (фиг. 117). В подходе к запруде сверху по течению и ниже запруды откосы берегов укрепляются мощением из камня во избежание их размыва (фиг. 116 и 117).

Статический расчет таких запруд ведется методами, обычными для плотин (гл. 9).

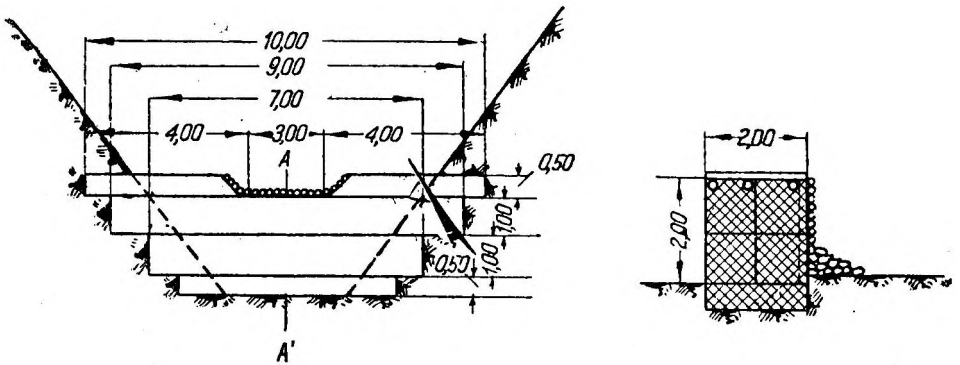
г) Габионные запруды дают рациональное решение при отсутствии крупного камня для сухой кладки. Тип габионной запруды показан на фиг. 118 и 119. Следует отметить, что гребень водослива покрывается деревянным настилом, так же как иногда и напорная грань. Водобой устраивается также из габионов (тюфяков), прикрытых деревянным настилом, для защиты от повреждений ударами камней.



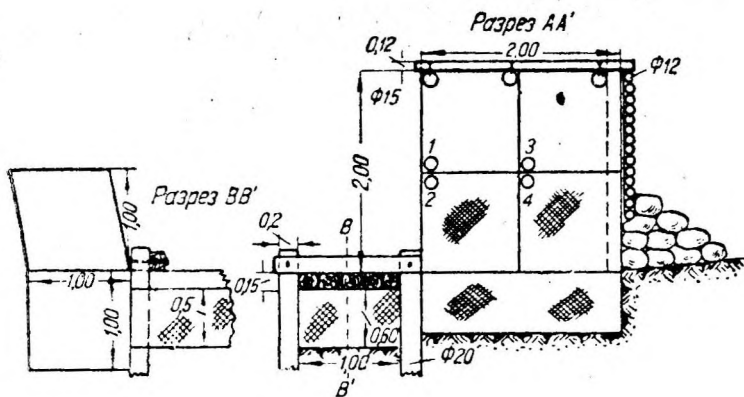
Фиг. 116. Каменная заграда



Фиг. 117. Каменная запруда.



Фиг. 118. Габрионная запруда.

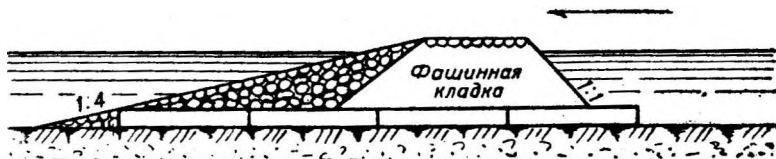


Фиг. 119. Габрионная запруда.

§ 33. ЗАКРЫТИЕ РУКАВОВ, УСТРОЙСТВО НОВЫХ РУСЕЛ И ОБВАЛОВАНИЕ БЕРЕГОВЫХ ЗЕМЕЛЬ

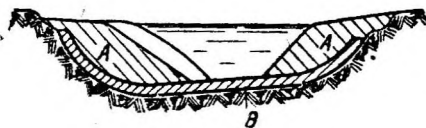
1. ЗАГРАЖДЕНИЕ РУКАВОВ

Действие запруды, перегораживающей русло рукава от одного берега до другого, подобно действию плотины, выдерживающей подпор, равный падению участка на протяжении от истока рукава до его устья. При подъеме уровня в реке выше гребня запруды вода переливается



Фиг. 120. Фашинная запруда.

через гребень, как на водосливе. Эти условия действия запруды предъявляют специальные требования к ее конструкции. Сохраняя в поперечном профиле обычную для прочих выправительных сооружений трапециoidalную форму, запруда нуждается в пологом откосе (до 1:4) с низовой стороны для смягчения действия перелива воды. Кроме того во избежание прорыва воды с боков особое внимание уделяется сопряжению запруды с берегами.



Фиг. 121. Порядок возведения фашинной запруды.



Фиг. 122. Фашинно-тюфячная запруда.

Запруды устраиваются из фашин, фашинных тюфяков, земли, а также из камня.

Запруда из фашинной погружаемой кладки показана на фиг. 120: низовой откос обсыпан камнем и делается пологим, так как во время прохождения паводка запруда затопляется; при высоте запруды более 1,5 м необходимо подстилать в основание ее тюфяки. Последние вообще необходимы на землястых руслах, так как иначе в период смыкания запруды русло будет чрезмерно размываться, что может сделать невозможным замыкание запруды. Ход заграждения показан на фиг. 121:

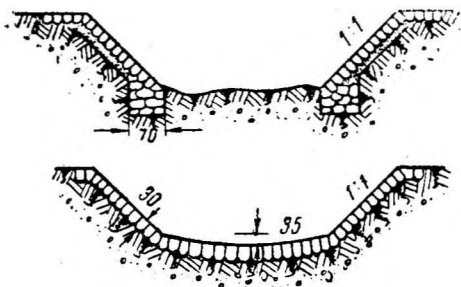
вначале укладывается тюфяк В, затем начинается кладка тела запруды А с обоих берегов к середине русла. Когда останется небольшой пролет, где образуется сильное течение, то его лучше заделывать под защитой временных деревянных щитов с верховой стороны, устанавливаемых на деревянных сваях или козлах.

В целях экономии кладки при наличии в реке достаточного количества наносов используют заиляющую способность реки. Вначале укладывают фашинный тюфяк, после отложения перед ним слоя наносов — второй тюфяк, который ложится частью на наносном слое, частью на первом тюфяке (фиг. 122), затем аналогично третий, а после этого ведут фашинную кладку.

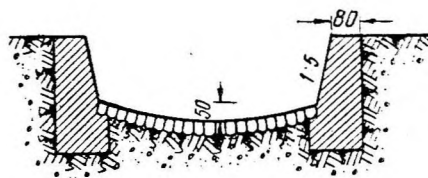
Для большей непроницаемости фашинная кладка обсыпается с напорной стороны землей. Вместо фашинной погружаемой кладки применяют кладку из тюфяков или тяжелых фашин.

2. УСТРОЙСТВО И УКРЕПЛЕНИЕ НОВЫХ РУСЕЛ

При регулировании рек новые русла для потоков устраиваются в двух случаях: 1) для пропуска горного потока в нижней его части в области конуса выноса (§ 26) или 2) в случае спрямления существующего русла (§ 28).



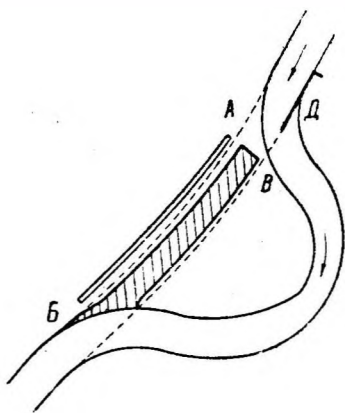
Фиг. 123а.



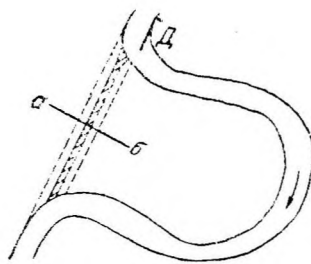
Фиг. 123б.

а) Русло в пределах конуса выноса горного потока устраивается путем упорядочения существующего ложа потока (расчистки, укрепления дна) и ограничения его в ряде случаев насыпными валами. Форма

сечения русла бывает обычно трапециoidalной (фиг. 123а). Если поток проходит в пределах населенного пункта, то в целях экономии береговой полосы



Фиг. 124а. Схема прокопа



Фиг. 124 б. Схема прокопа.

стенки его делаются почти вертикальными из сухой кладки, из габионов, из кладки на растворе и рассчитываются как подпорные стенки (фиг. 123б).

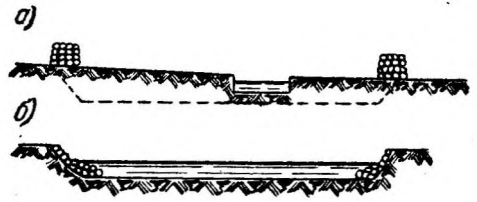
б) Устройство спрямлений русла ведется двумя способами:

1. Путем выемки грунта вручную или посредством машин, причем

русло готовится к пропуску потока полностью, т. е. с приданием расчетной по проекту формы с укреплением откосов и пр.

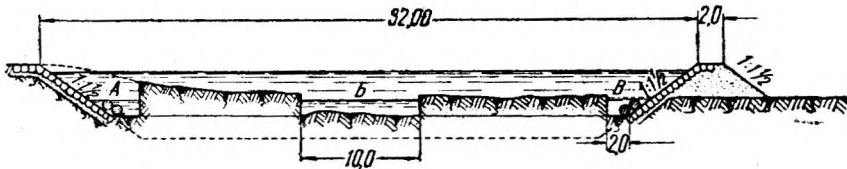
2. Путем размыва водой реки первичной канавы по трассе прокопа, подготовленной заранее; в этом случае форма и размеры поперечного сечения получающегося нового русла хотя и регулируются в процессе размыва, но с известными трудностями.

Первый способ — дорогой, но не имеет ряда отрицательных сторон, свойственных второму, каковы например вынос размываемого грунта в реку ниже по течению и образование там отмелей, требующих затем регуляционных работ. Особенно это нежелательно, если река судоходна, почему именно в последнем случае первый способ чаще всего и применяется. Работы обычно идут снизу против течения (фиг. 124а), выемка разрабатывается пловучими или сухопутными землечерпательными снарядами. Вынутый грунт укладывается по берегам в виде валов *АВ*, ограждающих паводочное весеннее русло; естественная перемычка *АВ*, отделяющая выемку от реки, удаляется в последний момент; разрабатывается она прорвавшимся речным потоком. Чтобы ускорить поворот потока в новое русло, в реке устанавливается направляющая дамба *Д*.



Фиг. 125. Схема прокопа с размывом русла.

При втором способе выкапывается по трассе лишь канава (или несколько канав) размером $1/5 - 1/15$ будущего сечения, и с верховой стороны пропускается речной поток, расход которого постепенно увеличивается путем выдвигания дамбы *Д* (фиг. 124 б). Ограничение ширины размываемого нового русла делается путем укрепления его берегов, каковое производится в известном смысле автоматически, если материал для берегоукрепления будет накоплен и расположен заблаговременно по трассе. Например можно камень расположить в виде штабелей, как показано на фиг. 125, а. Когда берег будет подмыт, штабель обрушится, камень рассыплется в виде каменной наброски, которая защитит берег



Фиг. 126. Схема прокопа с размывом русла.

от дальнейшего размыва (фиг. 125, б). Другой метод укрепления показан на фиг. 126: вначале делают прокопы *А*, *Б*, *В* до горизонта меженных вод, насыпаются валы до уровня паводка и укрепляются их откосы; на откосах заготавливаются тяжелые фашины, которые впоследствии при пропуске воды по канавам (при средних и более высоких высоких горизонтах) по мере подмыва берега скатываются вниз и закрывают подошву откоса.

3. ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ ВАЛЫ

Валы или дамбы для защиты земель от затоплений паводками или наводнениями возводятся из имеющегося вблизи грунта. Они представляют собой по существу земляные плотины небольшой высоты, которые более подробно освещены во II томе.

Наиболее подходящим материалом для валов является песчано-глинистый грунт, содержащий 70—80% песка и 20—30% глины. Грунт с большим содержанием глины при замерзании пучится, в нем появляются трещины,

при длительных дождях он размокает и деформируется. Грунт с большим содержанием песка дает значительную фильтрацию.

Резервы для добычи грунта лучше закладывать с речной затопляемой стороны вала (фиг. 127), так как в этом случае они будут потом занесены речными наносами.

Поперечные сечения оградительных валов приведены на фиг. 128. При высоте до 2—3 м вал имеет трапециoidalное сечение, причем откос

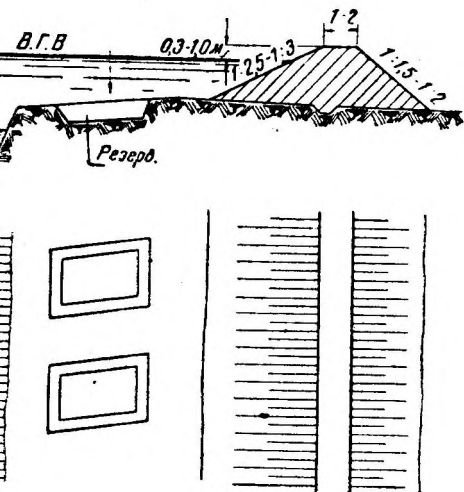
речной делается не круче 1:2,5 — 1:3, откос пойменный может быть 1:2 и даже 1:1,5 (фиг. 127).

При большей высоте (фиг. 128, а) вал имеет более сложный профиль, причем для езды по валу устраивается берма достаточной ширины. Летний, т. е. затопляемый весенним паводком и незатопляемый летним, вал представлен на фиг. 128, б; водослив вала укреплен мощением и имеет пологий откос в сторону поймы. На фиг. 128, в представлен тип вала из песчаного водопроницаемого грунта на таком же основании, снабженный внутренним глиняным ядром, заглубленным в виде зуба в основании.

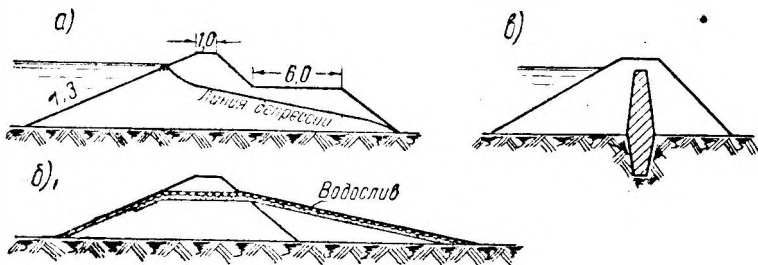
Речной откос укрепляется обычно дерном или посевом трав, но в вогнутых участках трассы нередко применяется мощение.

Отверстия в валах делаются в виде труб деревянных, бетонных, иногда металлических или железобетонных (фиг. 129). Они снабжены обычно двумя затворами: речным в виде щита, подвешенного на горизонтальной оси и автоматически закрывающегося при проходе паводка в реке, и пойменным, приводимым в действие вручную.

За валами необходим тщательный надзор: малейшая обнаруженная фильтрация должна устраняться, ходы грызунов, трещины должны немедленно заделываться, иначе валу может угрожать прорыв. В период паводка на валах должна быть организована специальная служба, немедленно принимающая меры в случае аварий вала, непредвиденного повышения паводка и угрозы затопления вала, угрозы размыва его и пр.



Фиг. 127. Типы дам обвалования.



Фиг. 128. Типы дам обвалования.

§ 34. СОСТАВЛЕНИЕ ПРОЕКТА, ПОСТРОЙКА И ЭКСПЛУАТАЦИЯ ВЫПРАВИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ. ПРИМЕРЫ

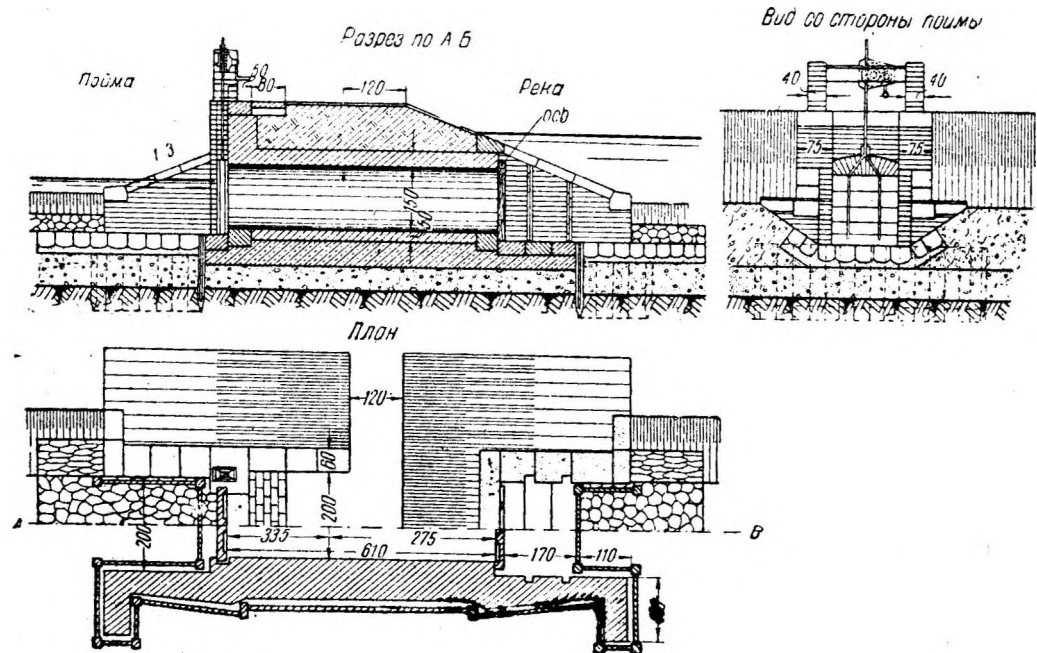
1. СОСТАВЛЕНИЕ ПРОЕКТА

Проект регуляционных работ составляется на основе материалов исследований и изысканий и обязательных личных наблюдений составителя проекта над характером реки и работой существующих уже на ней регу-

ляционных сооружений. Особенно важное значение имеют данные по гидрологии реки: колебания расходов воды, связь их с горизонтами, продольные уклоны водной поверхности, направления течений, отметки и условия ледохода и пр. Также важны сведения о местных строительных материалах для разрешения конструктивных вопросов.

Если русло реки неустойчиво, то непосредственно перед началом строительства обязательны поверочные съемки реки и пересоставление проекта в части расположения сооружений и их размеров.

Ввиду малой надежности теоретических расчетов выправительной трассы является целесообразным производить лабораторные исследования на моделях выправляемых участков.



Фиг. 129. Отверстие в дамбе.

2. ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

Места заготовки материалов намечаются вблизи строящихся сооружений. В частности камень может добываться на горных реках из русла реки. Хворост заготавливается непосредственно перед производством работ, так как в большинстве случаев необходим хворост свежесрубленный, по возможности осенней или зимней рубки (гл. 2). Хранится хворост на берегу в штабелях. На реках, где постоянно ведутся регулирующие работы, по берегам отводятся специальные участки, где выращивается нужный для работ хворост.

Лучший период работ — при низком стоянии горизонта воды в реке, следовательно во вторую часть лета — поздней осенью — зимой. На равнинных реках СССР особенно предпочитают зимние работы (за исключением обвалования и земляных работ) по причинам удобства производства работ со льда, облегчения транспорта материалов (санный путь), применения хвороста свежей зимней рубки и пр.

Особенностями отличаются работы по опусканию тюфяков, фашин, плетней, каменной наброски.

Тюфяки фашинные и хворостяные вяжутся на берегу, на особых помостах, отсюда спускаются на воду, наплаву буксируются к месту

работ, устанавливаются с помощью якорей и канатов, затем нагружаются камнем или кулями с землей из стоящих вблизи лодок и баржей при постепенном отпуске тросов. Зимой тюфяк вяжется над местом его погружения на льду, по окончании вязки лед по контуру тюфяка окальвается, и последний погружается вместе с ледяной своей подстилкой под нагрузку камня или земли. Тюфяк может вязаться и в стороне, тогда он на катках притягивается к проруби на месте работ и здесь опускается обычным путем.

Тяжелые фашины вяжутся или на берегу или на особых пловучих понтонах и спускаются по наклонно установленным бревнам-спускам или непосредственно с борта плашкоута в воду. При этом необходимо рассчитать возможный относительный расход фашины течением в период ее падения и следовательно сбрасывание производить несколько выше по течению того места, куда должна быть опущена фашина.

В период регулиционных работ должны вестись наблюдения за горизонтами воды, за изменениями русла реки (размывы, отложения наносов), изменениями скоростей течения и их направления, так как в зависимости от действия на поток выстроенной уже части сооружения может возникнуть необходимость прервать работы и прокорректировать проект на месте работ или может потребоваться перенесение намеченных проектов сооружений в другое место.

3. ЭКСПЛУАТАЦИЯ ВЫПРАВИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Основные задачи эксплуатации выправительных сооружений заключаются: 1) в периодическом осмотре и тщательном своевременном ремонте сооружений, 2) в наблюдении за изменениями русла, происходящими под действием сооружений, в связи с чем может потребоваться наращивание, усиление или, наоборот, разборка этих сооружений, что и должно своевременно выполняться.

Регулиционные сооружения являются таким образом как бы непрерывно действующим механизмом, который должен все время в своей работе проверяться весьма тщательно.

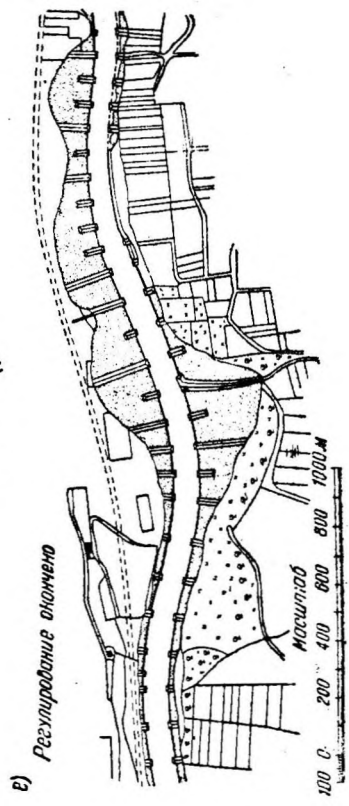
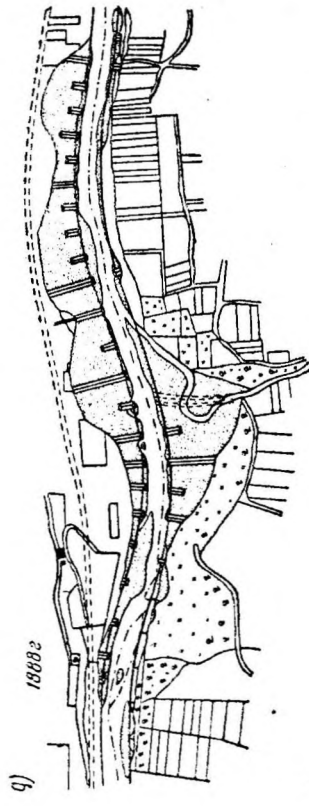
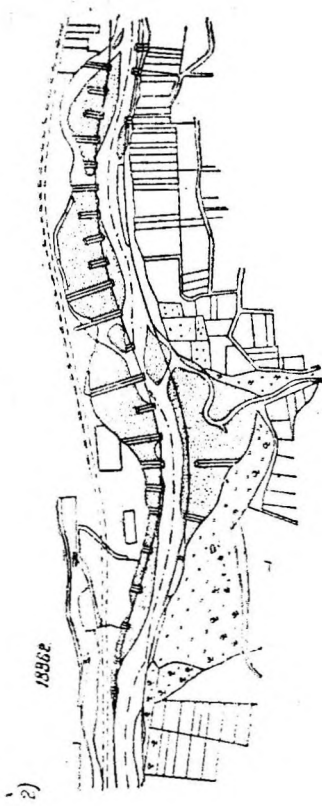
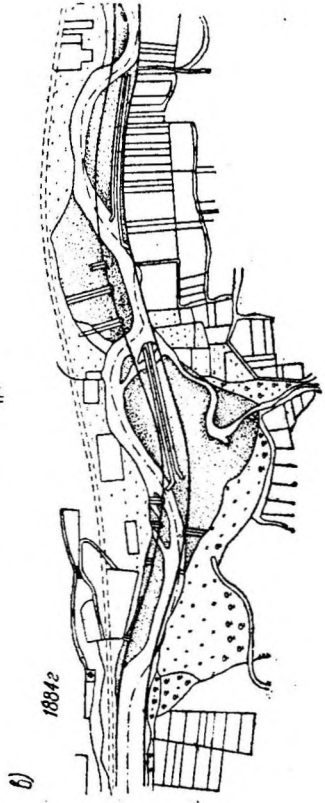
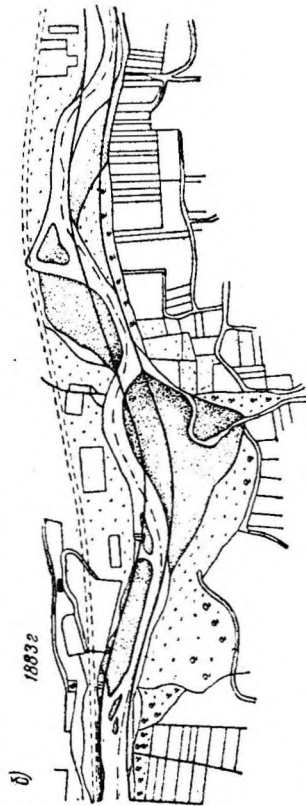
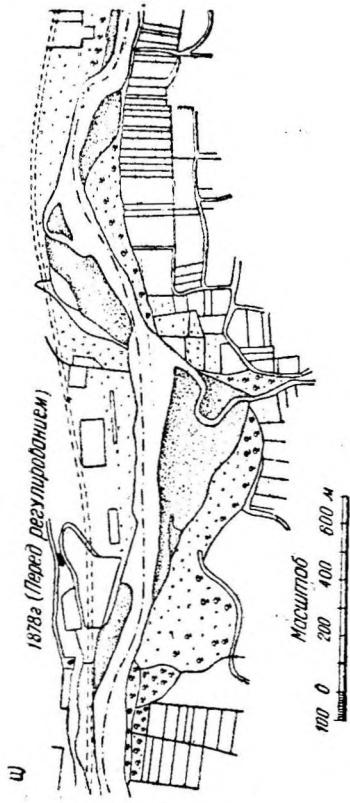
Частичные или более глубокие разрушения сооружений наступают вследствие загнивания деревянных частей или ржавления металлических элементов, механического износа от действия воды и наносов вследствие подмыва потоком, ледохода, бросания якорей с судов и т. п.

При угрожающем загнивании дерева приходится озаботиться своевременной заменой частей сооружений, или их усилением, или полной перестройкой.

Механический износ может сказаться в разрушении связующих материалов (веревки, вицы, проволоки). Необходимо немедленно по обнаружении повреждений их исправлять: связывать разорванные сетки, веревки, вицы и пр. или присыпать поврежденное место камнем, щебнем, чтобы защитить сооружение от дальнейшего разрушения.

Вследствие подмыва потоком регулиционное сооружение оседает, высота его уменьшается, отдельные части могут сползти (камень, габионы и пр.), поэтому необходимо своевременно наращивать сооружение досыпкой камня, заплетением новых плетней, а одновременно принимать меры к прекращению дальнейших подмывов (расстилка новых тюфяков, наброска камня и пр.). Если произошло например сползание тюфяка, то обнажившаяся часть берега должна быть немедленно защищена ремонтным тюфяком.

Весь ремонт делится на текущий и капитальный. Первый касается мелких повреждений и производится немедленно после осмотра сооружения, как например засыпка камнем ячеек сооружений, замена части мостовой, смена виц, канатов, дополнительные посадки и т. п.



Фиг. 130. Регулирование р. Инн.

Капитальный ремонт, как-то: наращивание сооружений, перестройка его, усиление головы или корня полузапруды и пр., проводится после составления специального проекта и заготовки соответствующих материалов.

Периодические осмотры сооружений должны совершаться возможно чаще, но во всяком случае должны быть произведены:

1) немедленно после спада паводка для срочного ремонта наиболее серьезных повреждений;

2) когда горизонт воды займет низкое меженное положение и возможно осмотреть части, бывшие в воде при первом осмотре;

3) перед наступающим зимним периодом или новым паводком, чтобы отремонтировать места, угрожающие повреждениями от ледохода и паводка.

Примеры. В качестве примера приводим данные по регулированию участка р. Инн между Иннсбруком и Куфштейном.

На фиг. 130 представлены планы участка этой реки за ряд лет, показывающие последовательный ход работ. Инн несет большое количество гравелистых и галечных наносов, постоянно откладывая их в паводки в новых местах и затрудняя хозяйственное использование прибрежных земель. Задачей регулирования было обеспечить продвижение наносов вниз, защитить берега от обрушения, создать реке устойчивое русло. В этих целях намечена была трасса выправления, показанная на фиг. 130, б-е сплошными линиями, дававшая и некоторое сокращение длины реки. Метод образования трассы был принят с помощью бун.

На фиг. 130, а показан план реки до регулирования, на плане б - запроектированная трасса, в — начало работ (некоторые буны построены и начаты два прокопа), г — развитие строительства бун (занесение пазух между бунами еще не закончилось), д — занесение почти закончилось, но в верхней части участка русло еще не зарегулировано; на плане е — регулирование закончено.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 4

А. На русском языке

1. По общему списку - № 1, 6, 10, 11, 12.
2. Акулов К. А. и В е л к а н о в М. А., Краткое изложение теорий движения речного потока и методы выправления рек, М. 1928 г.
3. Акулов К. А., Выправительные работы на Днепре, СПб 1914 г.
4. Брилинский А. Д., Горные потоки, их природа и меры борьбы с ними, 1930 г.
5. Брудастов А. Д., Осушение болот и регулирование водоприемников, М. 1931 г.
6. Водарский Е. А., Берегоукрепительные работы, М. 1934 г.
7. Водарский Е. А., Выправление (регулирование) рек, М. 1936 г.
8. Г р и ш и н М. М., Применение металлических сеток в гидротехническом строительстве, 1930 г.
9. Кандиба Б. Н., Регулирование рек, Л. 1927 г.
10. К е р н Э. Э., Овраги, их закрепление, облесение и запруживание, 1928 г.
11. Потапов М. В. и др., Поперечная циркуляция в открытом потоке и ее гидротехнические применения, М. 1936 г.
12. Соколов Н. Н., Выправительные работы на среднем плесе р. Волги, Казань 1917 г.

Б. Иностранная

1. По общему списку - № 4, 6, 10, 11, 13, 18.
2. Hlavinka, Nauka o melioracich, upravach toku a hrozeni bystrin, Dil. II. Brno. 1927.
3. Kreuter, Flussbau, VI Band d. Wasserbau. Leipzig 1921.
4. Thomas and Watt, The improvement of rivers, N.-Y. 1918.
5. Van-Ornum, The regulation of rivers, N.-Y. 1914.
6. W i n к е l, Flussregelung, Berlin 1934.
7. Wang, Grundriss der Wildbachverbauung, 1903.

ГЛАВА ПЯТАЯ

РЕГУЛИРОВАНИЕ СТОКА. ВОДОХРАНИЛИЩА

§ 35. СУЩНОСТЬ И ЦЕЛИ РЕГУЛИРОВАНИЯ СТОКА

1. ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ

Регулирование стока (фр. — regularisation des eaux, regularisation du regime des rivieres, нем. — Wasserabflussregulierung, англ. — regulation of flow) представляет собой систему водохозяйственных мероприятий,

изменяющих во времени естественный ход водного стока как поверхностного, так и подземного в целях более полного и совершенного использования водных ресурсов или в целях борьбы с вредным действием воды (наводнениями и затоплениями, заболачиванием земель и др.).

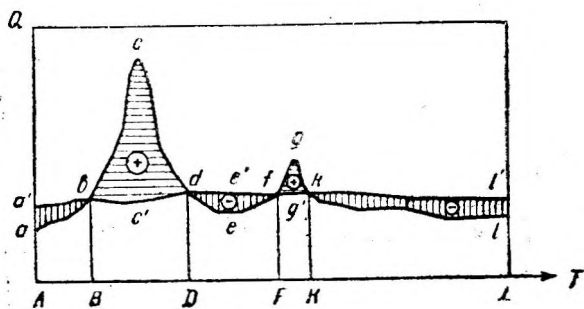
В широком смысле к регулированию стока относятся и мероприятия по задержанию выпавших на землю атмосферных осадков путем устройства на склонах валиков, канав, снегозадержания, облесения (гл. 4) и прочие так называемые увлажнительные работы, а также мероприятия по задержанию стока грунтовых вод подземными плотинами и мероприятия по ускорению и облегчению стока грунтовых вод путем устройства осушительных канав, дренажа и т. п. Однако в дальнейшем изложении речь будет идти преимущественно о регулировании речного (озерного) стока, поскольку перечисленные выше увлажнительные и осушительные мероприятия не требуют обычно применения крупных гидротехнических сооружений, составляющих предмет данного курса, и освещаются обычно в курсах мелиорации ¹ и в аналогичной специальной литературе.

Регулирование стока заключается во временном задержании части стекающих вод в особых резервуарах, называемых водохранилищами, с последующим выпуском накопленной в них воды в другой период времени. Таким путем достигается уменьшение бытовых расходов воды в реке ниже водохранилища в период накопления воды, т. е. наполнения водохранилища, и увеличение бытовых расходов реки в период выпуска воды, или, как принято говорить, с р а б о т к и водохранилища.

2. ЦЕЛИ РЕГУЛИРОВАНИЯ СТОКА

Регулирование стока имеет целью приспособление режима речного стока к режиму потребления воды различными водохозяйственными предприятиями или в интересах защиты районов от вредного действия речных вод. Как известно, ход речного стока может быть изображен в виде

графика расходов воды, или гидрографа (фиг. 131 — кривая *abcdefgkl*), строящегося так, что на оси абсцисс откладывается время (в часах или сутках, месяцах, годах и пр.), а на оси ординат расходы воды, отнесенные к принятой единице времени. При наложении графика потребления воды *a'bc'de'fg'kl'* на гидрограф (фиг. 131) можно видеть, что в отдельные периоды



Фиг. 131. Гидрограф реки.

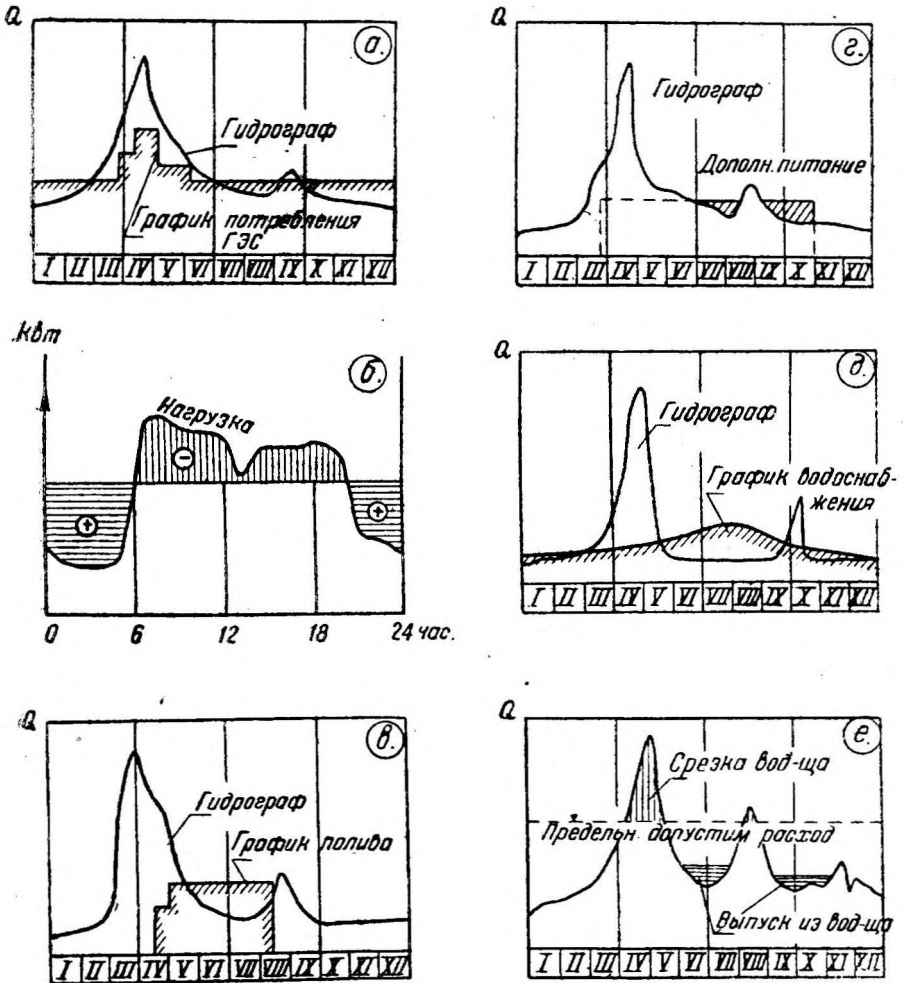
потребление превышает сток (заштрихованные площади со знаком минус), в другие периоды происходит обратное явление (площади со знаками плюс). Следовательно в реке имеется то недостаток, то избыток воды.

Площадь графика, ограниченная кривой стока или потребления, основанием графика (осью абсцисс) и двумя ординатами, отсекающими известный период времени, изображает объем протекшей в реке или соответственно потребленной воды за тот же период времени. Площади, заключенные между кривыми потребления и стока, показывают избыток стока (например *bc'dc'b, fgkg'f*), или его недостаток (например *a'ba, de'fed*). Очевидно, что если сумма площадей, изображающих избыток стока, больше площадей, характеризующих его недостаток, то возможно регулированием стока удовлетворить предъявляемые потребности в воде; в противном случае это вообще невозможно.

¹ См. например Костяков А. Н., Основы мелиорации, М. 1935 г., и др.

Несовпадение графиков стока и потребления может иметь место в течение суток или в течение сезона, года, наконец в период ряда лет. В соответствии с этим регулирование стока может быть суточным, сезонным, годовым и многолетним.

Потребность в регулировании стока возникает в различных отраслях водного хозяйства и иллюстрируется помещаемыми ниже примерами графиков потребления (фиг. 132).



Фиг. 132. Различные графики потребления воды.

а) При использовании водной энергии потребление воды на гидроэлектростанции зависит от нагрузок последней. Нагрузка в течение года меняется относительно мало, но при совместной работе гидростанции с тепловой электростанцией нагрузка распределяется между ними так, чтобы гидростанция наилучшим образом приспособлялась к гидрографу реки. Тем не менее потребление воды гидростанцией (и следовательно ее мощность) проектируется обычно на расходы воды, превышающие минимальные расходы реки (фиг. 132, а).

В течение суток нагрузка электростанции резко меняется, в то время как расходы реки могут быть постоянными (фиг. 132, б).

б) Ирригация земель нуждается в воде для полива главным образом в летние месяцы, почему график потребления воды представляет примерно прямую на отрезке апрель — август (фиг. 132, в).

в) Регулирование стока для нужд водного транспорта имеет целью повышение глубин в меженное время путем увеличения меженных расходов воды до некоторой постоянной величины, обеспечивающей заданную глубину (фиг. 132, з). В СССР дополнительное питание имеют Верхняя Волга, Сухона, кроме того многие малые реки имеют частичное регулирование стока в целях создания попусков для лесосплава.

г) Водоснабжение крупных городов, промышленных комбинатов из небольших рек требует также зарегулирования стока (фиг. 132, д), водоснабжение колхозов и совхозов часто тоже базируется на зарегулировании стока речек и суходолов.

д) Особого регулирования стока требует борьба с наводнениями и затоплениями, причиняемыми паводками. Задача в этом случае состоит в ограничении максимальных расходов реки до некоторого предела, при котором затопления земель и ценных предприятий снижаются или совсем отпадают. В этом случае пик паводка (на фиг. 132, е) совершенно „срезается“ и удерживается в водохранилище, из которого вода выпускается в период низких горизонтов в реке.

Обычно регулированием стока выполняется несколько задач одновременно; в частности уменьшение опасности наводнений достигается каждый раз, когда для тех или иных целей срезается пик паводка. Например Истринское водохранилище для водоснабжения Москвы частично снижает паводок Москва-реки. Строящееся Рыбинское водохранилище на рр. Волге и Шексне помимо достижения энергетических целей дает возможность значительно повысить глубины на Волге от г. Рыбинска до г. Горького.

Развитие водного хозяйства СССР не может в дальнейшем обойтись без широкого регулирования стока, и действительно, многие проекты, например реконструкции р. Волги, предусматривают крупнейшие водохранилища на самой Волге (Камышин, Куйбышев, Чебоксары), на Каме (Соколы Горы, Верхне-Камское), проектируются также крупные водохранилища в Заволжье для ирригации (Чагра, Узени), на Дону у Калача, на Куре у Мингечаура и др.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛЕЗНОЙ ЕМКОСТИ ВОДОХРАНИЛИЩА

Объем воды, который необходимо задержать в водохранилище с тем, чтобы в период недостатка воды выпустить его в реку, называется полезной или регулирующей емкостью, которую можно определять аналитическим или табличным способом либо графически,

а) При табличном способе ведут расчет в форме таблицы, образец которой приводится ниже (табл. 20).

В табл. 20 дан пример расчета регулирования за годовой период, причем расчетной единицей времени взят месяц (чаще пользуются декадами). Сравнение годового стока и потребления (графы 2 и 3) показывает наличие избытка стока за год в сумме 3467,8 тыс. м³, следовательно покрытие потребления вообще возможно. Сравнение стока и потребления по месяцам показывает, что в марте — июне имеется избыток, а в остальные месяцы недостаток стока. Поэтому с марта водохранилище будет наполняться водой, а сбрасываться начнет с июля.

Для определения потребной или регулирующей емкости водохранилища подсчитывают суммы недостатков воды по месяцам с момента начала недостатка (в данном случае, начиная с июля и переходя за январь¹). Указанные суммы для каждого месяца обозначают объем воды, который должен быть получен из водохранилища для покрытия потребления за истекший с июля месяца период.

¹ При этом конечно предполагается, что сток в январе, феврале и далее в следующем году аналогичен стоку данного года.

Подсчет емкости водохранилища

Месяцы	Сток воды С в тыс. м ³	Потребле- ние воды П в тыс. м ³	Разности С — П в тыс. м ³		Σ(С — П) в тыс. м ³ (с 1/VI по 30/VI)
			избыток воды	недостаток воды	
1	2	3	4	5	6
Январь	1 814,0	3 894,0	—	2 080,0	—11 483,0
Февраль	2 144,0	3 437,4	—	1 293,2	12 776,4
Март	7 770,0	3 115,2	4 654,8	—	—8 121,6
Апрель	8 806,0	3 982,0	4 824,0	—	—3 297,6
Май	10 101,0	4 511,6	5 589,4	—	+2 291,8
Июнь	6 842,0	5 666,0	1 176,0	—	+3 467,8
Июль	3 065,0	5 625,4	—	2 560,4	—2 560,4
Август	2 547,0	5 115,2	—	2 568,2	—5 128,6
Сентябрь	2 993,0	4 478,4	—	1 485,4	—6 614,0
Октябрь	3 885,0	3 894,0	—	9,0	—6 623,0
Ноябрь	2 367,0	3 216,2	—	849,2	—7 472,2
Декабрь	1 903,0	3 833,8	—	1 930,8	—9 403,0
За год	54 237,0	50 769,2	+16 244,2	—12 776,4	Перенос на январь
		+3 467,8		+3 467,8	

Максимальный объем воды, который должен быть дан водохранилищем, определяется наибольшей величиной графы 6, в данном случае величиной 12 776,4 тыс. м³ — за февраль, так как с марта уже начинается приток в водохранилище.

Таким образом потребная емкость водохранилища определяется кругло в 12,8 млн. м³. Подсчитывая далее приток за март—май, можно видеть, что он превысит емкость водохранилища на 2 292 тыс. м³; эта излишняя вода должна быть сброшена из водохранилища; точно так же должен быть сброшен весь июньский избыток (графа 5).

б) Графический способ расчета емкости водохранилища более нагляден, чем табличный, и основан на использовании интегральных кривых стока и потребления. Для построения интегральной кривой стока (потребления) на оси абсцисс откладывают время, а ординаты изображают сток (потребление) за период с некоторого начального момента. На фиг. 133 представлен гидрограф реки, и под ним построена интегральная кривая стока. Ординаты последней w_1, w_2 . . . изображают сток соответственно за период t_1, t_2 . . . Средний расход воды за период $t_2 - t_1$ определяется (с учетом принятых масштабов) тангенсом угла α наклона секущей, проведенной через вершины ординат w_1 и w_2 к оси абсцисс, т. е.

$$Q_{cp} = \frac{w_2 - w_1}{t_2 - t_1} = \operatorname{tg} \alpha. \quad (54)$$

Если $\Delta t = t_2 - t_1$ — бесконечно малый промежуток времени, то секущая в пределе становится касательной к интегральной кривой в вершине ординаты t_1 , наклоненной к оси абсцисс под углом α_1 , и расход воды Q_1 в момент t_1 будет равен с учетом масштаба

$$Q_1 = \operatorname{tg} \alpha_1$$

Построив интегральные кривые стока и потребления на одном чертеже, нетрудно определить наибольшую потребную емкость водохранилища. Разность ординат кривой стока и потребления, равная отрезку W в

момент t (фиг. 134, а), показывает избыток (или недостаток) стока за период времени от начального до данного момента. Для удобства нахождения указанного избытка или недостатка стока строим ниже "разностную" кривую, ординаты которой представляют разность ординат интегральных кривых потребления и стока (фиг. 134, б). Из рассмотрения разностной кривой видно, что в момент потребления за время t_2 одинаковы; однако к начальному моменту должен быть где-то запасен объем w_1 (наибольшая ордината) для того, чтобы за период t_1 покрыть недостаток в стоке w_1 . Далее, за период $t_3 - t_2$ накапливается в водохранилище избыток стока который расходуется в период $t_4 - t_3$; одновременно в водохранилище должен находиться объем w_1 , который будет израсходован¹ в период t_1 , следующий за t_4 . Всего таким образом водохранилище должно иметь объем:

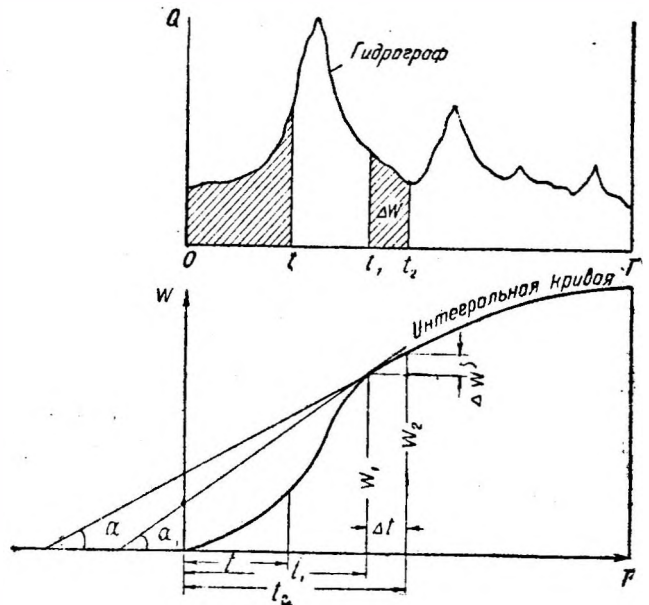
$$W = w_1 + w_2, \quad (55)$$

равный расстоянию между горизонтальными касательными в наивысшей и наинизшей точках разностной кривой. При этом берется ближайшая наинизшая точка кривой справа от наивысшей (в нашем случае надо было бы начать анализ с момента начала наполнения водохранилища, т. е. участок t_2 рассматривать как продолжение кривой за точкой t_4).

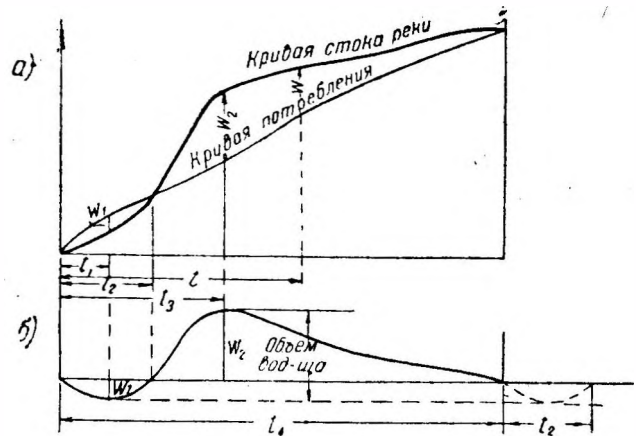
Здесь приведен лишь простейший случай определения емкости водохранилища; пользуясь тем же методом, можно решать весьма сложные водохозяйственные задачи в области энергетики, ирригации, водоснабжения и пр. Данный метод получил широкое развитие в настоящее время, и водохозяйственные расчеты стали специальной дисциплиной, имеющей довольно богатую литературу (см. ниже перечень литературы).

Расчетным периодом для определения емкости могут быть сутки, год, многолетний период, в соответствии с чем получают емкости суточного, годового и многолетнего регулирования.

¹ В приводимом рассуждении предполагается, что сток и потребление следующего года идут совершенно идентично данному году.



Фиг. 133. Гидрограф реки и интегральная кривая стока.



Фиг. 134. Определение емкости водохранилища.

4. СИСТЕМЫ ВОДОХРАНИЛИЩ

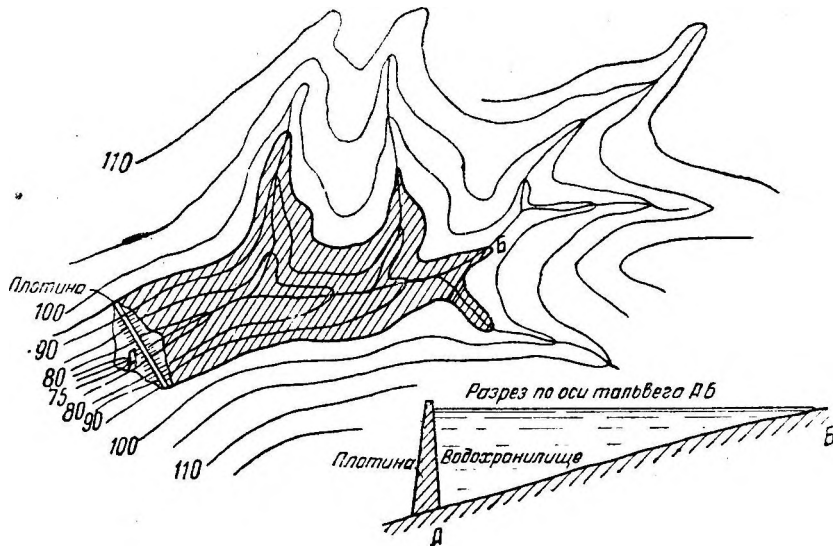
Потребная для регулирования емкость может быть обеспечена одним водохранилищем или по условиям местности несколькими менее емкими водохранилищами, образующими известную систему, т. е. работающими по единому плану. Водохранилища, входящие в одну систему, могут быть расположены или одно за другим по течению одной реки (последовательное расположение) или же на разных притоках реки (параллельное или смешанное расположение). Система водохранилищ на притоках позволяет осуществлять более свободное маневрирование выпуском воды из водохранилищ, в то время как при последовательном расположении последних работа их взаимно более связана.

§ 36. ВОДОХРАНИЛИЩА

(фр. — *reservoir, bassin de retenue*, нем. — *Stauweiher, Speicher, Staubecken*, англ. — *storage reservoir*).

1. ТИПЫ ВОДОХРАНИЛИЩ

Емкость современных водохранилищ бывает весьма значительной, достигая иногда величины нескольких кубических километров: так например, Ивановское водохранилище на Верхней Волге, наполненное впервые в 1937 г., имеет емкость несколько более 1 км^3 , проектируемое Камышинское на Волге— 53 км^3 , Мингечаурское на р. Куре—около 14 км^3 .



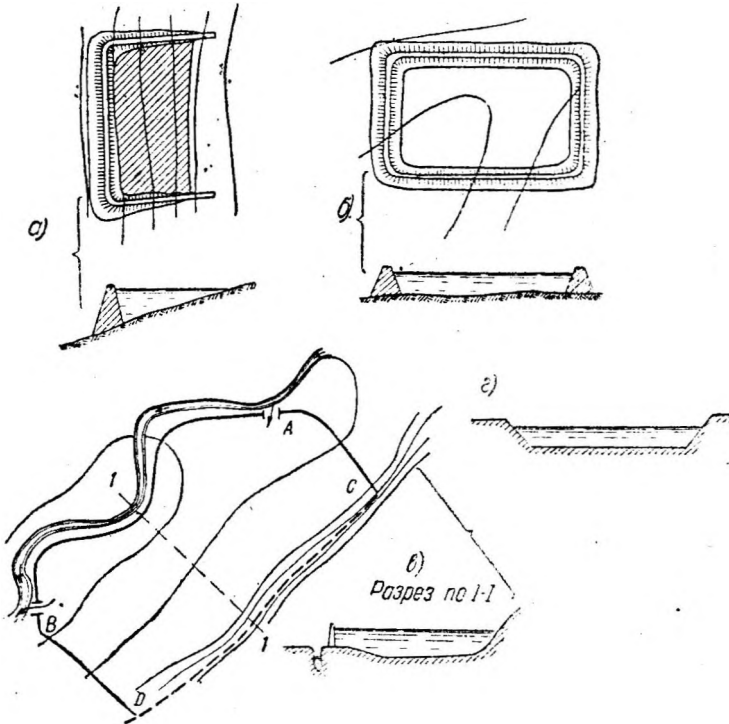
Фиг. 135. Плотинное водохранилище.

По способу их устройства водохранилища могут быть разделены на а) плотинные, б) обвалованные и в) копаные. Небольшие закрытые или открытые резервуары для задержания дождевых вод (цистерны), а также наполняемые механически бассейны для регулирования сети водоснабжения здесь не рассматриваются.

а) Плотинные водохранилища образуются в долине реки путем заграждения ее плотиной А (детальнее см. гл. 6 и след.), откуда и название этого типа (фиг. 135). Малые плотинные водохранилища на небольших речках, в оврагах и т. п. называются прудами.

Плотинные водохранилища имеют наибольшее распространение вследствие относительной их дешевизны по сравнению с другими типами, что объясняется малым объемом работ, если его отнести к 1 м^3 задерживаемой воды.

б) Обвалованные водохранилища образуются или на пологих склонах долины (фиг. 136, а) или на почти горизонтальных террасах и плато (фиг. 136, б), или в поймах рек (фиг. 136, в). Склоновые водохранилища (фиг. 136, а), распространенные главным образом в практике так называемого лиманного орошения, собирают в себя дождевые и снеговые воды. Вместе с тем, так же как и террасовые водохранилища (фиг. 136, б), они иногда служат для целей аккумуляции воды при суточном регулировании гидроэлектростанций (бассейны суточного регулирования); если такие водохранилища наполняются водой при помощи насосов в период малой нагрузки станции и затем сбрасываются в периоды пиков нагрузки, то они называются гидроаккумуляторами, а самые электростанции—гидроаккумуляторными. Небольшие склоновые водохранилища используются также и в качестве рыбоводных прудов.



Фиг. 136. Схемы обвалованных и копаного водохранилищ.

Подача воды в склоновые и террасовые водохранилища осуществляется или естественным стоком или по каналам и трубам, иногда путем перекачки насосами.

Пойменные водохранилища служат главным образом для регулирования паводочного стока, т. е. заполняются только после того, как горизонт воды в реке достигнет некоторого предела, допустимого по водохозяйственным условиям. Срабатывается водохранилище после спада паводка, иногда немедленно. На фиг. 136, в показано пойменное водохранилище, образованное береговым валом *AB*, двумя поперечными валами *AC* и *BD* и склоном долины. Впуск воды производится с верхового (по течению) конца водохранилища *A*, выпуск — с низового — *B*.

Подобный тип водохранилища запроектирован и осуществляется в пойме р. Кубани выше г. Краснодара (Тщикское водохранилище) для защиты от затоплений обвалованной поймы р. Кубани.

Обвалованные водохранилища дороже плотинных (по расчету на 1 м³ емкости), и применение их имеет место в тех случаях, когда невозможно

устройство плотинных водохранилищ или когда специальные цели делают плотинное водохранилище неприменимым (лиманное орошение).

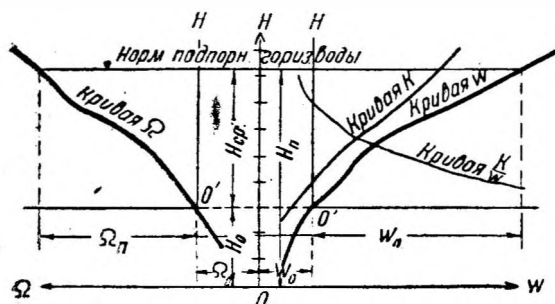
в) Копанные водохранилища обычно имеют небольшую емкость, так как являются наиболее дорогими и требуют наибольшего объема работ на 1 м³ емкости. Водохранилища эти получаются путем земляной выемки (фиг. 136,з), иногда с частичным обвалованием, и наполняются дождевой (и грунтовой) водой.

Малые водохранилища-копаны служат для водоснабжения и орошения. Более крупные применяются иногда для суточного регулирования гидроэлектростанций.

2. ХАРАКТЕРИСТИКИ ВОДОХРАНИЛИЩ

Основными показателями водохранилища являются его емкость, глубина и площадь, затопляемая водой, или так называемая площадь зеркала. Показатели эти представляются обычно в виде кривых связи емкости и площади зеркала с глубиной.

Для построения указанных кривых подсчитывают площади зеркал и объемы воды в водохранилище для разных глубин или, лучше, отметок его наполнения. Площади Ω , ограниченные горизонталями (фиг. 135), определяются планиметрированием, и затем величины их наносят (фиг. 137)



Фиг. 137. Основные характеристики водохранилища.

в виде абсцисс на график, ординатами которого являются отметки зеркал H ; соединяя эти точки плавной линией, получают кривую площадей зеркал Ω .

Объемы, или емкости, водохранилища исчисляют, зная величины площадей $\Omega_1, \Omega_2, \dots$, ограниченных горизонталями, по формулам:

$$\Delta W = \frac{\Omega_1 + \Omega_2}{2} \cdot \Delta H, \quad (56)$$

или более точно

$$\Delta W = \frac{1}{3} (\Omega_1 + \sqrt{\Omega_1 \Omega_2} + \Omega_2) \cdot \Delta H, \quad (56')$$

где ΔW —объем воды, заключенный между горизонтальными плоскостями, секущими водохранилище по горизонталям с разностью отметок ΔH , а Ω_1 и Ω_2 - площади, ограниченные указанными горизонталями и плотиной или валом, образующим водохранилище.

Складывая постепенно величины ΔW и нанося их против соответствующих H , по другую сторону от вертикальной оси, получают кривую емкости W водохранилища (фиг. 137).

Объем водохранилищ для русел, по форме близких к параболическим (что обычно имеет место), может быть быстро, но весьма приближенно подсчитан по формуле:

$$W = \frac{4}{15} B h L, \quad (57)$$

где B — ширина зеркала воды, h — глубина воды у плотины, L —длина водохранилища.

Кроме основных кривых Ω и W на график наносят иногда еще кривую стоимости водохранилища K в рублях или в основных объемах работ по плотине (куб. метров земли или бетона), а также кривую удельной

стоимости K/W на 1 м³ емкости. Последняя кривая характеризует эконо-

мичность водохранилища: чем меньше K/W , тем выгоднее устройство водохранилища.

Как видно из кривой K/W , удельная стоимость водохранилища падает с увеличением его объема.

Малые водохранилища (до 50—70 млн. m^3) обходятся от 3 до 60 коп. на 1 m^3 емкости¹, крупные (более 100 млн. m^3) — от 0,5 до 15 коп. на 1 m^3 в ценах последних лет. Отклонения от этих цифр в отдельных случаях могут быть значительными.

Обычно не вся емкость водохранилища используется для водохозяйственных целей, т. е. водохранилище срабатывается не полностью до дна, а лишь до некоторого горизонта сработки, ниже которого находится так называемый мертвый объем, или мертвый запас W_0 . Полезная емкость следовательно должна считаться от абсциссы W_0 (фиг. 137). Если провести на графике (фиг. 137) линию наивысшего горизонта воды в водохранилище или линию нормального подпорного горизонта, то она отсекает на кривых W , Ω и др., относимых к координатным осям $HO'W$ и $HO'\Omega$, полезную емкость W_n и площадь временного затопления Ω_n , величина же

$$H_{сраб} = H_n - H_0 \quad (58)$$

будет высотой срабатываемого слоя, или сработки водохранилища.

Величина мертвого объема W_0 назначается из разных соображений: при энергетическом использовании водохранилища чем выше отметка горизонта мертвого объема H_0 , тем в ряде случаев больше выработка энергии; при использовании воды для целей ирригации с повышением H_0 улучшается отвод воды на орошаемые площади, увеличивается площадь командования (или обслуживания) отводимым ирригационным каналом; в случае, если водохранилище предназначено для водоснабжения, необходимо иметь глубину H_0 достаточной, чтобы водоприемные трубы не обмерзли и не засасывали мутной воды у дна, т. е. H_0 должно быть не менее 2—2,5 м.

Большую роль при выборе величины H_0 играют соображения о возможном заилении или занесении водохранилища наносами (см. § 38) и санитарные соображения, не позволяющие обнажать из-под воды значительные площади, долгое время бывшие затопленными. С последней точки зрения и высота срабатываемого слоя $H_{сраб}$ должна быть возможно минимальной.

В существующих водохранилищах отношение мертвого объема ко всей емкости водохранилища W_0/W составляет от 10 до 60%; высокие цифры относятся главным образом к водохранилищам для энергетических целей, где W_0/W может получить и более высокие значения.

Паводочные водохранилища, в частности пойменные, могут иметь отношение W_0/W очень малым, равным почти нулю.

Что касается полезной емкости W_n водохранилища, то она характеризует степень зарегулирования реки, что может быть измерено отношением полезной емкости к среднему годовому стоку реки:

Для бассейнов суточного регулирования $\frac{W_n}{\Sigma Q}$, выраженное в процентах, составляет ничтожные доли; для сезонного и годового — цифры порядка 10—25% и более, а для многолетнего — превышает 100%² и более.

3. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ ВОДОХРАНИЛИЩ

Каждое водохранилище обычно снабжается сооружениями двух типов: удерживающими воду и выпускающими ее.

¹ Г. Н. Роев, Укрупненные измерители стоимости водохранилищ, М. 1933 г.

а) Водоудержательными сооружениями являются:

1) плотины из различных материалов (разд. III), иногда значительной высоты (до 100 м и более);

2) земляные валы или дамбы, образующие так называемые обвалованные водохранилища или частично ограждающие плотинные водохранилища, чтобы не допустить затопления некоторых ценных угодий или временного затопления небольшим слоем воды обширных низменных площадей; высота валов может колебаться от 2—3 до 10—15 и более метров;

3) водонепроницаемые одежды и завесы, защищающие береговые откосы (или дно) в случае чрезмерной водопроницаемости последних, вызывающей сильную фильтрацию и значительные утечки воды из водохранилища; защита от фильтрации состоит в покрытии откосов (или дна) водоупорным слоем; устраивают также вертикальные завесы, пересекающие фильтрующие слои грунта и выполняемые путем нагнетания в грунт цементного или глинистого раствора; иногда применяется асфальт.

Указанные сооружения описаны в гл. 8 и т. II.

б) Водовыпускные сооружения должны обеспечивать выпуск воды из водохранилища в следующих случаях:

1) полезный выпуск воды по основному назначению водохранилища, для чего служат водозаборные или водоприемные устройства;

2) сброс избыточных вод водохранилища (паводковых), могущих переполнить его и разрушить затем водоудержательные сооружения; этот выпуск осуществляется водосбросами, одним из видов которых являются водосливы (т. II);

3) полное опорожнение водохранилища в случае капитального ремонта сооружений, или возникновения угрозы существованию плотин и валов, или наконец для очистки водохранилища от наносов, ила (обычно только в малых водохранилищах и то не всегда); сооружения для опорожнения водохранилища называются водоспусками.

Водовыпускные сооружения устраиваются в теле плотин или валов или в берегах; они подробно описаны в гл. 9 и т. II.

§ 37. ПОТЕРИ ВОДЫ ИЗ ВОДОХРАНИЛИЩ

Вода, собранная в водохранилище, частично теряется вследствие испарения и просачивания (фильтрации) в дно и бока, или, как говорят, в "чашу" водохранилища, а также через плотину и валы.

1. ПОТЕРИ НА ИСПАРЕНИЕ

Потери на испарение зависят от климатических и географических условий месторасположения водохранилища и затем от величины площади его зеркала.

Потери воды на испарение измеряются толщиной потерянного слоя воды в миллиметрах за известный промежуток времени (сутки, месяц, год); величина испарения определяется наблюдениями на метеорологических станциях непосредственно на приборах (Вильда, Лермантова-Любославского) или путем вычислений на основе наблюдаемых других факторов: влажности и температуры воздуха, скорости ветра, например по формуле Мейера-Тихомирова:

$$E = (V - v)(15 + 3w),$$

где E — слой испарения за месяц (30 суток) в мм;

V — предел насыщения: максимальная упругость пара в мм ртутного столба при средней месячной температуре по району ближайшей метеорологической станции;

v — абсолютная влажность: действительная упругость водяного пара при средней месячной температуре и средней относительной влажности, тоже в мм ртутного столба;

w — средняя за месяц скорость ветра на высоте около 10 м над поверхностью земли в м/сек.

Принимая во внимание, что величина $V-v$ представляет собой так называемый дефицит влажности, можно переписать формулу (59) в следующем виде:

$$E = d(15 + 3w), \quad (60)$$

где

$$d = V - v. \quad (61)$$

В формулу (60) обычно вводится редукционный коэффициент R ; таким образом

$$E = Rd(15 + 3w). \quad (60')$$

Величина R зависит от величины d ; так при $d=15\text{ мм}$ $R = 0,5$, при $d = 5\text{ мм}$ $R = 0,7$.

При использовании показаний испарителей надо учитывать, что испаритель Вильда дает иногда преувеличенные значения испарения испаритель же Лермантова-Любославского дает преувеличенные на 20—25% показания, судя по исследованиям Б. В. Полякова в Заволжье (1935—1936 гг.). Для иллюстрации приводим в табл. 21 данные по испарению для некоторых пунктов.

Таблица 21

Данные по испарению с водной поверхности (в мм)

Месяц Пункты	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Год
1. Донбасс, ст. Каменская (по испар. Вильда)	9,8	13,7	28,4	95,4	147,4	129,4	149,5	162,4	110,3	73,8	25,4	10,2	955,7
2. Бассейн Аму-Дарьи (Керки)	35,0	57,0	98,0	130,0	201,0	257,0	287,0	231,0	143,0	92,0	63,0	41,0	1 638,0
3. Водоохранилища в Калифорнии	38,0	54,0	85,0	126,0	160,0	203,0	234,0	209,0	160,0	110,0	63,0	38,0	1 480,0

Годовой слой испарения для водоохранилищ равен в среднем от 300—500 мм в средней и северной полосе СССР и до 1000 мм и более для юга.

При расчете потерь на испарение умножают величину слоя испарения за отдельный период на среднюю площадь зеркала водоохранилища за тот же период (поскольку горизонт воды водоохранилища колеблется) за вычетом площади зеркала водоема до создания водоохранилища.

Величина слоя испарения с водной поверхности должна быть уменьшена на высоту слоя воды, испарявшейся ранее с земной поверхности, занимаемой созданным водоохранилищем.

Величину средних многолетних потерь на испарение часто приближенно принимают как разницу между средней величиной испарения с водной поверхности и средней величиной осадков, выпадающих на площадь зеркала водоохранилища. Потери на испарение составляют заметную долю в балансе водоохранилища, расположенного в южных и засушливых зонах, достигая 10—15% полезной емкости.

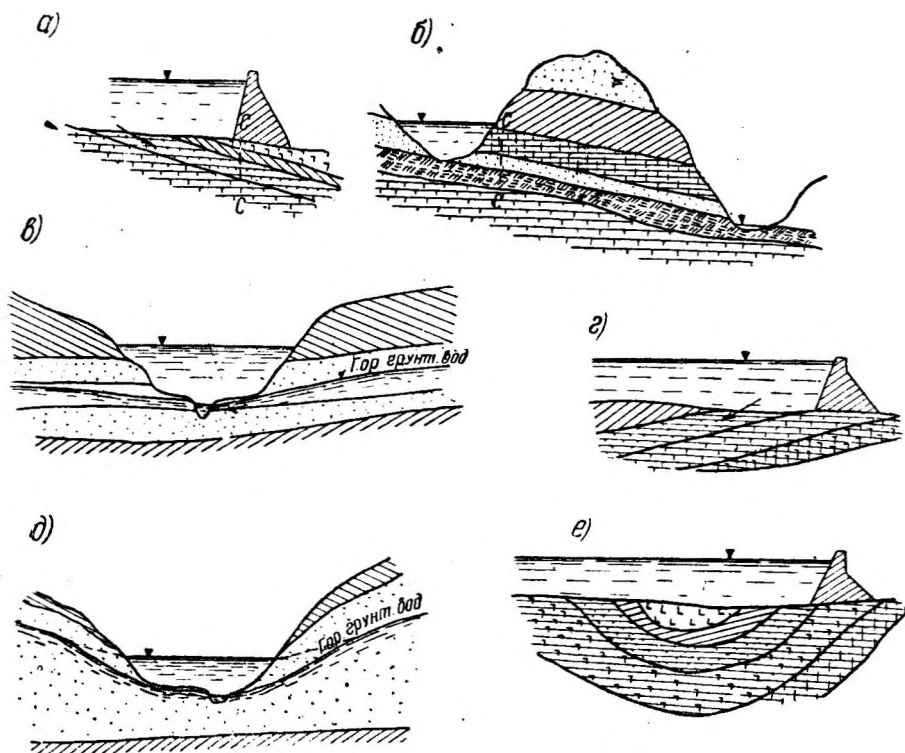
Борьба с указанными потерями невозможна; лишь в малых водоохранилищах испарение удастся несколько снизить путем устройства лесозащитных полос, главным образом со стороны господствующих ветров.

¹ При небольшом испарении до 5 мм, как показали исследования Н. П. Чеботарева для Донецкого бассейна, испаритель Вильда дает меньшее испарение, чем плавучий Лермантова-Любославского.

2. ПОТЕРИ НА ФИЛЬТРАЦИЮ

Основные потери на фильтрацию происходят в чаше водохранилища (дно и бока); под плотиной и через плотину или валы потери обычно невелики и лишь в редких случаях становятся заметными (длинные валы), но современная техника плотиностроения вполне справляется с ликвидацией таких потерь (см. гл. 8 и т. II). Поэтому остановимся главным образом на потерях в чаше водохранилища.

Заметные утечки воды происходят по слоям сильно водопроницаемых пород, к которым надо отнести большую часть известняков, песчаников, конгломератов, иногда гипсов и наконец песков.



Фиг. 138. Схемы геологических условий при устройстве водохранилищ.

В практике плотиностроения имеется немало примеров столь значительной фильтрации, что водохранилища не могли выполнить своего назначения.

Так, водохранилище, образованное плотиной Мария-Кристина (Испания), емкостью 28 млн. m^3 , наполнилось только раз и то на несколько часов, обычно же наполнение не превышает 4 млн. m^3 вследствие главным образом наличия поглощающих воды меловых известняков левого берега. В Испании имеется другая плотина — Монте-Хаке (Monte Jasque) высотой 72 м, за которой водохранилище вообще никогда не было наполнено вследствие потерь в юрские известняки правого берега. Потери воды в песчаники плотины Тремп достигли 2 $m^3/сек$, а в известняки плотины Камараза — около 11 $m^3/сек$.

Перечисленные породы опасны в отношении фильтрации, если они трещиноваты, кавернозны, разрушены карстовыми процессами.

Утечки в песках и галечниках бывают также значительными, если грунты эти не закольматированы, но обычно меньше, чем в трещиноватых породах.

Большое значение имеет расположение водопроницаемых слоев и падение и простирание по отношению к плотине и соседним долинам, а также по отношению к горизонтам подземных вод окружающего района.

Если например водопроницаемые слои падают вниз по длине (фиг. 138,а) или в сторону соседней долины, расположенной на более низких отметках (фиг. 138,б), или если борты и дно водохранилища сложены из водопроницаемых песков и уровень грунтовых вод находится значительно ниже будущего зеркала водохранилища (фиг. 138,в), то потери воды из последнего будут значительными. При ином расположении слоев (фиг. 138, г, е) или в случае, если данная долина дренирует соседние, расположенные выше, и имеется приток грунтовых вод в сторону данной долины (фиг. 138,д), утечки воды из водохранилища будут лишь в первое время (на насыщение водоносных слоев), а затем прекратятся; в некоторых же случаях приток грунтовых вод увеличит положительную часть водного баланса водохранилища. Само собой разумеется, что при наличии водопроницаемых грунтов, образующих чашу водохранилища, потерь воды почти не будет.

Расчет фильтрации может быть проведен лишь на основании обстоятельного гидрогеологического исследования района, которое установит стратиграфию района, положение водоносных слоев и горизонтов, условия их питания водой и фильтрационные свойства (коэффициенты фильтрации) грунтов в районе водохранилища. Подобные расчеты должны быть поручаемы инженерам-гидрогеологам¹, при этом однако необходимо помнить, что такие расчеты даже в благоприятном случае могут быть произведены только довольно приближенно.

Для предварительных соображений потери на фильтрацию из чаши водохранилища принимают в виде слоя воды, просочившегося в грунт за известный период, например в год, считая от 0,5 м для хороших условий (малопроницаемые грунты) до 0,5—1,0 м для средних и до 2,0 м и свыше— для тяжелых условий (сильная водопроницаемость пород). В других случаях указанные потери исчисляются в процентах от объема водохранилища, считая их в пределах от 5 до 30% в зависимости от геологических условий.

Так, по данным американской практики фильтрационные потери составляют в малопроницаемых грунтах 0—5% от полного объема водохранилища, в грунтах средней проницаемости 5—15%, в проницаемых грунтах 15—30%, в особо неблагоприятных случаях—от 30% до полной невозможности сохранить воду.

С течением времени потери обычно уменьшаются благодаря заилению дна водохранилища мелкими частицами наносов, приносимыми питающей водохранилище водой (естественный кольматаж). Первое же время по наполнении водохранилища потери, наоборот, особенно велики, так как часть воды уходит на насыщение водопроницаемых грунтов чаши водохранилища.

Борьба с фильтрацией из водохранилища весьма затруднительна и дорога, но возможна. Борьба с потерями через трещиноватые скальные грунты ведется путем устройства цементационных завес (на фиг. 138, а, б они обозначены через С—С), подробнее описанных в гл. 8. Уменьшение потерь в песчаных и гравелистых грунтах может быть достигнуто кольматажем их, т. е. искусственным осаждением на дне и берегах мелких наносных частиц (глинистых, суглинистых) в дополнение к естественному кольматажу паводочными водами. Для этой цели мутность воды, питающей водохранилище, увеличивается за счет подачи в реку глинистых и суглинистых грунтов, в частности путем размыва гидромониторами специальных карьеров по берегам реки. Наконец в малых бассейнах (суточ-

¹ М. Лужон, Плотины и геология, М. 1936 г.

Н. Н. Биндеман, М. М. Гришин и М. П. Семенов, Методика инженерно-геологических исследований для крупного гидротехнического строительства (плотины и водохранилища), М. 1938 г.

ного регулирования и т. п.) можно применять укладку по дну водонепроницаемых слоев из глины, глинобетона, бетона, торфа и т. п. (гл. 2).

Однако все перечисленные меры вообще дороги, поэтому для больших водохранилищ применяются редко; в таких случаях приходится искать другие места для водохранилища.

3. ВЛИЯНИЕ ПОТЕРЬ ВОДЫ НА БАЛАНС ВОДОХРАНИЛИЩА. ВРЕМЕННЫЕ ПОТЕРИ

Помимо основных потерь воды на фильтрацию и испарение в водохранилище имеют место временные потери, восполняемые спустя известный период времени.

Сюда относятся например потери на образование ледяного покрова, так как вода, превращенная в лед, не может быть выпущена из водохранилища и использована до весны, когда лед растает.

К разделу временных потерь надо отнести и потери на насыщение грунтов берегов выше горизонта мертвого объема при наполнении водохранилища, так как при сработке его потерянные воды возвращаются в виде грунтового питания в водохранилище. Однако последний процесс происходит медленно и расчеты его весьма неопределенны, тем более, что часто вода может быть утеряна вследствие утечек из водохранилища, вследствие расхода воды на химические реакции и т. п. Этот грунтовой поток играет полезную роль в засушливые годы, когда питание водохранилища поверхностным стоком недостаточно обеспечено; по американским данным таким путем поступает в засушливые годы до 5—30% объема водохранилища.

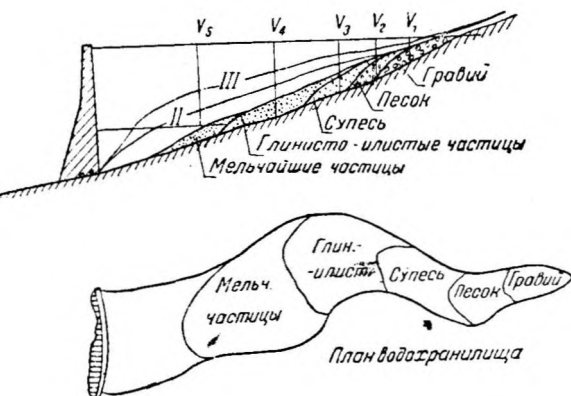
Временные и постоянные потери учитываются в балансе водохранилища так же, как и полезное потребление воды: строятся интегральные кривые потерь, последние суммируются с кривыми полезного расхода воды из водохранилища и затем определяется емкость последнего. Однако надо учесть, что потери можно исчислить, зная наперед площадь зеркала водохранилища, поэтому вначале емкость определяется без потерь а затем уже вторично, в порядке уточнения, с потерями.

§ 38. ОТЛОЖЕНИЕ НАНОСОВ В ВОДОХРАНИЛИЩЕ И УМЕНЬШЕНИЕ ЕГО ОБЪЕМА

1. ОТЛОЖЕНИЕ ВЗВЕШЕННЫХ И ДОННЫХ НАНОСОВ

Влечение наносов потоком происходит, как известно, при определенных гидравлических условиях (скорость v , уклон J , глубина h) для данного размера наносных частиц. При уменьшении v , J , h , одновременно или в отдельности, способность влечения наносов у потока снижается, наиболее крупные наносы выпадают и откладываются на дне.

В водохранилище скорости течения потока и уклоны быстро падают по мере приближения к плотине ($v_1 > v_2 > v_3 > v_4$, на фиг. 139), поэтому наносы выпадают из воды, притом прежде всего в верховом конце (хвостовой части) водохранилища, сортируясь кроме того по крупности сообразно со скоростями течения, т. е. с постепенным



Фиг. 139. Схема заиливания водохранилища.

уменьшением крупности по направлению к плотине (фиг. 139). В первую очередь останавливается конечно движение донных наносов в верховом

конец водохранилища; взвешенные же наносы будут усиленно отлагаться ближе к плотине (см. стр. 170—172).

В связи с отложением наносов емкость водохранилища уменьшается из года в год, причем не только в части мертвого объема, но и за счет полезной емкости в силу специфического характера отложения наносов, надвигающихся как бы сплошной отмелью от верхового конца к низовому (фиг. 139 —цифры II и III обозначают последующие этапы заиления).

Темпы уменьшения объема водохранилища зависят от "твердого" расхода, т. е. расхода взвешенных и донных наносов, и его отношения к расходу воды, от емкости водохранилища, условий его работы и других факторов.

В табл. 22 приведены данные по заилению некоторых водохранилищ.

Таблица 22

Заиление водохранилищ

№ п/п	Наименование водохранилища	Емкость в млн. м ³	Среднее ежегодное отложение наносов		
			в тыс. м ³	по отношению к объему водохранилища	Примечание
1	Сиг (Sig)	3,3	100,0	1/33	
2	Тлела (Tlelat)	0,6	21,0	1/28	
3	Джидиониа (Djidionia)	2,0	225,0	1/9	
4	Габра (Habra)	30	250,0	1/120	
5	Гиндукушское	15	1 154,0	1/13	Водохранилище занесено полностью
6	Султан-Бентское	73	3,660,0	1/20	

2. ЗАВАЛ ВОДОХРАНИЛИЩА МАТЕРИАЛОМ ОБРУШЕНИЯ БЕРЕГОВ

Помимо наносов, приносимых рекой в водохранилище сверху, по берегам чаши водохранилища наблюдаются обрушения берегов вследствие размывающего действия волн (которые образуются в больших водохранилищах), а также вследствие возникновения оползней и обвалов крутых берегов при повышении уровня воды. В горных водохранилищах к этому иногда добавляются осыпи склонов и горные обвалы. Оценить величину уменьшения емкости водохранилища за счет описанных явлений трудно, но оно может достигать нескольких процентов емкости (Б. В. Поляковым подсчитано в проекте Камышинского водохранилища на Волге 5—7% мертвого объема).

3. СРОК СЛУЖБЫ ВОДОХРАНИЛИЩА

Ход занесения (заиления) водохранилища наносами (пренебрегая завалом с берегов) не может быть точно подсчитан ввиду сложности явления и зависимости его от будущего режима водохранилища и режима стока, каковой предсказать трудно.

Грубый подсчет может быть произведен следующим образом.

Если p — процент твердого стока (донные и взвешенные наносы) по отношению к жидкому ($\sum Q$) за год,

W — емкость водохранилища,

T время полного занесения водохранилища в годах, то

$$T = \frac{100 W}{p \sum Q} \tag{62}$$

в предположении, что все наносы полностью откладываются в водохранилище.

Аналогично можно определить степень занесения водохранилища за период t лет, если обозначить эту степень через α в процентах:

$$\alpha W = p \sum Q t; \quad \alpha = \frac{p \sum Q t}{W} \% \quad (63)$$

Подобные расчеты грубы и дают известный запас, поскольку часть наносов почти всегда проносится через водохранилище, не задерживаясь в нем.

4. БОРЬБА С ЗАНЕСЕНИЕМ ВОДОХРАНИЛИЩ

Крупные инженерные, в том числе и гидротехнические, сооружения рассчитывают обычно на длительный срок службы: 50—100 и более лет. Интенсивное занесение водохранилища наносами может нарушить нормальную работу сооружения, а иногда и полностью прекратить ее значительно раньше этого срока.

Из формулы (62) видно, что срок службы водохранилища тем меньше, чем меньше отношение $W/\sum Q$, следовательно опасность занесения больше

всего угрожает малым водохранилищам на сравнительно мощных потоках.

Естественно, что с занесением ведется борьба, однако борьба в большинстве случаев, к сожалению, недостаточно эффективная.

Можно принимать следующие меры борьбы с занесением водохранилищ:

1. Промыв наносов путем выпуска воды через большие донные отверстия в плотине с понижением уровня в водохранилище в паводок почти до бытовых отметок. Мера эта не всегда может быть осуществлена, так как например энергетика не мирится с таким понижением уровня, кроме того отверстия получают в таких случаях чрезвычайно большими и дорогими. Без снижения уровня и следовательно создания существенного уклона зеркала воды промыв водохранилища ничего не даст кроме удаления наносов в зоне на 20—30 м выше плотины, где еще сказывается увеличение скоростей втекающей в отверстие воды.

2. Механическое удаление наносов в хвостовой части, соединяемое с использованием образовавшихся там гравелистых отложений в качестве строительных материалов.

Этот метод дорог и оправдывает себя, если он действительно соединен с получением гравия и гальки из отложений, что на горных реках возможно.

Более эффективны предупредительные меры, а именно:

1. Зарегулирование верховьев реки и во всяком случае наиболее сильно эродирующих притоков, дающих наибольшие выносы (метод описан в гл. 4). Это весьма эффективное средство, требующее однако длительного времени и больших затрат.

2. Задержание наносов выше водохранилища специальной невысокой плотинкой, которая может быть выполнена простейшим способом (каменная наброска, ряжи и пр.). По занесении этой плотины строится выше новая и т. д. Метод этот связан фактически с непрерывной постройкой все новых запруд выше водохранилища.

Предлагались и другие способы борьбы с занесением водохранилища, но они или мало эффективны или просто неосуществимы в большинстве случаев; таковы например проекты расположения водохранилища на притоке с подводом воды из главной реки каналом или тоннелем и сброса паводковых мутных вод в обход водохранилища или под ним в особой трубе и т. д.

Практически, если не удастся предотвратить заилиение; объем водохранилища назначают в проекте с запасом против требуемого водохозяйственным расчетом для целей регулирования. Запас рассчитывают, исходя из заданного срока работы водохранилища. Иногда же просто приходится отказываться от постройки водохранилища в данных условиях.

§ 39. ВЫБОР МЕСТА ДЛЯ ВОДОХРАНИЛИЩА

1. Санитарные требования. В неглубоких водохранилищах вода быстро прогревается и зацветает, появляется водолюбивая растительность, развиваются мельчайшие организмы, а при сработке водохранилища все это гибнет, разлагается, начинаются процессы гниения, заражающие окружающую местность. Одновременно развитие личинок комаров вызывает малярийные заболевания.

Поэтому близ населенных пунктов недопустимы мелкие водохранилища (глубиной менее 2—3 м) и сработка, обнажающая большие площади, затопляющиеся перед этим водой в течение лета. Вследствие сказанного требуется, чтобы берега водохранилищ были по возможности крутыми.

Далее необходимо учитывать не только затопляемые площади, но и подтопляемые, заболочиваемые, т. е. те, где после образования водохранилища горизонт грунтовых вод поднимается близко к поверхности земли вследствие капиллярности грунта (в глинистых грунтах капиллярное поднятие достигает 2—3 м и более). Такой подъем грунтовых вод также недопустим с санитарной точки зрения.

2. Особые требования, предъявляемые к водохранилищам для водоснабжения, заключаются в том, чтобы

- а) были удовлетворены санитарные требования, перечисленные в п. 1;
- б) глубина водохранилища была по возможности не менее 5—7 м, а лучше —15—20 м;
- в) вода не содержала вредных для человека примесей (болотные воды должны быть отведены в сторону);
- г) дно и берега были очищены от мусора, остатков гумуса и охранялись вообще от загрязнения.

3. Топографические условия. Для выполнения санитарных и экономических условий под водохранилища выбираются мало населенные места с широкой по дну долиной и крутыми берегами. Место для плотины, наоборот, должно представлять суженный участок долины, благодаря которому плотина имела бы минимальную длину и стоимость. Лучше всего, если выше места плотины долина расширяется при крутых берегах.

4. Геологические условия должны быть благоприятны для устройства плотины, а чаша водохранилища должна обладать достаточной водонепроницаемостью (см. § 37).

5. Экономические требования. Устройство водохранилища требует затрат на постройку плотины, на подготовку чаши водохранилища и компенсацию хозяйства жителей, переселяемых в плановом порядке из затопляемых и подтопляемых мест. Стоимость плотины будет минимальной, если объем плотины, ее высота минимальны, а конструкция осуществляется без особых трудностей.

Подготовка чаши заключается в проведении противофильтрационных мер, в вырубке лесов, расчистке местности в зоне затопления, сносе строений и удалении их из зоны затопления, иногда в мелиорации (осушительной) прибрежных земель будущего водохранилища.

В стоимость водохранилища включаются также расходы на переселение жителей затопляемой зоны, устройство их на новом месте (жилые дома, хозяйственные строения и пр.).

6. Место для водохранилища должно быть так выбрано, чтобы при удовлетворении санитарных и гидрогеологических требований полная удельная стоимость водохранилища (т. е. стоимость, отнесенная к 1 м³ емкости водохранилища) получалась минимальной.

Сравнение в этом отношении ряда створов для плотины позволит выбрать наиболее выгодный. Для такого сравнения необходимо иметь кривые емкости и зеркал водохранилища, а также стоимости по отдельным вариантам.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 5

А. На русском языке

1. По общему списку — № 6, 9, 10, 11, 12а, в.
2. Александров И. Г., Регулирование стока Сыр-Дарьи и перспектив выорощения в ее бассейне, М. 1923 г.
3. Ефимович П. А., Вопросы водохозяйственных расчетов и гидрологии, М. — Л. 1936 г.
4. Кандиба Б. Н., Регулирование рек, Л. 1927 г.
5. Королев А. А., Метод регулирования стока при учете вредных потерь "Материалы по гидрологии и водным силам СССР", вып. XII, М. — Л. 1932 г.
6. Поляков Б. В., Гидрологические расчеты при проектировании сооружений на реках малых бассейнов, 1937 г.
7. Крицкий С. Н. и Менкель М. Ф., Расчет многолетнего регулирования речного стока на основе теории вероятностей "Гидротехнический сборник ВИСУ" № 4, М. — Л. 1932 г.
8. Люжон М., Плотины и геология, пер. с франц., М. — Л. 1936 г.
9. Ненько Я. Т., Опыт рационализации проектирования водохранилищ, Ростов-на-Дону 1926 г.
10. Потапов М. В., Регулирование стока, М. — Л. 1933 г.
11. Рюер Г. Н., Укрупненные показатели стоимости водохранилищ, М. — Л. 1933 г.

Б. Иностранная

1. По общему списку — № 2, 4, 5, 6, 7, 10, 11, 12, 13, 18.
2. A. Garrett, The general theory of the storage capacity and flood regulation of reservoirs, 1911.
3. The Miami Valley flood protection work. "Eng. News" 1917, № 1, 2, 4, 5, 7 (vol. 77).
4. Strange, Indian storage reservoirs.

РАЗДЕЛ III

ПЛОТИНЫ. ОБЩИЕ ДАННЫЕ. ВОДОПОДЪЕМНЫЕ ПЛОТИНЫ

ГЛАВА ШЕСТАЯ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПЛОТИНАХ

§ 40. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ

Среди гидротехнических сооружений одним из важнейших и ответственных являются плотины (фр. — **barrage**, нем. — **Wehr**, **Staumauer**, **Talsperre**, **Damm**, англ. — **dam**).

Подпирая воду речных потоков на значительную высоту и образуя огромной мощности водоемы, эти сооружения создают возможность максимального регулирования реки и всестороннего использования ее вод. Современное водное хозяйство, его гигантский размах стали возможны только с развитием техники крупного плотиностроения; плотины являются основным и главнейшим средством для управления рекой, получения от нее вечно возобновляемых запасов энергии и направления ее в места, где вода нужна для целей орошения, обводнения и водоснабжения.

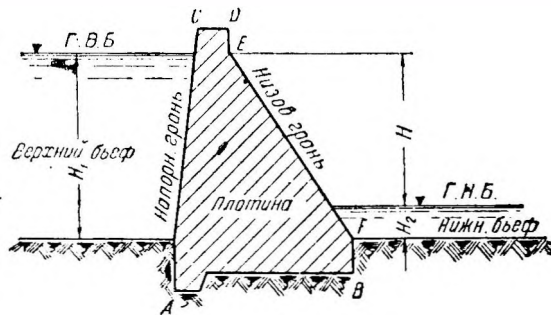
1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОНЯТИЯ ПЛОТИНЫ

Плотина представляет собой подпорное сооружение в виде стены из того или иного материала (фиг. 140), перегораживающей реку или иной во доем и удерживающей с одной своей стороны воду на более высоком уровне, чем с другой.

Часть водоема или участок реки по ту сторону плотины, где имеется более высокий уровень воды, называется верхним бьефом (сокращенно в. б.), а по другую сторону — нижним бьефом (н. б.). Разность уровней воды верхнего и нижнего бьефов $H = H_1 - H_2$ называется напором или подпором плотины; в некоторых случаях вода в нижнем бьефе может отсутствовать ($H_2 = 0$).

Части тела плотины носят следующие названия (фиг. 140): AC — напорная грань, CD — гребень, DEF — низовая грань, AB — подошва.

Плотины небольшой высоты, устраиваемые в реках в целях их регулирования (уменьшение скоростей течений, уменьшение речной эрозии), носят название порогов (гл. 4), более высокие пороги получают название запруд. Плотины значительной длины, устраиваемые по берегам рек с целью защиты береговых земель от затопления, называются валами или дамбами (гл. 4). Аналогичное название — морские или озерные дамбы — носят плотины, сооружаемые на



Фиг. 140.

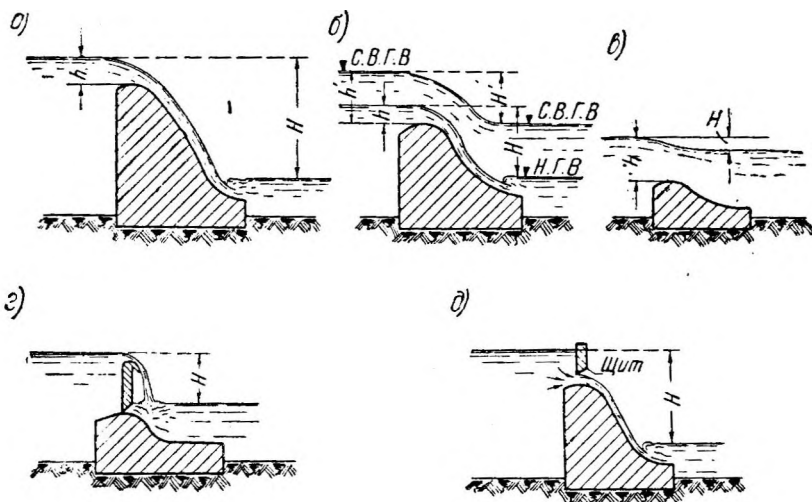
морских и озерных побережьях для защиты последних от затоплений морскими или озерными водами.

В дальнейшем морские и озерные дамбы не рассматриваются.

2. ДЕЛЕНИЕ ПЛОТИН ПО СПОСОБУ ПРОПУСКА ВОДЫ

Расход воды реки, прегражденной плотиной, пропускается в нижний бьеф различным образом:

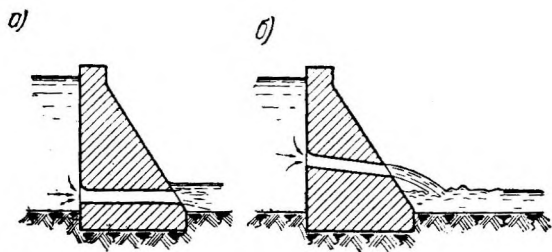
1. Вода либо переливается через гребень плотины (фиг. 141), либо проходит через отверстия (называемые донными, водоспускными) в теле плотины (фиг. 142), либо пропускается тем и другим путем одновременно.



Фиг. 141.

2. Вода сбрасывается в обход плотины особыми водосбросными каналами, трубами, тоннелями, проложенными в берегах реки (гл. 21—г. II).

Плотины, допускающие перелив воды через гребень, называются водосливными (фр. — **barrage-deversoir**, нем. — **Überfallwehr**, англ. — **overflow weir**), а не допускающие перелива — глухими (фр. — **bar-**
rage-reservoir, нем. — **festes Wehr**, англ. — **non overflow weir**).



Фиг. 142.

Точнее, глухими следовало бы называть плотины, не имеющие никаких отверстий и не допускающие перелива воды, однако в гидротехнической практике глухими называют также плотины, имеющие лишь донные отверстия, хотя правильнее называть такие плотины "глухими с донными отверстиями".

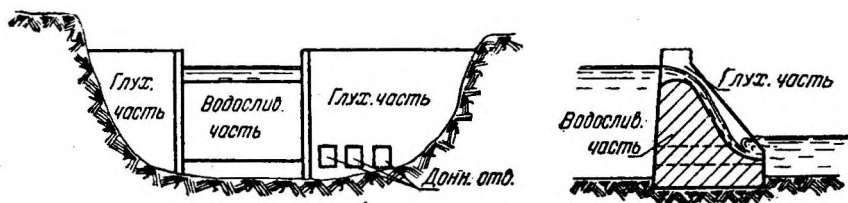
Нередко в плотинах могут существовать и водосливная, и глухая части, идонные отверстия (фиг. 143), в таком случае название дается в зависимости от преобладающего или иного признака, например: "водосливная плотина с глухой частью" либо „глухая плотина с водосливом (или с водосливной частью)" и т. п.

Донные отверстия в плотине могут закрываться полностью или частично затворами на то или иное время; точно так же на гребне водосливной части могут устанавливаться затворы для закрытия (полного или частичного) водосливного отверстия (фиг. 141, г, д).

Отверстия в плотине, открытые полностью, рассчитываются на пропуск максимального паводочного расхода воды при определенном подпертом уровне. При уменьшении расхода воды в реке пропускная способность всех открытых отверстий окажется преувеличенной, и в результате горизонт воды верхнего бьефа снизится настолько, чтобы пропускная способность стала равной пропускаемому расходу.

Следовательно в плотинах с постоянно открытыми отверстиями горизонт воды верхнего бьефа не держится на постоянной высоте, а колеблется иногда в значительных пределах в связи с колебаниями расхода воды в реке.

В плотинах с затворами, закрывающими и водосливные и водопропускные отверстия, наоборот, возможно удерживать горизонт воды верхнего бьефа на постоянном уровне. Это достигается тем, что при уменьшении расхода в реке горизонт воды верхнего бьефа может быть удержан на одной и той же высоте путем полного или частичного закрытия нескольких отверстий затворами и уменьшения таким образом их пропускной способности в соответствии с изменившимся расходом; при возрастании же расхода открытая площадь отверстий увеличивается путем подъема затворов. Таким образом плотина с затворами позволяет



Фиг. 143.

регулировать уровень воды в верхнем бьефе, т. е. или удерживать его на постоянной высоте, или во всяком случае уменьшать амплитуду колебаний его до желаемого минимума, что весьма важно для практических целей. В некоторых плотинах (так называемых судоходных), отверстия которых весьма велики и, будучи открыты, освобождают почти все поперечное сечение русла, удается при пропуске максимального паводочного расхода удерживать горизонт воды верхнего бьефа почти на бытовом (т. е. бывшем до постройки плотины, естественном) уровне, почему суда в это время могут проходить непосредственно через плотины.

Донные отверстия плотин всегда снабжаются затворами, на гребне же водосливов затворы имеются не всегда. Водосливные плотины с затворами на гребне называются щитовыми или плотинами с затворами, иногда их называют разборчатыми, хотя для большинства современных плотин это устаревшее название не отражает характера их работы.

3. ТИПЫ ВОДОПРОПУСКНЫХ ОТВЕРСТИЙ

С точки зрения расположения по отношению к горизонтам воды в бьефах отверстия можно подразделить на следующие типы:

а) Водосливы без затворов

1) С высоким порогом или высоким флютбетом (фиг. 141, а), если горизонт воды нижнего бьефа никогда не достигает уровня гребня водослива, т. е. если $H > h$. С гидравлической точки зрения это — всегда незатопленный водослив.

2) С повышенным порогом, или повышенным флютбетом (фиг. 141, б), если горизонт воды нижнего бьефа иногда, например в паводок, поднимается до гребня водослива, а в остальное время ниже,

т. е. если может быть $H > h$ и $H < h$. С гидравлической точки зрения водослив в этом случае может быть и затопленным и незатопленным.

3) С низким порогом (флютбетом) или с донным порогом, если горизонт воды нижнего бьефа выше гребня водослива; такой водослив всегда затоплен (фиг. 141, *в*).

Водосливные отверстия первых двух типов (фиг. 141, *а* и *б*) иногда называют высокими, а третьего типа (фиг. 141, *в*) — низкими или глубокими.

б) Водосливы с затворами

Если на гребне водослива имеются затворы, то классификационный признак высоты порога сохраняется, но к нему присоединяется признак формы истечения воды; в этом смысле различают:

1) истечение поверх затвора (фиг. 141, *з*), как через водослив с тонкой стенкой или практического профиля, в зависимости от формы затвора.

2) истечение из-под затвора (из-под щита) (фиг. 141, *д*).

в) Водоспуски

Отверстия водоспусков могут располагаться в теле плотины:

1) у дна (донные водоспуски), причем обычно с истечением воды в нижний бьеф под уровень воды (фиг. 142, *а*) или

2) на некоторой глубине (глубинные водоспуски) с истечением в атмосферу над уровнем нижнего бьефа (фиг. 142, *б*).

4. ДЕЛЕНИЕ ПЛОТИН ПО ВОДОХОЗЯЙСТВЕННОМУ НАЗНАЧЕНИЮ

Основным назначением плотины может быть:

1) поднятие уровня воды в реке на некоторую высоту, обычно в пределах естественного русла, и регулирование этого уровня в различных хозяйственных интересах (водоподъемные плотины),

2) создание емких водохранилищ для временного накопления воды и последующего ее расходования в соответствии с хозяйственными нуждами, нередко для регулирования стока реки (водохранилищные плотины).

а) Водоподъемные плотины

Поднятие уровня воды в реке может потребоваться в следующих целях:

1) Создание сосредоточенного напора позволяет использовать водную энергию потока путем пропуска воды через турбины (тип Волховской, Днепровской, Свирской и других гидроэлектростанций).

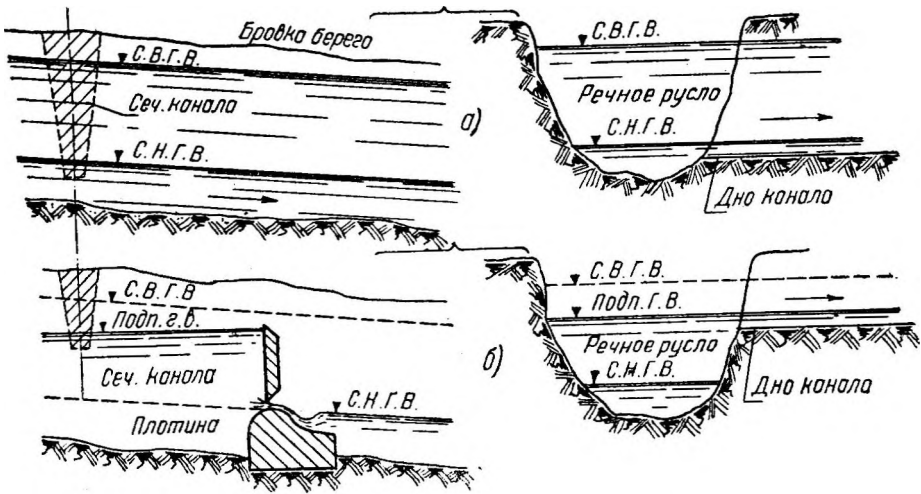
2) Повышение уровня воды плотиной облегчает отвод воды из реки каналом, подающим воду для турбин гидроэлектростанций, расположенных отдельно от плотин (примеры — Земоавчальская, Дзорогетская, Чирчикская и другие аналогичные гидроэлектростанции) или для орошения земель, которое требует, чтобы канал был выведен по возможности на высокой отметке в целях самотечной подачи воды на возможно большую орошаемую площадь. Повышение уровня воды необходимо бывает и для водоснабжения промышленных и сельскохозяйственных предприятий (так называемое обводнение), а также для питания судоходных каналов (например строящаяся система Манычских каналов с питанием из рек Терек и Кубани), наконец для целей питания рыбоводных прудов и т. п. В ряде случаев каналы имеют комплексное назначение, т. е. обслуживают одновременно различные отрасли водного хозяйства.

Смысл устройства плотины в перечисленных выше случаях не только в повышении отметки горизонта воды канала, но и в уменьшении объемов земляных работ по выемке канала (фиг. 144, *а* — канал из неподпертой

реки; фиг. 144, б—канал при наличии в реке плотины) и в создании устойчивого, постоянного уровня воды в канале, регулируемого плотиной.

3) Устройство плотины в реке вызывает повышение глубин в верхнем-бьефе, что чрезвычайно важно для судоходства, которое получает при этом кроме того дополнительные выгоды в виде уменьшения скоростей течения реки, увеличения ширины зеркала ее и пр. Метод улучшения судоходных условий реки путем устройства ряда плотин, обеспечивающих заданные глубины на значительном протяжении реки, носит название шлюзования реки.

4) На малых реках нередко приходится устраивать плотины лишь для того, чтобы расположить в реке водоприемные устройства водопровода. Последние требуют в потоке глубины не менее 2—2,5 м, так как отверстие водоприемной трубы должно быть расположено на высоте не менее 0,5—0,7 м над дном реки во избежание попадания в трубу наносов; кроме того водоприемная труба не должна обмерзать зимой, следовательно должна быть погружена под уровень воды более, чем на, толщину льда (около 1 м).



Фиг. 144.

В реке с глубиной в межень и зимой 1—1,5 м невозможно расположить водоприемное устройство и поэтому необходимо поднять уровень воды с помощью плотины на 1—2 м.

5) На горных реках подъем уровня плотинами производится также для целей регулирования речной эрозии, например для прекращения постоянно растущего понижения русла (гл. 4). С такими целями построено например несколько плотин на р. Терек у г. Орджоникидзе.

6) Наконец иногда плотины устраивают в целях санитарии и городского благоустройства, в спортивных целях — для образования глубоких водоемов для плавания, водного спорта и пр.

В большинстве случаев подъем уровня в реке создается плотиной для нескольких целей, т. е. для комбинированного использования потока.

Плотины, строящиеся для перечисленных выше целей, т. е. для подъема уровня в реке, называются водоподъемными.

Помимо целевого назначения водоподъемные плотины характерны еще следующими моментами:

1. Высота подъема уровня воды над меженим горизонтом обычно относительно невелика (3—5 и до 10 м) за исключением случая использования энергии потока, когда бывает целесообразно повышать напор до 20—30 м и более. Довольно часто подпертый уровень не выходит за пределы горизонта наивысшего паводка.

2. Емкость подпертого верхнего бьефа обычно невелика и в этих случаях почти не может быть использована для целей регулирования стока.

б) Водохранилищные плотины

Регулирование стока (гл. 5) требует наличия значительной емкости для накопления воды в период паводка или в период незначительного ее потребления. В последующий период запасенная вода расходуется, пока регулирующая емкость не будет исчерпана (в это время в водохранилище наинизший горизонт воды). Затем начинается новый цикл накопления и опорожнения водохранилища.

Плотины, образующие подобные водохранилища, называются водохранилищными или водоудержательными (фр. — **barrage-reservoir**, нем.— **Talsperre**, англ. — **dam**).

В отличие от водоподъемных высота подъема уровня воды водохранилищными плотинами вообще значительно больше и достигает нескольких десятков метров и даже до 100—200 и более метров; так например, законченная в 1936 г. плотина Боулдер (Boulder dam) в США на р. Колорадо имеет наибольшую высоту 226 м.

Подпорный горизонт водохранилищных плотин всегда значительно выше самого высокого горизонта воды реки, почему такая плотина размещается не только в русле, но и в пойме, или, точнее, в долине реки.

Далее, колебания подпорного горизонта в течение года или ряда лет часто бывают здесь весьма значительными, обычно превосходя бытовые колебания уровня реки. Это вызвано условиями так называемой сработки водохранилища, т. е. выпуска регулирующего объема его, каковой может достигать величины в 20—40% годового стока реки, а иногда и более.

5. СРАВНЕНИЕ ВОДОПОДЪЕМНЫХ И ВОДОХРАНИЛИЩНЫХ ПЛОТИН

Анализируя характеристики водоподъемных и водохранилищных плотин, можно отметить некоторую неточность в определениях: водохранилищная плотина также производит подъем уровня, а водоподъемная позволяет накапливать некоторый объем воды, который при снижении подпорного горизонта воды сбрасывается, т. е. здесь производится некоторое регулирование стока. Однако имеется все же существенная разница: подъем уровня водохранилищной плотиной является не главной целью ее устройства, а лишь следствием; далее, уровень здесь не является постоянным, а значительно колеблется в зависимости от режима потребления воды; в то же время для водоподъемной плотины поддержание уровня на определенной высоте является обычно основной целью, повышения же уровня бывают лишь неизбежными, например из-за условий пропуска паводка, и получающаяся при этом призма сработки фактически является неиспользуемой, сбросной.

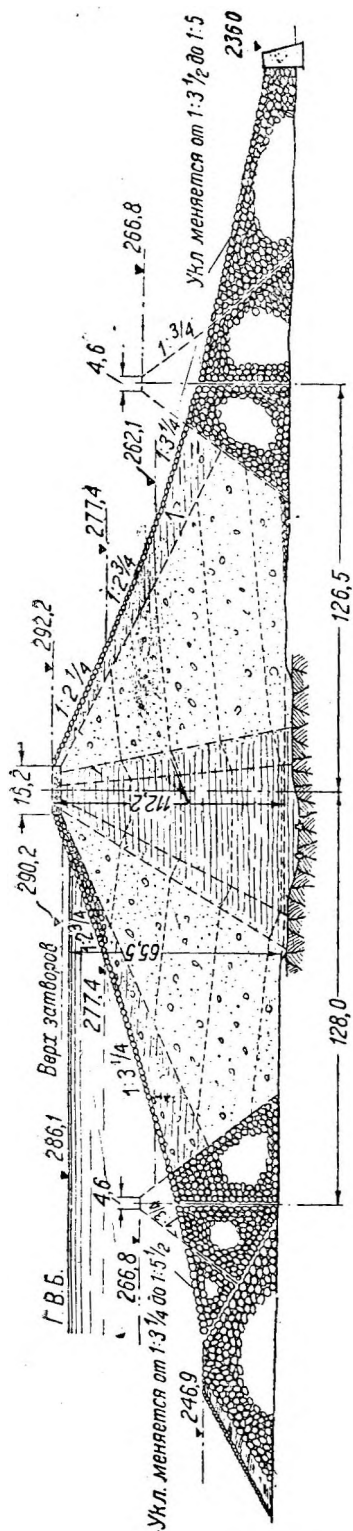
Конечно, строгой четкости в водохозяйственном разделении плотин не имеется, и можно одной и той же плотине придать функции и регулирования стока и водоподъема.

§ 42. КЛАССИФИКАЦИЯ ПЛОТИН ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ПРИЗНАКАМ

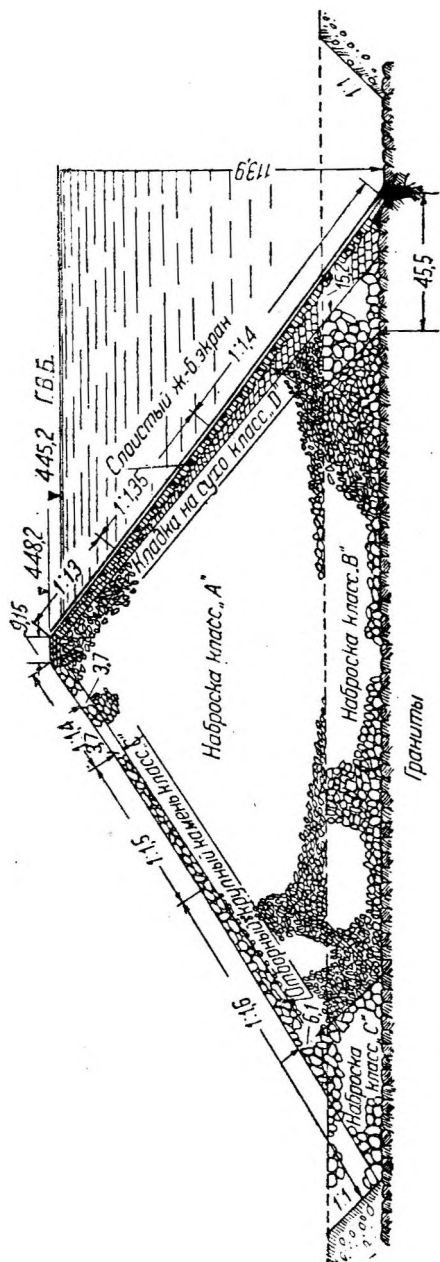
1. ТИПЫ ПЛОТИН В ЗАВИСИМОСТИ ОТ МАТЕРИАЛА

Современные плотины строятся из различных материалов и по этому признаку могут быть подразделены на следующие типы:

1. Земляные плотины, основным материалом которых является земля, т. е. песчано-глинистый, песчаный, гравелистый и тому подобные грунты. Это самый древний тип плотин, получивший в последнее время новое развитие. Высота указанных плотин достигает в настоящее время 78 м [плотина Кобл-Маунтен (Cobble Mountain) в США, построенная в 1932 г. (фиг. 145)].

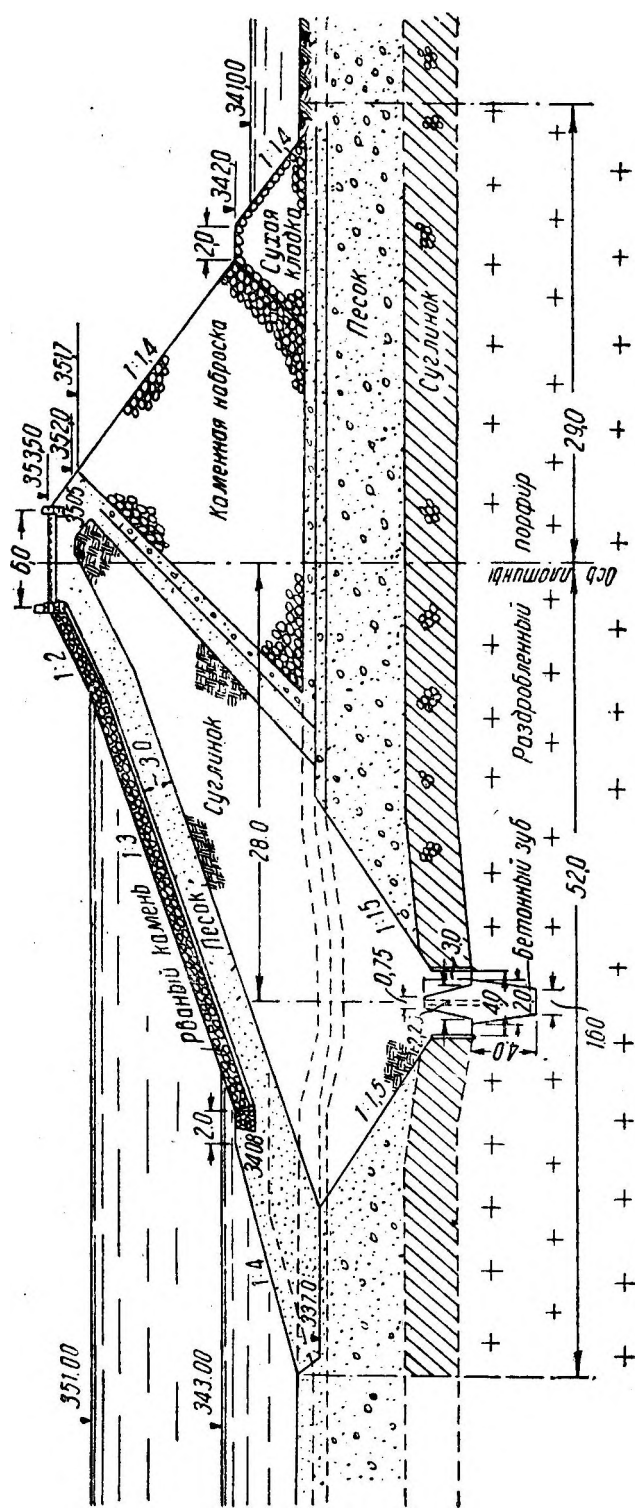


Фиг. 145. Намывная плотина Кобл-Маунтен (США).



Фиг. 146. Набросная плотина Сен-Габриель (США).

Земляные плотины по способу производства работ делятся на: насыпные или укатанные, в которые грунт доставляется и укладывается (укатывается) насухо, и намывные и полунамывные,



Фиг. 147. Нижне-Магнитогорская плотина (смешанного типа) (СССР)

укладка грунта в которые (намыв) производится с помощью воды (так называемым методом гидромеханизации).

2. Плотины каменнонабросные и из сухой кладки, которые в основном выполняются из камня, набрасываемого в тело плотины или укладываемого в виде сухой кладки без применения вяжущих веществ (фиг. 146). Этот тип плотин, появившийся лет 60 назад, получил распространение, в особенности за последние несколько десятилетий, главным образом в США и в Италии.

Наибольшую высоту в данной группе плотин (113,9 м) имеет плотина Сен-Габриель (San-Gabriel) в США, показанная на фиг. 146.

3. Плотины смешанные, из земли и камня, представляющие собой сооружения, в которых частью применена земля (с напорной стороны),



Фиг. 148. Каменная плотина Аустин (США) (разрушилась в 1900 г.).

частью каменная наброска (с низовой стороны) (фиг. 147). Наибольшую высоту (70,7 м) имеет строящаяся в США плотина Алькова (Alcova).

4. Каменные плотины (фиг. 148), выполняемые из каменной (бутовой) кладки на растворе, широко распространенные в XIX в. и начале XX в., в настоящее время из-за невозможности широкой механизации процесса кладки имеют ограниченное применение. Наибольшую высоту (94,5 м.) имеет плотина Кенсико (Kensiko), построенная в США в 1916 г.

5. Бетонные плотины, являющиеся в настоящее время наиболее распространенными во всех странах вследствие возможности возведения сооружений любой высоты (практически) при самой широкой механизации производственных процессов. Крупнейшей бетонной плотиной в СССР является Днепровская (Днепрогэс), представленная на фиг. 2. На фиг. 149 приведена Волховская бетонная плотина.

Наибольшую в мире высоту (226 м) имеет упоминавшаяся уже плотина Боулдер в США (фиг. 1).

В конструктивном отношении бетонные плотины можно разбить на:

а) массивные или гравитационные (фиг. 150 и 155, а), б) арочные, криволинейные в плане (фиг. 155, б) и обращенные выпуклостью

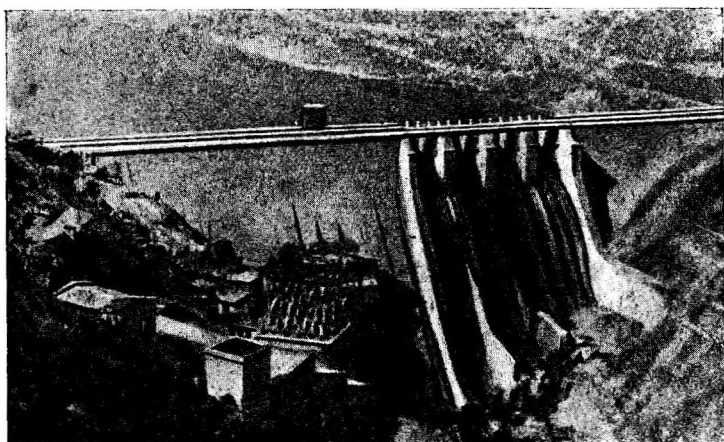
в сторону верхнего бьефа [наибольшую высоту (118,6 м) имеет плотина Дьябло (Diablo) на р. Скежит в США (фиг. 151)] и контрфорсные



Фиг. 149. Волховская плотина (СССР).

(так называемый тип Нетцли, представителем которого является плотина Дон-Мартин высотой в 39 м, показанная на фиг. 152).

6. Железобетонные плотины, в основном состоящие из контрфорсов или бычков (каменных, бетонных, железобетонных), перекрытых



Фиг. 150. Гравитационная плотина Когина (Италия).

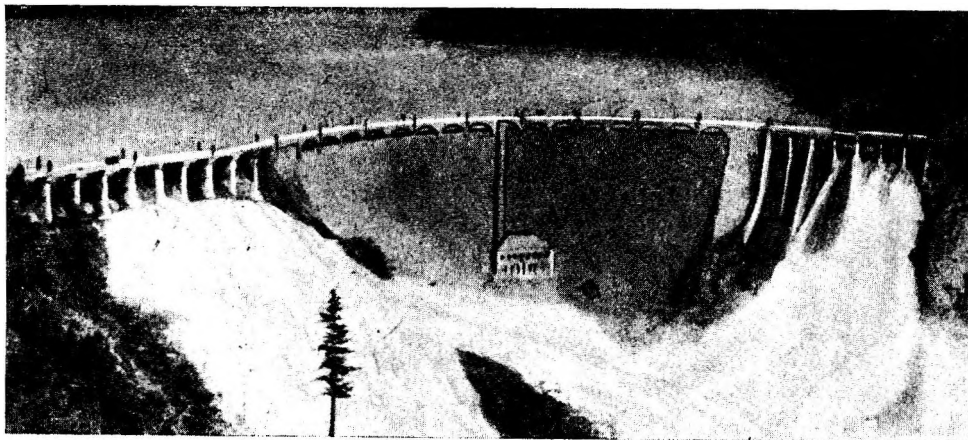
тонкими железобетонными конструкциями. Контрфорсные плотины можно разделить на:

а) плоско-контрфорсные (фиг. 153, 155, в), в которых перекрытия — плоские плиты (тип Амбурсен); наибольшую высоту имеет плотина Родригез (Rodriguez) — 73 м;

б) арочно - контрфорсные или многоарочные (фиг. 154), в которых пролеты между контрфорсами перекрываются железобетонными сводами-арками; наибольшую высоту (78,1 м) имеет плотина Лек-Плисент (Lake Pleasant) в США;

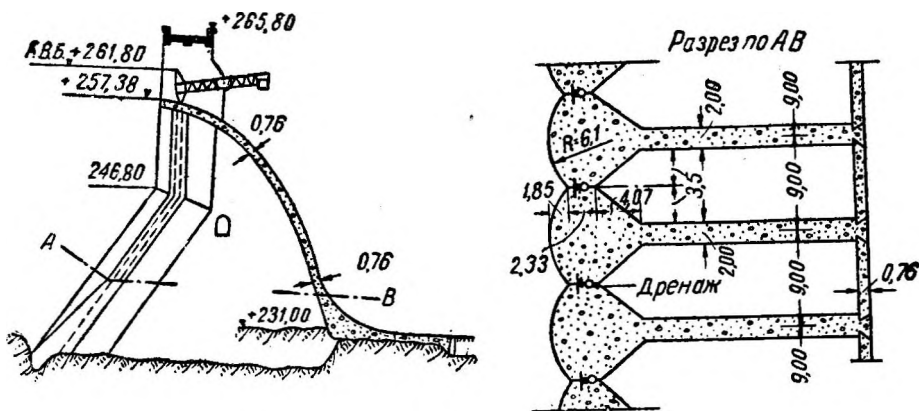
в) купольно - контрфорсные или купольные, представленные лишь одной плотиной с купольными перекрытиями — плотиной Кулиджа (Coolidge-dam) в США, высотой 78 м (том II).

7. Деревянные плотины (фиг. 548, 549, 550, 560, 584, 590, гл. 17), которые в силу небольшой прочности материала имеют ограниченную высоту. Собственно деревянные плотины строятся по типу контр-



Фиг. 151. Арочная плотина Диавло (США).

форсных плотин (высотой 4—6 м), но широко распространен также тип с каменной или земляной засыпкой — так называемые ряжевые плотины, высота которых в СССР достигает 15,5 м (Шаваньская плотина на р. Выг — 1932 г.), а в американской практике — 21,5 м. Имеется пример и арочной деревянной плотины высотой в 11 м (в США).



Фиг. 152. Плотина Дон-Мартин (типа Нёцли).

8. Металлические плотины; различают два типа металлических плотин:

а) неподвижные, целиком из металла, насчитывающие лишь несколько примеров применения; наибольшую высоту (22,6 м) имеет плотина Редридж (Redrige);

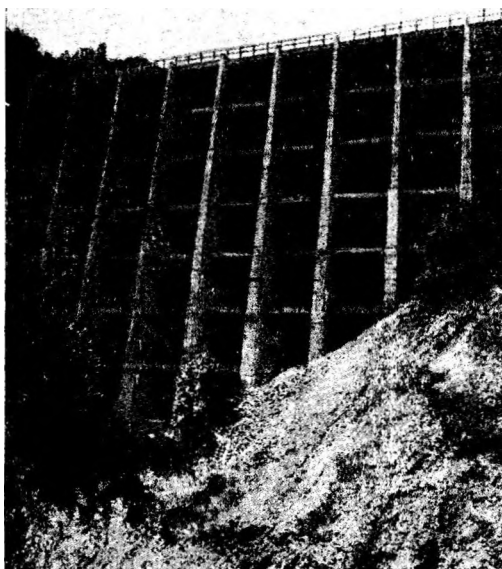
б) весьма широко распространенные металлические подвижные части или затворы (гл. 10—16), которые в низконапорных судоходных плотинах фактически несут всю нагрузку от воды (например плотины Поаре, Шаноана, Томаса, мостовые и др.).

9. Плотины из различных материалов которые выполняются путем комбинации различных материалов: дерева, камня, бетона, железобетона, металла и земли.

¹ В сущности говоря, плотин, выполненных исключительно из одного материала, мало (некоторые земляные, бетонные); в большинстве случаев применяются два-три вида материалов, однако один является основным, определяющим конструкцию, по нему и даны названия плотинам в пп. 1—8.

Таких плотин довольно много, конструкции некоторых из них уже установились в виде типовых, другие применялись пока в единичных случаях.

Здесь также относятся различные новые типы плотин, которые нельзя отнести ни к одной из перечисленных в пп. 1—8 групп. В данную группу



Фиг. 153. Контрфорсная железобетонная плотина Комбамала (Италия) (тип Амбурсена — с плоскими плитами). Вид с нижнего бьефа.

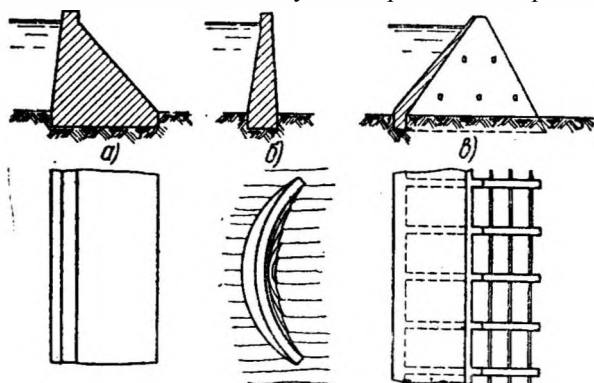


Фиг. 154. Многоарочная железобетонная плотина Пальмдейл (Palmdale) (США).

можно включить например железобетонные плотины с заполнением камнем, габионные плотины из металлических сетчатых ящиков с каменной загрузкой, плотину инж. Сенкова из бездонных бетонных ячеек, заполненных землей, шпунтовые плотины с земляным заполнением и многие другие.

2. ТИПЫ ПЛОТИН КАК СТАТИЧЕСКИХ СИСТЕМ

По условиям статического расчета и основной работы материала плотины могут быть разбиты на три основные группы:



Фиг. 155. Схемы плотин различных типов: а — гравитационная, б — арочная, в — контрфорсная (с плоской плитой — тип Амбурсена).

1. Гравитационные, обладающие весом, достаточным для создания в основании плотины сил трения, которые в основном сопротивляются давлению воды (напору), стремящемуся сдвинуть сооружение. Эти плотины выполняются из земли, камня, бетона, деревянных ряжей и т. п. В нашей литературе это название в тесном смысле слова присвоено массивным каменным и бетонным плотинам (фиг. 155, а).

2. Арочные, криволинейные в плане, работающие

как свод с вертикальной осью, передающий давление от воды через свои пяты скалистым берегам долины. Строятся из бетона, редко из дерева (фиг. 155, б).

3. Контрфорсные, собственный вес которых недостаточен для создания сопротивления сдвигу от давления воды на плотину и которые получают благодаря наклону напорной грани дополнительную вертикальную нагрузку от воды, что вместе с заделкой контрфорсов в скалу создает дополнительное сопротивление сдвигу. Давление воды в этом типе плотины передается через напорные перекрытия в виде плит, арок и т. д. вертикальным контрфорсам, откуда и название данного типа. Эти плотины могут выполняться из бетона и железобетона, металла, дерева (фиг. 153, 154, 155, в).

§ 43. ВЛИЯНИЕ ПЛОТИН НА РЕЖИМ РЕЧНОГО ПОТОКА И ГРУНТОВЫХ ВОД И НА ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ УСЛОВИЯ ПРИЛЕГАЮЩЕГО РАЙОНА

Наличие плотины вносит значительные изменения в режим водного потока, а также связанных с ним грунтовых вод долины и в условия хозяйственной жизни прилегающего района, причем влияние плотины — различное для района верхнего бьефа и района нижнего бьефа.

Верхний бьеф

Последствия постройки плотины сказываются в верхнем бьефе прежде всего в повышении уровня воды в реке и ее притоках (в пределах так называемой зоны подпора), в затоплениях земель и затруднениях поверхностного стока по берегам, ранее направлявшегося в реку, в повышении уровня грунтовых вод, связанных обычно с горизонтами воды в реке, в изменениях режима насосных, гидросиловых установок и пр.

На реках с размываемым руслом, влекущих большое количество наносов, положение усугубляется тем, что благодаря подпору уменьшаются скорости течения и способность потока к влечению наносов, вследствие чего происходят отложение наносов в верхнем бьефе, общее повышение русла и дополнительное повышение уровня воды.

1. ПОДПОР ПЛОТИНЫ

Подпор, созданный плотиной, распространяется на значительное от нее расстояние (фиг. 139), причем повышение уровня воды в реке против бытового уменьшается по мере удаления от плотины, совершенно исчезая на некотором расстоянии (в месте "выклинивания подпора"). Методы подсчета нового продольного профиля водной поверхности реки, или, что то же, методы построения кривых подпора, излагаются в специальных курсах гидравлики; краткое изложение наиболее распространенных в последнее время методов дается ниже в гл. 18.

Для полной ориентировки в условиях будущего режима реки необходимо построить кривые подпора как для меженных вод, так и для самых высоких паводочных расходов воды в реке. С помощью этих данных можно определить для любого пункта реки будущую высоту (отметку) уровня воды и ее колебания в зависимости от расходов реки, что важно при учете возможных затоплений, подтоплений и других нарушений бытового режима реки и их хозяйственных последствий.

При устройстве плотины с целью использования водной энергии в гидроустановках приходится строить кривые подпора для ряда расходов, характерных для работы данной гидроустановки, например для среднего многолетнего, среднего годового, наименьшего и наибольшего из среднегодовых и т. д.

Длина распространения подпора тем больше, чем меньше уклон реки и чем выше создаваемый плотиной подпор. Поэтому на горных реках

плотины сравнительно большой высоты создают подпор, распространяющийся всего на несколько сот метров или несколько километров, на равнинных же реках относительно малый подпор распространяется на десятки и даже сотни километров. Например подпор проектируемых Камышинской и Куйбышевской плотин на Волге распространяется на 600—700 км.

2. ЗАТОПЛЕНИЕ ЗЕМЕЛЬ И СООРУЖЕНИЙ

Возможность затоплений определяется сопоставлением положения подпертого уровня воды с горизонталями местности и высотным положением сооружений и их частей.

Затопление земель является важным фактором при выборе места постройки плотины и ее высоты, так как при этом приходится считаться не только с потерей сельскохозяйственных угодий, или, точнее, продукции этих угодий, с потерей полезных ископаемых, но и с затоплением, а следовательно выключением промышленных предприятий, транспортных сооружений, населенных пунктов и пр. из хозяйственной жизни страны. Затраты, связанные с затоплениями, в условиях социалистического строя СССР, идут на плановое переселение жителей затопляемых территорий на новые места и предоставление средств для освоения новых земель и для постройки новых жилищ (в условиях проектируемых больших волжских плотин например идет речь даже о постройке новых городов взамен затопляемых, в частности о постройке г. Энгельса в случае осуществления Камышинской плотины или о переносе г. Мологи, полностью затопляемого Рыбинским водохранилищем).

Иногда приходится переносить также некоторые транспортные сооружения: железнодорожные линии, шоссе, станции и т. п., переустраивать промышленные предприятия и т. д., словом, компенсировать выключение из народнохозяйственного оборота ряда природных и созданных трудом человека ценностей.

Кроме затопления земель и береговых сооружений необходимо учесть еще осложнения с сооружениями на самой реке, например с мостовыми переходами. Вследствие повышения уровня воды низ пролетных строений мостов может оказаться на недостаточном возвышении над водой, что затруднит пропуск судов под мостами. Вследствие этого возникает необходимость переустройства мостов, а также и набережных. Например в проекте Камышинской плотины предусмотрено переустройство Саратовского моста на Волге, при осуществлении Днепровской плотины пришлось ликвидировать Кичкасский мост.

К расходам по затоплению надо отнести и затраты на различные защитные мероприятия по сохранению народнохозяйственных ценностей: обвалование земель, укрепление берегов, противооползневые мероприятия и пр.

3. ЗАТРУДНЕНИЯ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА

Вследствие подъема уровней воды в реке сток притоков реки будет также затруднен и по ним также распространится подпор, рассчитываемый таким же образом, как и по основной реке.

Так как река и ее притоки обычно являются водоприемниками поверхностного стока — различных дренажных канав, канализационных сетей, заводских сточных вод и пр., то подпор плотины вызовет частичное затопление сточных сетей и потребует их переустройства. С таким положением например пришлось встретиться при реконструкции Москва-реки в связи с сооружением канала Москва — Волга и обводнением Москва-реки. В этом случае уровень воды в Москва-реке поднимается в пределах г. Москвы на несколько метров, что вызывает необходимость частичного переустройства различных водосточных устройств, коллекторов, канализации, каналов для прокладки подземных кабелей и т. п.

4. ИЗМЕНЕНИЯ В РЕЖИМЕ СВЯЗАННЫХ С РЕКОЙ УСТАНОВОК

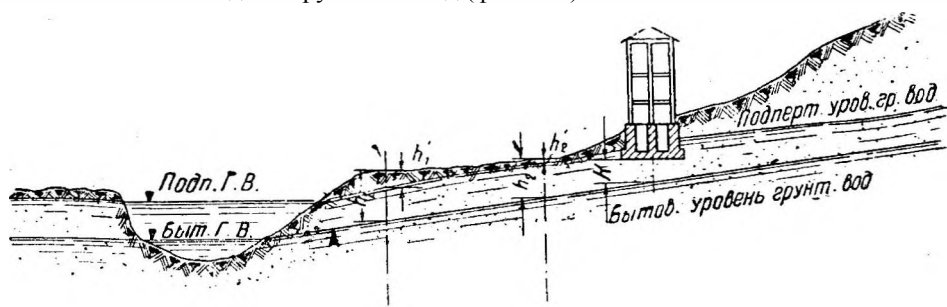
Если на участке подпора имелись насосные станции для водоснабжения или орошения или для других целей, то работа этих станций в связи с подпором улучшится, поскольку уменьшится высота подъема воды насосами. Однако в ряде случаев могут понадобиться переустройство и переоборудование насосных станций, например если подъем воды превысит наивысшие уровни, на которые рассчитаны сооружения станции в отношении их затопления.

Если имеются гидросиловые установки (гидростанции), нижним бьефом которых является участок реки, подпираемый плотиной, то мощность этих гидростанций уменьшится в связи с уменьшением используемого ими напора. Однако годовая выработка энергии в отдельных случаях может и не снизиться; вместе с тем условия работы гидростанции могут даже улучшиться, так как наличие подпертого нижнего бьефа позволит осуществить широкое, так называемое суточное регулирование на судоходной реке.

Указанные вопросы должны быть тщательно проанализированы в проекте плотины, чтобы выяснить как ущерб, так и выгоды, создаваемые устройством проектируемой плотины.

5. ПОДЪЕМ ГРУНТОВЫХ ВОД И ПОДТОПЛЕНИЕ ЗЕМЕЛЬ

В подавляющем большинстве случаев уровень грунтовых вод в пойме реки и вообще в прибрежной зоне тесно связан с уровнем воды в реке. Поэтому установление нового, повышенного уровня в подпертом бьефе плотины несомненно вызовет подъем грунтовых вод (фиг. 156). Это влечет за собой



Фиг. 156. Схема подъема грунтовых вод и подтопления земель при устройстве плотины.

большую частью неблагоприятные последствия, называемые подтоплением.

а) Зеркало грунтовых вод установится на новой глубине, например $h_1' < h_1$, причем эта новая глубина может оказаться недостаточной для развития культурных растений, которые будут замещены водолюбивыми, болотными травами, так как участок земли в этом месте подтоплен водой. В других местах грунтовые воды могут подойти так близко к поверхности земли, что образуется настоящее болото (например h_2).

б) Новый уровень грунтовых вод может подняться выше подошвы фундаментов сооружений, которые будут подтоплены, в то время как ранее они были выше зеркала грунтовых вод на величину K (фиг. 156). В связи с изменением водных условий песчано-глинистого и глинистого грунта основания могут появиться непредвиденные ранее деформации сооружений.

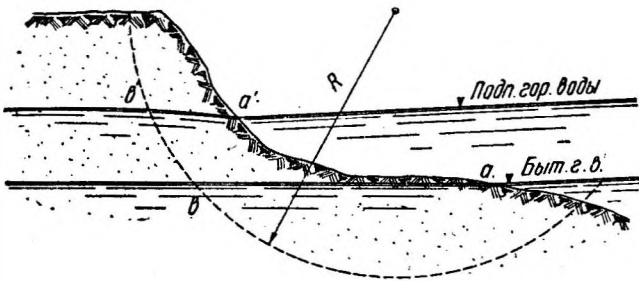
в) По той же причине подъема грунтовых вод могут быть затоплены и выведены из строя подвальные помещения зданий.

г) В некоторых случаях подъем уровня воды может вызвать затопление горных промышленных выработок: шахт, рудников, карьеров полезных ископаемых.

д) Наконец санитарное состояние района может ухудшиться вследствие заболачивания земель, а также в тех случаях, когда земли будут покрыты лишь небольшим слоем воды (до 0,5—0,8 м). Подобные условия вызовут появление или усиление малярийных заболеваний населения.

6. ВЛИЯНИЕ ПОДПОРА НА УСТОЙЧИВОСТЬ БЕРЕГОВ

В некоторых случаях подъем речных и грунтовых вод может нарушить равновесие береговых склонов, имеющих тенденцию к оползанию. Это может быть объяснено тем, что с подъемом уровня воды (фиг. 157) часть



Фиг. 157.

земляного массива $abb'a'$ насыщается водой и теряет в своем весе, с одной стороны, а с другой, — уничтожаются силы сцепления по возможной линии скольжения bb' , близкой к круговой кривой, и таким образом уменьшаются сопротивления сдвигу земляной массы.

Может произойти оползание и в том случае, если будет насыщен во-

дой контакт песчаных и глинистых слоев, по которому возможно скольжение и который до того не был насыщен водой. Возможен и ряд других случаев оползания берегов под влиянием повышения грунтовых вод (гл. 4). Как на яркий пример, можно указать на правый берег р. Волги от г. Горького до Сталинграда, где имеется ряд участков, подверженных оползням: города Горький, Ульяновск, Сызрань, Вольск, Саратов и др.

7. БЛАГОПРИЯТНОЕ ДЕЙСТВИЕ ПОДПОРА

Положительная роль подпора может заключаться помимо осуществления прямых целей устройства плотины, как-то: получение гидравлической энергии, увеличение глубин для судоходства и т. п., также в приближении зеркала воды к населенным пунктам, которые были до того от реки отдалены (например г. Сызрань окажется непосредственно на берегу Волги после постройки Камышинской плотины, хотя в данное время он удален от Волги на 7—8 км); кроме того несудоходные притоки могут стать судоходными вследствие повышения в них глубин, сухие овраги наполнятся водой, которая может быть использована в различных целях.

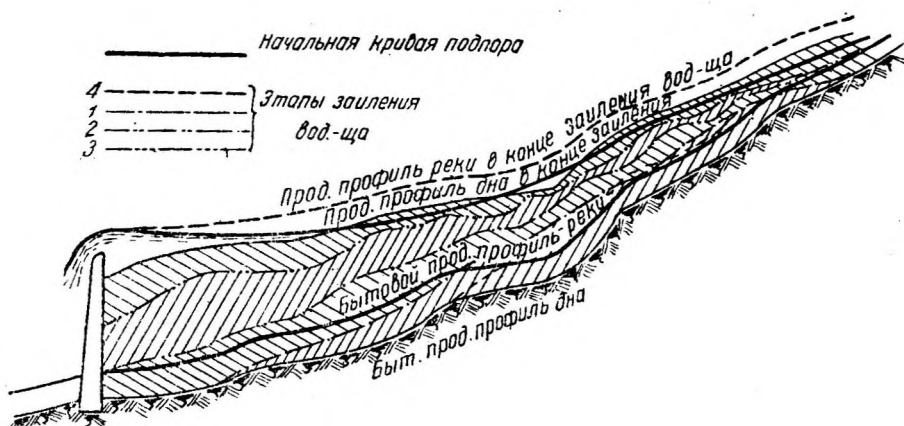
Подъем грунтовых вод может оказаться полезным, если до постройки плотины грунтовые воды стояли очень низко, вследствие чего почва страдала от засухи, получение воды из колодцев было затруднено из-за большой глубины их и т. п. Подпор плотины может вызвать подъем грунтовых вод и тем самым повысить урожайность сельскохозяйственных угодий и облегчить водоснабжение.

8. ОСОБЫЕ УСЛОВИЯ РЕК, НЕСУЩИХ БОЛЬШОЕ КОЛИЧЕСТВО НАНОСОВ

Изложенные выше в пп. 1—7 последствия устройства плотины усугубляются и сказываются более резко, если подпор создается на реке с сильно размываемым руслом и с большим количеством наносов. Как было уже отмечено выше, наличие плотины или порога в реке вызывает в верхнем бьефе уменьшение уклонов и скоростей течения, вследствие чего в бьефе начинается усиленное отложение наносов как донных (в верховой части бьефа), так и взвешенных (ближе к плотине). В связи с этим кривая подпора воды также начинает изменяться (повышаться) против рассчитанной для того состояния русла, которое было до постройки плотины.

Процесс повышения русла происходит непрерывно, особенно усиливаясь и обостряясь в моменты паводков; скорость и интенсивность занесения верхнего бьефа становятся тем больше, чем выше содержание наносов в речной воде и чем относительно меньше объем образовавшегося с устройством плотины бьефа. Пределом этого процесса является установление нового продольного профиля реки (фиг. 158), уровни которого лежат значительно выше дна и уровня воды прежнего бытового русла и выше кривой подпора, рассчитанной по бытовому профилю реки обычными методами, не принимающими во внимание отложения речных наносов.

На реках равнинных с относительно малым количеством наносов процесс заполнения ими бьефа протекает весьма медленно и сказывается заметно лишь через несколько десятков и более лет, причем главным образом в верховой, или, как иногда говорят, в хвостовой, части бьефа, где кривая подпора выклинивается; здесь происходят уменьшение глубин и некоторый подъем кривой подпора против расчетной ее высоты. Если плотина строилась в интересах судоходства, то это вызывает необходимость в будущем землечерпания, выправительных работ или установления особого режима в верхнем бьефе, облегчающего удаление наносов.



Фиг. 158. Изменение продольного профиля русла в верхнем бьефе при заилении после устройства плотины.

Можно например отметить, что на р. Северном Донце, шлюзованном в 1911 г. посредством семи плотин на протяжении 222 км — от ст. Гундоровской до устья, проектная глубина 2,3 м не выдерживается, несмотря даже на частичное землечерпание; фактическая глубина только около 1,3 м — это результат отложения наносов в подпертых бьефах реки.

На горных реках процесс заиления верхнего бьефа может иногда идти так быстро, что через 1—2 года бьеф будет полностью занесен и установится новый продольный профиль потока (фиг. 158). В этом случае конечно последствия устройства плотины скажутся в том, что все русло реки на значительном протяжении вверх от плотины будет поднято почти параллельно прежнему положению. Ясно, что и затопления, и повышение грунтовых вод, и прочие последствия будут в данном случае более серьезными и тяжелыми, чем на реке с малым количеством наносов. Для примера можно указать, что подпертый бьеф одной из горных гидроэлектростанций был занесен за первые 5 лет эксплуатации на 60%; взвешенные наносы теперь уже не задерживаются в подпертом бьефе, глубины которого значительно уменьшились и скорости течения возросли.

Расчет нового продольного профиля реки в данном случае весьма сложен. Одновременно следует отметить, что аналогичный процесс должен происходить на всех притоках реки в зоне подпора.

Процесс отложения наносов помимо отрицательных имеет и положительные стороны. Последние заключаются: 1) в создании упоров (в виде

отложившихся в русле масс грунта) для могущих оползать склонов и берегов, что уменьшает опасности оползней; 2) в получении хороших карьеров песка и гравия в хвостовых частях бьефа и по притокам, какими карьерами являются наносные отложения.

Интересно еще отметить, что мелкозернистые наносные отложения иногда создают препятствия для фильтрации воды из подпертого бьефа в берега (кольматаж), вследствие чего связь между грунтовыми и речными водами может быть нарушена и подъем грунтовых вод прекратится. Так например, наблюдения над плотиной Гемелинген на р. Везер показали, что спустя несколько лет после постройки плотины уровень грунтовых вод в верхнем бьефе очень мало отличался от уровня воды в нижнем бьефе.

Нижний бьеф

Водоподъемные плотины не меняют или мало меняют режим стока реки; водохранилищные, наоборот, меняют этот режим весьма резко. В связи с этим устанавливается и режим потока в нижнем бьефе.

1. Если режим расходов воды не нарушается плотиной, то в нижнем бьефе режим расходов и горизонтов воды ничем не будет отличаться от бытовых условий, имевших место до постройки плотины. Однако это справедливо только для случая, когда наносы и размывы не играют заметной роли в жизни реки.

В противном случае в первоначальный период заиления верхнего бьефа, когда наносы перестанут частично или полностью поступать в нижний бьеф, поток, освобожденный от наносов, начнет размывать русло нижнего бьефа особенно интенсивно вблизи плотины, постепенно понижая дно его на значительном протяжении. Естественно, что понижение дна повлечет за собой понижение уровня воды на всем указанном выше участке. Этот процесс будет происходить до тех пор, пока не восстановится транзит наносов из верхнего бьефа, т. е. пока последний не будет полностью занесен.

На реке с сильно размываемым руслом процесс понижения русла ниже плотины происходит весьма интенсивно. Так, ниже плотины Рейхенгалль на р. Заалах (Австрия) с бытовыми уклонами около 0,0027 уровень воды понизился за 22 года (1897—1919 гг.) в расстоянии 1 км от плотины на 5,6 м; в 4 км — на 1,95 м; в 7 км — на 1,55 м; в 9 км (устье реки) на 0,70 м¹.

В тех случаях, когда последует понижение русла, это, естественно, скажется на понижении уровня грунтовых вод в прилегающих районах. Последствия указанного понижения обратны тем, которые имеют место в верхнем бьефе, и сводятся к иссушению земель, ухудшению водоснабжения из колодцев, к дополнительным осадкам фундаментов вследствие сжатия грунтов оснований появляющимся капиллярным давлением и пр. Мосты и прибрежные речные сооружения могут оказаться в опасности вследствие подмыва и обнажения фундаментов из-под пониженного уровня реки и т. д.

Меры борьбы с отмеченными явлениями указаны в примерах гл. 4.

2. Нередко плотиной изменяется режим стока, например при регулировании последнего или при так называемом суточном регулировании гидростанции, когда в течение суток расходы воды, проходящие через станцию, то уменьшаются в период падения нагрузки, то увеличиваются в период роста ее за счет небольшого суточного регулирующего объема в подпертом бьефе.

В этих случаях водопользователи нижнего бьефа имеют уже трансформированный, измененный поток. Последний может оказаться в противоречии с интересами судоходства и сплава (недопустимое падение глубин,

¹ Schoklitsch A., Wasserbau, B. I, 1930.

временное увеличение скоростей течения), а также с интересами водоснабжения и орошения вследствие возможного падения расходов воды в период потребления воды. Эти обстоятельства должны быть учтены при проектировании режима будущей плотины.

Кроме того надо учесть, что и в данном случае, в соответствии с будущим режимом нижнего бьефа, могут наступить те же последствия для размываемых русел (понижение дна русла, уровня грунтовых вод и т. п.), о которых говорилось выше (п. 1).

§ 44. ВЛИЯНИЕ ПЛОТИНЫ НА РЕЖИМ РЕЧНОГО ПОТОКА И ЕГО РУСЛО В ЗОНЕ САМОГО СООРУЖЕНИЯ

Плотина оказывает непосредственное и резкое воздействие на речной поток, проходящий через нее, на движение грунтовых вод и наконец на устойчивость и прочность самого русла, являющегося основанием плотины. В свою очередь подпертая вода не менее сильно воздействует на плотину и русло реки.

1. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ РЕЧНОГО ПОТОКА И ПЛОТИНЫ

Со стороны верхнего бьефа вода оказывает на плотину гидростатическое давление W_1 (фиг. 159); скорости течения ее или крайне незначительны (случай водосливной плотины) или равны нулю (случай глухой плотины). На низовую грань плотины соответственно действует гидростатическое давление W_2 .

При переливе воды через плотину или вытекании ее через донные отверстия поток развивает скорость, пропорциональную $\sqrt{2gh}$, и сходит с плотины в нижний бьеф, обладая огромной кинетической энергией.

Последняя расходуется за плотиной в основном на вихревые движения, создаваемые в большом количестве в потоке (внутреннее трение), и на разрушение русла (образование значительных вымоин в дне реки), могущее привести к обрушению всего сооружения.

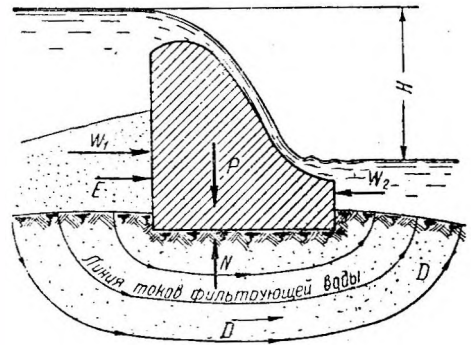
В пределах самого тела плотины вода сливается по ее поверхности со все возрастающей скоростью, производя на нее динамическое воздействие.

В период ледохода ледяные глыбы переваливаются с водой через плотину, и при малых расходах воды и соответственно малой толщине переливающегося слоя воды эти глыбы могут повредить плотину.

Если река влечет большое количество наносов, то после заполнения верхнего бьефа, когда отложения придвинулись к самой плотине, начинается движение через плотину донных наносов, производящих сильное истирающее действие на поверхность сооружения. Отложившиеся перед плотиной наносы создают дополнительное давление E со стороны верхнего бьефа.

2. ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ ПОД ПЛОТИНАМИ

Основания плотины, т. е. грунты речных русел, обычно проницаемы для воды даже в том случае, если русло располагается в скальных породах (обычно трещиноватых), за небольшими очень редкими исключениями. Под действием напора, образуемого плотиной, вода из верхнего бьефа фильтрует и движется в нижний бьеф по порам или трещинам грунта основания плотины; траектории этого движения — некоторые кривые линии. Скорость движения фильтрующей воды зависит от напора плотины H (прямо пропорциональна) и от длины траекторий или путей фильтрации (обратно пропорциональна).



Фиг. 159.

Неблагоприятные последствия описанной фильтрации воды заключаются в следующем:

а) Значительные скорости фильтрации могут вызвать явление механической суффозии, т. е. выноса из массы нескального грунта мельчайших частиц в нижний бьеф, и увеличение пористости основания, а в связи с этим новое увеличение скоростей фильтрации и новый вынос более крупных частиц. Этот процесс может привести к вымыву значительных масс грунта и к разрушению основания и плотины.

б) Движущаяся в порах грунта вода создает гидродинамическое давление на грунт D , направленное по линиям тока (траекториям) и пропорциональное градиентам фильтрации и объему грунта. Гидродинамическое давление в зоне нижнего бьефа, где оно направлено вверх (фиг. 159), может вызвать выпирание всей массы грунта непосредственно за плотиной и аварию сооружения.

в) Фильтрующая в грунте основания вода производит давление на подошву плотины снизу вверх, или так называемое фильтрационное противодействие N уменьшающее вертикальное давление P , передаваемое весом плотины на грунт и тем самым уменьшающее сопротивление плотины сдвигу.

г) Часть воды из верхнего бьефа уходит в нижний подземным путем, причем этот фильтрационный расход может оказаться иногда значительным, препятствующим полному использованию речного потока в верхнем бьефе.

д) Фильтрующая вода может действовать на основание и материал плотины и химически, растворяя некоторые составные части грунта или породы (каменная соль, гипс, ангидрид и т. п.) и образуя пустоты и каверны, ослабляющие породы основания.

Таким образом движение воды под плотиной оказывается столь же важным явлением, как и движение воды над плотиной или через отверстия плотины, и в неблагоприятных случаях угрожает самому существованию сооружения.

3. НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВАНИЯ ПЛОТИНЫ

Силы, действующие на плотину: давление воды, наносов, вес плотины, давление грунта основания, фильтрационное противодействие и пр., передаются в конечном счете в виде некоторой равнодействующей основанию сооружения, т. е. грунту дна русла (скальному или нескальному). В связи с этим в породах основания возникает новое напряженное состояние, характеризующееся в каждой точке основания известными напряжениями.

Так как основание плотин редко бывает однородным, то картина распределения напряжений вообще оказывается очень сложной, и определение величины их производится в конкретных геологических условиях лишь весьма приближенно.

В зависимости от рода грунта сопротивляемость его внешним усилиям различна; вместе с тем грунт основания, как мы видели, находится не в обычных условиях, будучи сам подвержен еще действию фильтрации воды и фильтрационных сил, а также поверхностному размыву потоком.

Все это ставит инженера перед весьма сложной задачей расчета основания плотины и оценки геологических условий для сооружения, каковые являются решающими в большинстве случаев.

Более детально указанные вопросы освещены в следующих главах. Необходимо отметить, что правильная оценка сложного комплекса сил, действующих на плотину и основание — механических и физико-химических воздействий воды, льда, наносов, инженерных свойств пород основания и пр., — является очень трудной, но вместе с тем основной и важной задачей в плотиностроении.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 6

А. На русском языке

1. По общему списку № 1, 2, 3, 4, 7, 10.

Б. Иностранная

1. По общему списку № 1, 2, 4, 6, 7, 8, 10, 11, 12, 13, 14, 15.

ГЛАВА СЕДЬМАЯ

РЕЖИМ ПОТОКА И БОРЬБА С РАЗМЫВАМИ РУСЛА У ПЛОТИНЫ

§ 45. ЯВЛЕНИЕ РАЗМЫВА ДНА РЕКИ НИЖЕ ПЛОТИНЫ

Как было указано в главе 6, речной поток, пройдя через плотину, развивает большое количество кинетической энергии, которую и затрачивает главным образом на разрушение русла и образование вымоин или размывов непосредственно за плотиной (фр. — **afouillement**, нем. — **Auskolkung**, **Kolk**, англ. — **scouring**). Рассмотрим это явление несколько детальнее.

1. СИЛЫ, РАЗМЫВАЮЩИЕ РУСЛО

Кинетическая энергия потока, выходящего с расходом Q через отверстия плотины под напором H , выражается (пренебрегаем ничтожными сопротивлениями) формулой:

$$E_1 = \frac{\gamma Q v_1^2}{g}, \quad (64)$$

где γ — вес единицы объема воды и v_1 — скорость движения воды непосредственно за плотиной, g — ускорение силы тяжести.

Энергия, уносимая потоком, движущимся в бытовых условиях со средней скоростью v_2 , равна:

$$E_2 = \frac{\gamma Q v_2^2}{g}. \quad (65)$$

Потеря кинетической энергии на участке русла от низовой грани плотины до сечения реки, где скорость течения уменьшится до величины бытовой v_2 , будет равна:

$$E = E_1 - E_2 = \frac{\gamma Q}{g} \cdot \frac{v_1^2 - v_2^2}{2}. \quad (66)$$

Величина потерянной энергии очень велика. Например для реки с расходом $Q = 150 \text{ м}^3/\text{сек}$ (Ока, Дон) при напоре плотины $H = 6 \text{ м}$, полагая $v_2 = 0,6 \text{ м/сек}$ и $v_1 = \mu\sqrt{2gH} = 0,9\sqrt{2g \cdot 6} = 9,6 \text{ м/сек}$, величину потери получим равной:

$$E = \frac{1 \cdot 150}{9,8} \cdot \frac{9,6^2 - 0,6^2}{2} = 700 \text{ тм/сек} \approx 9\,300 \text{ л. с.}$$

Приближенно с преуменьшением величину кинетической энергии в лошадиных силах, развиваемой потоком на 1 пог. м ширины русла непосредственно за плотиной, можно определить простой формулой $E = 10q \cdot H$, где q — расход воды на 1 пог. м ширины потока. Эта величина является мерилем воздействия потока на русло; в существующих плотинах эта величина обычно не превышает для скальных русел 12 000—15 000 л. с., для скальных 3 000—5 000 л. с.

Поток, падающий при переливе через гребень плотины или через затвор вниз, производит значительное давление на бетонную или каменную низовую часть плотины.

Так, пользуясь выражением количества движения, можно определить силу давления, приняв время удара $t = 1$ сек. по формуле:

$$p = \frac{\gamma q}{g} \cdot v_1 = \frac{\gamma q}{g} \cdot \mu \sqrt{2gH}. \quad (67)$$

Например для случая $q = 40 \text{ м}^3/\text{сек}$ на 1 пог. м , $H = 10 \text{ м}$, при толщине струи внизу около 3 м давление p будет равно:

$$p = \frac{1 \cdot 40}{3 \cdot 9,8} \cdot 0,9 \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 10} \approx 17,1 \text{ т/м}^2 = 1,71 \text{ кг/см}^2.$$

Размывающая сила (гл. 4) равна в данном случае:

$$S = \gamma h J \approx \gamma \frac{v^2}{C^2} \approx 40 \text{ кг/м}^2,$$

где C — коэффициент в формуле Шези; следовательно обычные крепления русла в данном случае недостаточны.

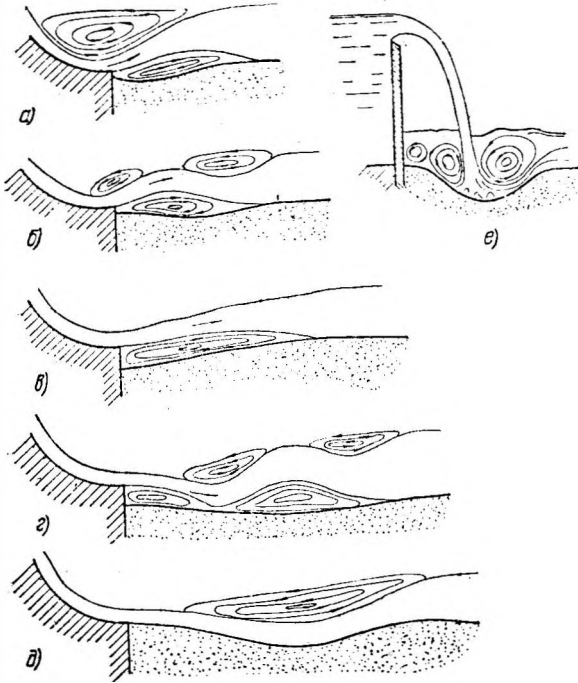
2. ПРОЦЕСС ГАШЕНИЯ ЭНЕРГИИ ПОТОКА И ФОРМЫ РАЗМЫВА РУСЛА

С точки зрения сохранности сооружения и возможно меньшей размываемости русла желательно, чтобы большая часть кинетической энергии воды ниже плотины затрачивалась на внутренние сопротивления потока,

а не на трение по грунту и разрушение его.

Потери на внутреннее трение в потоке особенно велики, когда в нем развиваются вихревые движения, причем эти потери тем больше, чем большие массы жидкости участвуют в вихревом движении, образуя так называемые вальцы. В этих движениях механическая работа воды преобразуется в тепловую энергию¹.

При переливе воды через гребень плотины или через затворы отверстий или при истечении через отверстия, особенно донные, при истечении из-под приподнятого затвора, или, как говорят, из-под щита, возможны разнообразные формы сопряжения сливающегося с плотины потока с водой нижнего бьефа. Так как в указанных случаях скорости потока всегда



Фиг. 160. Формы прыжков.

значительно выше бытовых скоростей реки, то сопряжение с нижним бьефом связано с восстановлением потенциальной энергии и следовательно оно совершается в форме прыжка. Формы последнего могут быть весьма разнообразными в зависимости от соотношения скоростей, глубин,

¹ При этом получается ничтожное нагревание воды. Например, если $q = 20 \text{ м}^3/\text{сек}$ на 1 пог. м и $H = 20 \text{ м}$, то кинетическая энергия равна приблизительно 4000 л.с. , или 300000 кгм/сек , что может дать при превращении в теплоту $300000/427 = 703 \text{ кал/сек}$. Следовательно сливающийся через плотину объем воды $q = 20 \text{ м}^3/\text{сек}$ может быть нагрет на $703/20000 = 0,035^\circ \text{ С}$, т. е. на ничтожную величину.

положения дна реки и низовой части плотины — так называемого водобоя, или водобойной части.

На фиг. 160 приведены некоторые из типов прыжков и соответствующие им формы размыва русла (в случае неразмываемых русел типы могут быть и несколько отличными от приводимых ниже).

Тип *a* — затопленный, или нагнанный, прыжок; образуется основной валец сверху; режим струи донный, т. е. наибольшие скорости течения — у дна. Внутри вальца происходят беспорядочные движения при наличии сильной пульсации, но все же можно отметить общее вращательное движение частиц жидкости вокруг некоторой горизонтальной оси. Распределение скоростей видно из фиг. 161: рабочая часть потока, т. е. несущая весь расход потока, заключена между двумя вальцами, скорости в ней постепенно убывают вниз по течению; одновременно растет толщина струи; в верхней части верхнего вальца струи направляются к плотине с увеличением их скоростей к поверхности вальца. Нижний валец может и отсутствовать при неразмываемом русле.

Тип *б* — прыжок отогнанный или полузатопленный; рабочая часть имеет волнообразную форму, начинается с положительной волны (направленной вверх).

Тип *в* — прыжок незатопленный; форма прыжка — продолговатая; это — прыжок-волна.

Тип *г* — прыжок отогнанный; рабочая часть потока направлена вниз, в противоположность типу *б*, режим ее ближе к донному, форма рабочей части волнообразная, но начинается с отрицательной волны (направленной вниз).

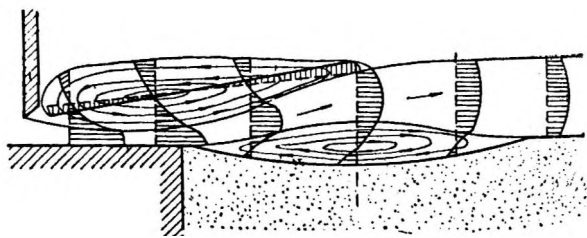
Тип *д* — самый опасный прыжок, отогнанный; рабочая часть вся проходит у дна (донный режим).

Тип *е* — получается при переливе через затвор, гребень или отверстие плотины с круто наклонной или вертикальной гранью, это — тип свободно падающей струи, производящей глубокие размывы. При этой гидравлической форме образуются два основных вальца: низовой, самый большой и верховой (между струей и плотиной) — меньший.

Формы *a*, *б*, а частью и в обычно образуются, когда отметка низового конца водобоя¹ ниже отметки дна реки или равна ей, формы же *г* и *д*, наоборот, — при пониженном в отношении водобоя дне реки. При размываемом дне реки формы сопряжения потока с нижним бьефом вообще неустойчивы и переходят одна в другую.

Относительно устойчивыми являются формы затопленного прыжка (*a*) или прыжка с положительной волной (*б*), но и здесь, если только образовались значительные отложения в зоне нижнего вальца (*б*), может наступить донный режим типа *д* и могут последовать значительные размывы, после чего опять восстанавливается режим прыжка с положительной волной (*б*). Типы сопряжений *в*, *г*, *д* переходят постепенно один в другой по мере общего понижения дна реки относительно водобоя плотины, причем последний тип донного режима (*д*) относительно более устойчив.

Анализируя описываемые явления, А. Шоклич (Schoklitsch) путем ряда обстоятельных лабораторных опытов пришел к интересным выводам, позволяющим правильнее ориентироваться в этом весьма сложном вопросе, не поддающемся пока чисто теоретической трактовке.



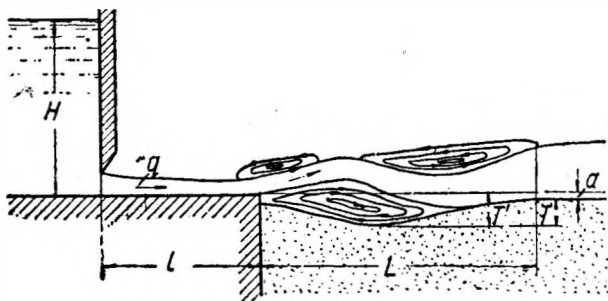
Фиг. 161.

¹ Водобоем называется часть тела плотины, воспринимающая на себя давление или удары сливающейся через плотину воды (гл. 9).

При горизонтальном водобое интенсивность размыва зависит от способа пропуска воды плотиной, длины водобоя l , размера зерен грунта дна, напора H , расхода воды, первоначальной отметки дна и пр.

а) При $l < H$ (фиг. 162) размывы получаются большими в случае перелива воды через гребень частично опущенного щита, чем в случае вытекания из-под щита. Однако чем длиннее l , тем меньшее значение имеет способ пропуска воды.

б) Длина горизонтальной части водобоя существенно влияет на величину размыва. При $l < 1,5 H$ глубина размыва обратно пропорциональна l , но за пределами $l > 1,5 H$ роль длины становится малосущественной, т. е. дальнейшее увеличение длины l не сопровождается заметным уменьшением глубины размыва T (пределная величина l в опытах Шоклича была $l = 2,4 H$). Надо полагать, что дальнейшее увеличение длины все же полезно, поскольку отдаляется от тела плотины место наибольшего размыва, а кроме того размывы все же уменьшаются несколько по глубине.



Фиг. 162.

В целом вопрос решается еще с учетом других соображений (см. ниже).

в)

та играют некоторую роль при малых напорах (размывы глубже, чем меньше диаметр частиц грунта), но при значительных напорах глубина размыва почти не зависит от диаметра зерен, лишь длина размыва L довольно быстро растет с уменьшением диаметра зерен грунта (опыты произ-

водились с грунтом $d=0,35 \div 17,2$ мм, и для этих пределов длины размыва L разнились примерно в 3 раза).

г) Отметка дна по отношению к отметке водобоя (низовой горизонтальной его части) влияет отчетливо на размыв: глубина размыва прямо пропорциональна разности этих отметок, если дно русла ниже водобоя. Если дно выше, зависимость менее определена и чаще идет в обратную сторону.

д) Для случая, когда дно реки находится на уровне или ниже водобоя плотины, Шоклич вывел эмпирическую зависимость между глубиной размыва T , удельным расходом воды (на 1 пог. м ширины отверстия плотины) q и напором H (фиг. 162) при длине $l \approx 1,5 H$ (размерность в метрах, секундах):

$$T = 0,378 H^{0,5} q^{0,35} + 1,15 a \quad (68)$$

Для случая перелива воды через гребень щита (фиг. 160, е):

$$T = 4,75 \frac{H^{0,2}}{d_m^{0,32}} q^{0,57}, \quad (69)$$

где d_m (в миллиметрах) — эффективный в отношении размыва диаметр зерен грунта, определяемый по данным механического анализа таким образом, что вес всех частиц с диаметром, большим, чем d_m , равен 10% всего веса образца грунта¹.

¹ Для определения глубины размыва T в этом случае можно воспользоваться и данными исследований Среднеазиатского научно-исследовательского института ирригации (САНИИРИ) по консольным перепадам (см. в "Трудах САНИИРИ", вып. 10, статью инж. Н. И. Теперина "Движение струи в массе жидкости" и инж. В. С. Вызго "Консольные перепады", САОГИЗ. Москва — Ташкент 1933).

Формулы эти выведены на основе лабораторных опытов. В приложении к практике интерес представляет формула (68), которую в практических целях по нашему мнению можно применять в таком виде:

$$T = 0,4 H^{1/2} q^{1/3} + 1,2 a. \quad (68')$$

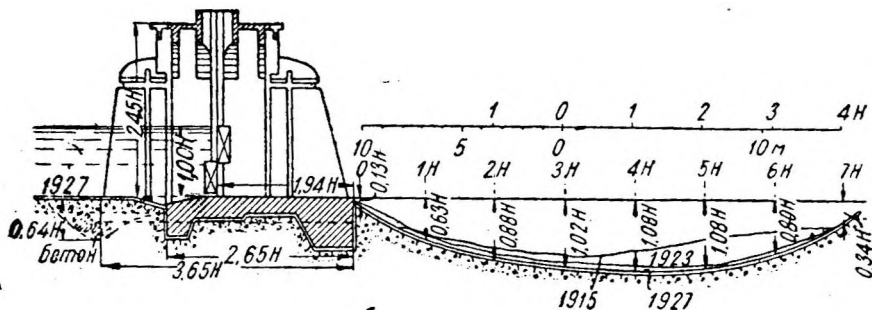
По данным инж. Рот (H. Roth)¹ глубина размывов T , вообще говоря, на практике достигает величины напора H и даже более. Это же подтвердили опыты Грунера и Лохера².

Если низовая часть водобоя не горизонтальна, а наклонна вниз по течению, то размывы возрастают по сравнению с только что описанными случаями, и тем более, — чем круче наклон.

Например при наклоне 1:1 размывы получаются в 2—2,5 раза глубже, чем при горизонтальном водбое.

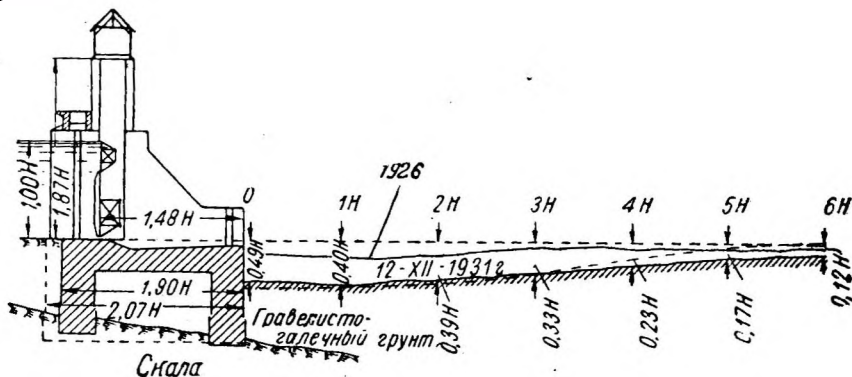
Примеры. В настоящее время при устройстве плотин принимают ряд мер для защиты от размывов, в прошлом же это не оценивалось в должной мере, да и теперь еще в ряде случаев недооценка имеет место. Приведем для иллюстрации несколько характерных случаев наблюдавшихся размывов.

а) Из плотин на нескальных грунтах можно отметить плотину в Лебринге (Lebring—Австрия) с глубиной верхнего бьефа $H_1 = 3,5$ м, на гравелистом грунте (фиг. 163) с горизонтальным водбоем, перекрытым сдвоенными щитами. Размеры размывов на этой сравнительно старой плотине достигли в 1927 г. максимума— $1,08 H_1$, т. е. 3,78 м, длина размыва около $8 H_1$ при длине водобоя $l=1,94 H_1$ (в данном примере, как и в следующем, глубина H_1 равна наибольшему напору H).



Фиг. 163. Размывы в нижнем бьефе плотины Лебринг.

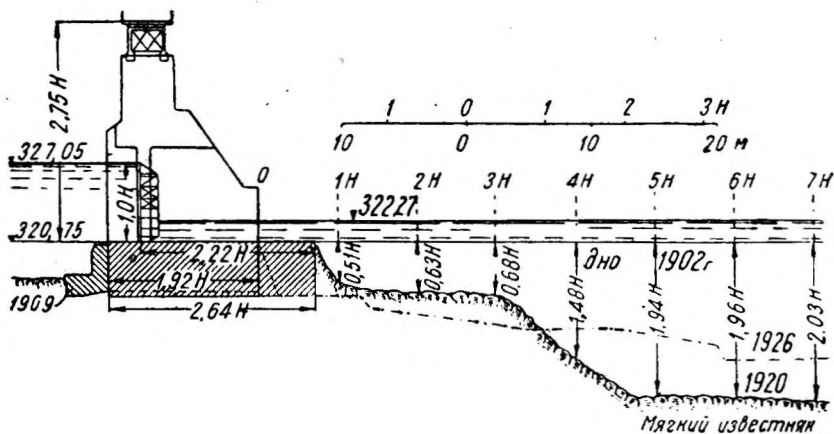
Другой пример—одна из новейших плотин Австрии в Пернеге (Pernegg) с глубиной верхнего бьефа $H_1 = 11,60$ м на гравелисто-галечном основании (фиг. 164). Здесь за 5 лет размывы достигли величины около 6 м ($0,49H$) при длине $l=1,48 H_1$ и длине размыва $L = 8 H_1$.



Фиг. 164. Размывы в нижнем бьефе плотины Пернегг.

¹ H. Roth, Kolkverfahren und ihre Berücksichtigung bei der Ausbildung beweglicher Wehre, „Schweiz. Bauz.“ 1917, Bd. 70.

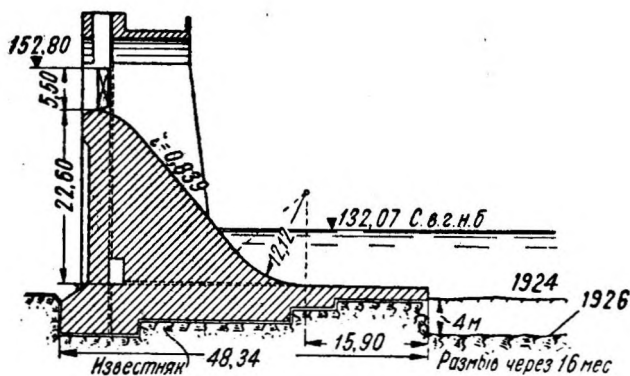
² H. Gruner u. E. Locher, „Schweiz. Bauz.“, 1918, Bd. 71.



Фиг. 165. Размывы в нижнем бьефе плотины Бечнау.

На Кочетовской плотине на Дону, устроенной на песчаном основании с наибольшим напором до 3,5 м при $H_1 = 4,46$ м и $l = 7$ м $= 1,6 H_1$, размывы достигали 8 м, т. е. $T = 1,8 H_1$, в расстоянии около 50 м от плотины при общей длине размыва до 70—100 м.

Плотина эта находится в особо тяжелых условиях, так как, несмотря на то, что русло за водобоем укреплено различным образом (наброска из камня и массивов, фашинные тьюфаки) на протяжении до 50 м, размывы все же чрезвычайно велики.



Фиг. 166. Размывы в нижнем бьефе плотины Вильсон.

вымойну, вовлекаются во вращательное движение (не только вокруг горизонтальных осей, но и вокруг вертикальных, так как в таких вымоинах наблюдаются беспорядочные движения) и не выносятся из вымоин из-за недостаточных для этого скоростей течения; при этом камни в короткий срок проделывают значительные углубления. Процесс этот аналогичен образованию в естественных руслах так называемых "котлов", известных в геологии, причем он происходит быстрее, чем обычно считают геологи. Так, на понуре крайнего верхнего пролета Янги-Арыкского головного регулятора¹ с апреля 1928 г. по февраль 1929 г. водою и наносами была просверлена в правом подходе воронка диаметром по поверхности 1,7 м и глубиной 1,68 м, причем вначале разрушен был слой бетона толщиной 0,5 м, затем конгломерат на глубину 1,18 м.

Размывы за плотинами в скальных грунтах могут достигать даже большей величины, чем в нескальных грунтах.

Легче всего размываются известняки. У известной щитовой плотины Бечнау на р. Аар (Швейцария) с напором около 5 м, с $H = 6,30$ м, с длиной горизонтального водобоя



Фиг. 167. Размывы основания плотины Вильсон.

¹ "Вестник ирригации" № 3, 1929. Статья Моисеева-Кравченко.

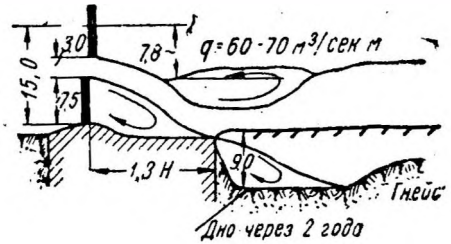
2,22 H (фиг. 165), и максимальным удельным расходом $q = 17 \text{ м}^3/\text{сек}$ на пог. м. за 18 лет ее существования размывы достигли (по данным Грунера) глубины 12,7 м, т. е. 2,03 H .

Еще более поразительный случай имел место на новейшей плотине Вильсон на р. Тенесси (США) с напором 20,73 м. Плотина построена в 1924 г. на прочном известняке (более прочном, чем Бецнау), и через 16 месяцев дно было размывто на глубину около 4 м (фиг. 166, 167). Этому сильному износу скалы способствовали чрезмерный расход воды через отверстия (выше расчетного), наличие горизонтальной слоистости и интенсивное движение грунтовых вод по контактам слоев.

Аналогичное явление произошло на Волховской гидроустановке, где поток, вытекавший из-под щита, за один сезон размыв известняковое дно реки за бетонным флютбетом на 2 м (отогнанный прыжок).

Точно так же на плотине Сызранской ГЭС, построенной на известняках-доломитах, за три года (1931—1934 гг.) произошли размывы дна до 1—1,8 м, причем в некоторых пролетах плотина подмыта на 0,2—0,8 м.

Даже в такой породе, как гнейсы, можно отметить показательный случай размыва (по данным инж. Грота), приведенный на фиг. 168. Здесь при глубине верхнего бьефа $H_1 = 15 \text{ м}$ и $l = 1,3 H_1$ за 2 года русло углубилось на 9 м, т. е. на 0,6 H_1 . Это объясняется значительным удельным расходом через плотину ($q = 70 \text{ м}^3/\text{сек}$ на пог. м.), значительной кинетической энергией (до 10000 л. с.) и небольшой длиной водобоя, вследствие чего струя из-под щитов падала, минуя водобой, непосредственно на скалу.



Фиг. 168. Размыв гнейсового основания у плотины.

§ 46. АНАЛИЗ УСЛОВИЙ ГАШЕНИЯ ЭНЕРГИИ ПОТОКА

Борьба с вредными для плотины размывами русла в нижнем бьефе может вестись двумя основными и притом различными способами: 1) путем гашения избыточной кинетической энергии по возможности на кратчайшем расстоянии от плотины и 2) путем увеличения сопротивляемости русла размыву, что достигается искусственным укреплением соответствующего отрезка русла, где скорости течения еще велики и опасны для грунта дна реки.

Первый способ наиболее эффективен, однако успешность его применения не всегда может быть заранее обоснована; второй путь проще, однако в большинстве случаев он значительно дороже, так как приходится покрывать дно реки искусственными защитными дорогами одеждами на значительной площади. На практике чаще всего прибегают к одновременному комбинированному применению обоих способов, что нередко оказывается самым дешевым решением.

1. УСЛОВИЯ ГАШЕНИЯ ЭНЕРГИИ

Было бы наиболее целесообразным если бы гашение энергии происходило в пределах тела плотины, т. е. на коротком пути, проходимом водой из верхнего бьефа до встречи с дном потока в нижнем бьефе. Однако достигнуть этого трудно, вследствие чего специальные гасительные устройства располагаются обычно за телом плотины, со стороны нижнего бьефа, и занимают некоторую площадь русла, которую необходимо стремиться всячески уменьшить для удешевления всей конструкции. Как было уже выяснено выше (§ 45), наиболее безопасное для русла гашение энергии достигается при образовании в потоке вихрей, особенно так называемых вальцов. Потери энергии тем больше, чем больше объем вальцов, или вихревой зоны, и чем больше разница в скоростях движения рабочей части струи и вальца.

Поэтому при проектировании гасителей необходимо стремиться к получению вальцов возможно большего объема.

Наличие в потоке мелких наносов (песок, мелкий гравий) обычно не особенно затрудняет работу гасительных устройств, но крупные наносы (галька, камни) могут задерживаться этими устройствами и ухудшать или даже прекращать их работу.

Крупные наносы (галька, камни) могут при падении струи разрушать выступающие части гасительных устройств, а кроме того, оставаясь долго в пределах части гасителей и находясь там в постоянном движении, могут вытаскивать в бетоне значительные углубления и разрушать его в конечном счете. В рациональном гасительном устройстве эти обстоятельства должны быть учтены.

Лед и плавающие тела также должны свободно пропускаться гасителями, выступающие части которых должны быть в этих целях достаточно заглублены. Также нельзя допускать, чтобы плавающие тела ударялись о низовую грань плотины.

2. СОПРЯЖЕНИЕ ПЕРЕЛИВАЮЩЕГОСЯ ПОТОКА С НИЖНИМ БЬЕФОМ

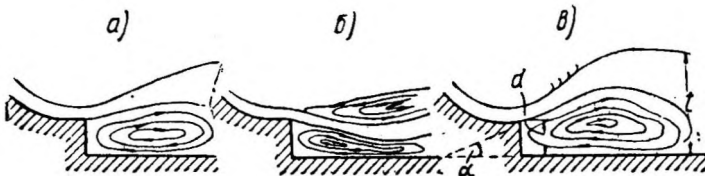
Из рассмотренных в § 45 форм сопряжения с нижним бьефом необходимо стремиться создать следующие:

а) в пределах сооружения — затопленный прыжок и донный режим с поверхностным вальцом или с поверхностным и донными вальцами, чтобы в русло поступал уже поток с небольшими скоростями течения или во всяком случае с небольшими донными скоростями;

б) в русле скальном — поверхностный режим (фиг. 169), при котором рабочая часть потока находится у поверхности, нижняя же часть

занята вальцами (фиг. 169, а); допустим также донный режим, но при наличии на поверхности вихрей и вальцов, замедляющих скорости рабочей части потока (фиг. 169, б);

в) в русле не-скальном — такие



Фиг. 169. Формы поверхностного прыжка.

формы, при которых поток будет входить в русло, потеряв уже большую часть избыточной кинетической энергии в гасителях, так как гашение энергии в пределах такого русла происходит при неустойчивых режимах прыжков и неизбежно ведет к размывам.

Анализ возможного в условиях данной плотины режима сопряжения бьефов производится по известным методам гидравлики. В кратком изложении методы эти приводятся в гл. 18.

При этом анализу подвергаются два основных режима сопряжения: донный, когда прыжок должен быть затоплен в пределах сооружения или укрепленной части русла, и поверхностный, при котором вальцы образуются у дна (для случая скального русла).

Если при донном режиме сравнение сопряженной глубины прыжка и глубины нижнего бьефа выяснит, что прыжок не затоплен, то путем применения водобойного колодца или водобойной стенки достигают затопления прыжка. Гасящее энергию действие затопленного прыжка весьма велико, потеря энергии в нем составляет до 70% всей кинетической энергии, развиваемой потоком при проходе через плотину.

Затопление прыжка имеет один лишь недостаток в том, что в пределах вальца поверхностные струи в общем направлены к плотине и могут увлекать за собою сбрасываемые водосливом плотины плавающие предметы (лес, льдины), которые, ударяясь о низовую грань плотины, могут ее повреждать.

Применение сопряжения с поверхностным режимом (фиг. 169) не имеет указанного недостатка. Этот тип сопряжения возможен при наличии уступа — порога плотины, возвышающегося над скалистым дном русла на величину d . Теория поверхностного режима разработана проф. А. А. Сабанеевым и проф. И. И. Леви, установившими разные формы этого режима, именно а, б, в (фиг. 169), из которых последняя (в) наиболее устойчива

и желательна, так как поглощает максимум энергии потока и создает минимальный размыв дна. Для создания сопряжения типа в необходимо уступу придать обратный наклон под некоторым углом α , величина которого, равно как и высота уступа, определяется расчетом (гл. 18); практически угол этот равен приблизительно 5° — 15° .

К числу недостатков сопряжения с уступом (носком) относится иногда невозможность обеспечения поверхностного режима с отогнанным прыжком при больших расходах ледохода. Во многих случаях, особенно на равнинных реках СССР, горизонты наибольших ледоходов в нижнем бьефе настолько высоки, что не удается подобрать высоту уступа и угол α так, чтобы при поверхностном режиме не образовывался затопленный прыжок с свойственным этому явлению обратным направлением скоростей к водосливу. В этом случае приходится или отказаться от устройства уступа или, допуская затопление прыжка при больших (редко бывающих) расходах, стремиться к обеспечению поверхностного режима с отогнанным прыжком для всех прочих расходов.

При анализе режима потока ниже плотины обычно пользуются методами гидравлики (гл. 18), рассматривающими "плоский" поток, т. е. поток постоянной ширины, равной единице, в верхнем и нижнем бьефах и в пределах сооружения. Между тем действительности отверстие сооружения может быть значительно менее ширины русла, да и сама плотина вообще может не занимать всего русла реки, так как вместе с нею в том же речном узле приходится строить и другие сооружения: шлюзы, гидростанции, рыбоходы и пр. Ширина верхнего подпертого бьефа всегда почти более ширины нижнего. Это надо иметь в виду при учете обстоятельств гашения энергии, которое в плотинах происходит несколько иначе, чем в гидравлических лотках лаборатории (§ 50). Для оценки отклонений и более правильного учета всей обстановки рекомендуется ставить лабораторные опыты на моделях узлов сооружений в целом (так называемая "пространственная" задача), а не только в условиях "плоской" задачи.

§ 47. ГАШЕНИЕ ЭНЕРГИИ ПУТЕМ ЗАТОПЛЕНИЯ ПРЫЖКА

Затопление прыжка достигается, как уже было указано, путем устройства водобойных колодцев или водобойных стенок. Рассмотрим несколько подробнее эти конструкции.

1. ВОДОБОЙНЫЕ КОЛОДЦЫ

Водобойный колодец представляет собой углубление в водобое плотины или в особом примыкающем к плотине массиве, устраиваемое в целях затопления прыжка.

Если глубина потока в нижнем бьефе t оказывается меньше глубины h_2 , сопряженной с глубиной h_c наиболее сжатой зоны струи (фиг. 170, а), т. е. $t < h_2$, то прыжок отогнан и образуется в том месте, где растущая постепенно глубина h_1' будет иметь сопряженную глубину $h_2' = t$. Для затопления прыжка поверхность порога углубляется на величину d так, чтобы

$$t + d \geq h_2.$$

Гидравлический расчет колодца см. в гл. 18.

Наиболее трудным и условным является определение длины водобойного колодца, так как не имеется обоснованной теории.

Обычно длину колодца L определяют как сумму длины l_1 боя струи, падающей в колодец (фиг. 170, в), и длины l_2 , равной примерно длине вальца в прыжке; для водосливной плотины можно принимать $l_1 = 0$ (фиг. 170, б).

Для определения l_2 наиболее простыми и близкими к экспериментальным данным надо считать формулы Сафранца (Safranez):

$$l_2 = \frac{1,9q}{h_c} \quad (70)$$

или

$$l_2 = 4,5 h_2, \quad (71)$$

где h_c — глубина в месте наибольшего сжатия струи;

h_2 — сопряженная с нею глубина (принимаемая с запасом равной $t+d$).

Более удачной в гидравлическом смысле является формула:

$$l_2 = 5(h_2 - h_c), \quad (72)$$

полученная на основе тех же экспериментальных данных.

Другие эмпирические формулы и приемы, приводимые в курсах гидравлики (Блей, Этчеверри, Дейша, Журин и пр.), более грубы и менее соответствуют экспериментальным данным.

Запроектированные размеры колодца рекомендуется проверять затем в лаборатории на модели.

Форма колодца имеет известное влияние на степень гашения энергии. Например в случае, изображенном на фиг. 170, б, гашение будет менее совершенным, чем в случае фиг. 170, в, поскольку в первом отсутствует донный валец под падающей на дно колодца струей. Точно так же встречающаяся форма колодца в виде трапеции (например в плотине Земо-Авчальской гидроэлектростанции, фиг. 246, гл. 9) дает меньший эффект гашения энергии, чем прямоугольные колодцы.

Не имеют особых гидравлических преимуществ и ступенчатый порог (фиг. 170, з) с отношением ступени к подступенку 2:1 и некоторые другие, — более сложные формы.

Заслуживает внимания однако форма колодца, предложенная Шокличем

для перепадов или водосливов (фиг. 170, д), гарантирующая образование не только поверхностного, но и донного вальца. На основе многочисленных лабораторных опытов Шоклич предложил следующие соотношения размеров в зависимости от высоты порога h (фиг. 170, д):

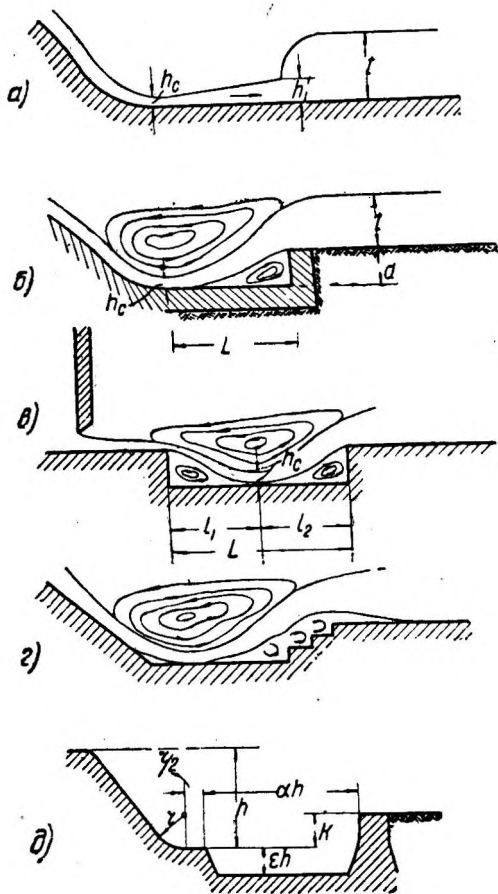
$$L = \alpha h, \quad (73)$$

где

$$0,5 < \alpha < 1,0;$$

$$K = \beta q^{1/2} \left(\frac{h}{g}\right)^{1/4}, \quad (74)$$

где q — удельный расход воды (на 1 пог. м);



Фиг. 170. Формы водобойных колодцев.

β — коэффициент, связанный с отношением глубины колодца относительно носка водослива εh к высоте порога h зависимостью, выраженной графически (фиг. 171).

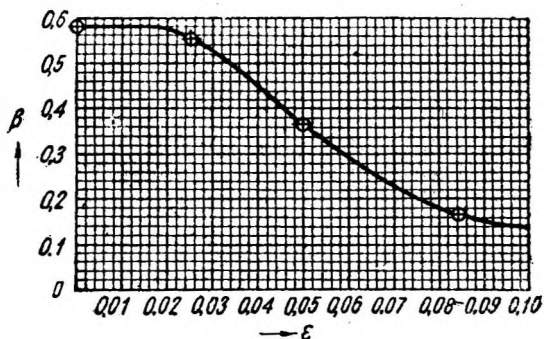
Величина K во всяком случае берется не менее $0,1 h$, а радиус закругления:

$$r = 0,15 h.$$

Пример устройства колодца по Шокличу приведен на фиг. 172 (плотина Лангман).

Конструктивные детали. Колодцы выполняются вообще из бетона; части, подвергающиеся особо сильному истиранию, облицовываются прочным камнем (гранитом и т. п.) или торкретом, иногда с армированием штукатурки провололочной сеткой или сталебетоном (гл. 2).

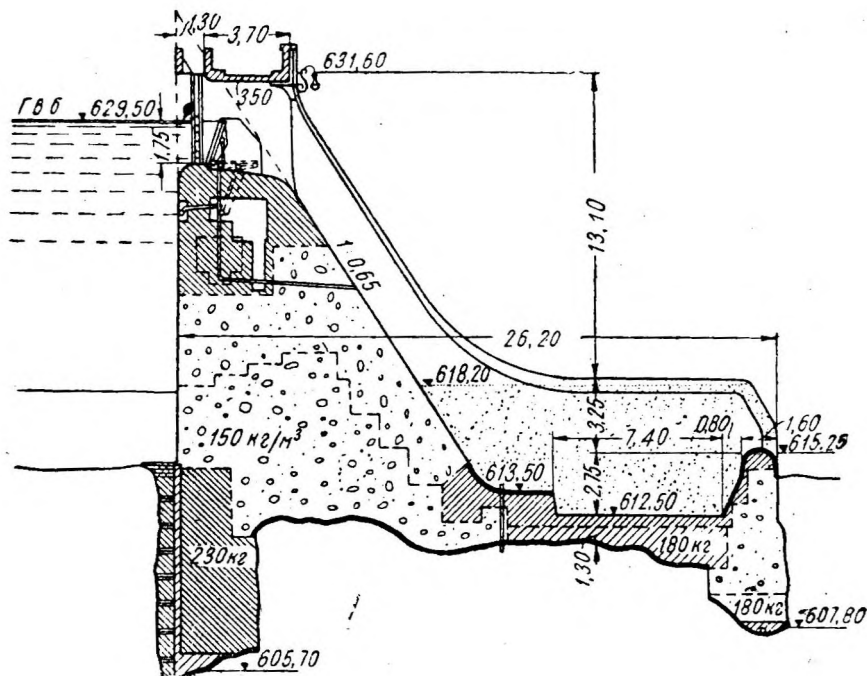
Острых углов в бетоне не следует оставлять, так как они быстро разрушаются. Следует эти углы скашивать и закруглять. Дно бетонного колодца обычно ничем не укрепляют. Однако надо иметь в виду, что если поток несет крупные камни при наличии донного вальца, то эти камни могут источить дно колодца и кроме того заполнить колодец и тем изменить его гидравлический режим, т. е. значительно уменьшить эффект гашения энергии.



Фиг. 171. График к расчету водобойного колодца Шоклича.

2. ВОДОБОЙНЫЕ СТЕНКИ

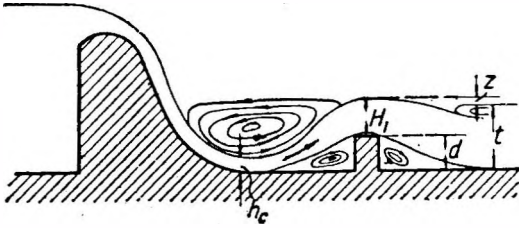
Если по конструктивным соображениям устройство водобойного колодца нецелесообразно, его можно с точки зрения гашения энергии



Фиг. 172. Колодец Шоклича, плотина Лангман.

заменить водобойной стенкой (фиг. 173). Высота водобойной стенки d определяется из тех соображений, чтобы глубина воды перед стенкой, равная $d + H_1$ (где H_1 — толщина переливающегося через стенку слоя воды), была равна сопряженной с h_c глубине h_2 , т. е.

$$d + H_1 \geq h_2.$$



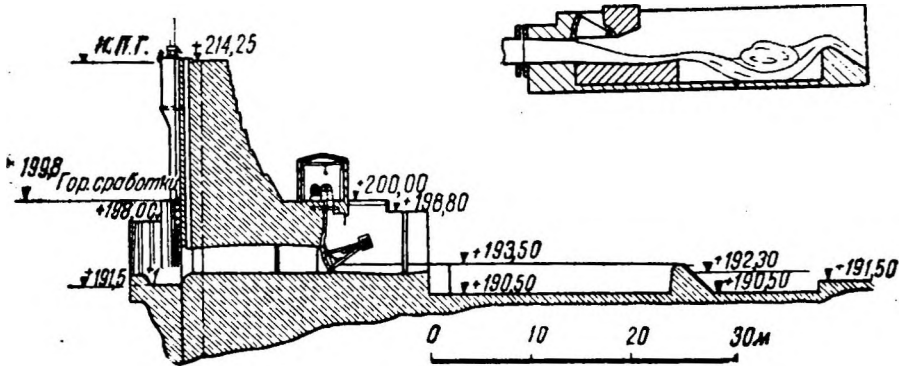
Фиг. 173.

Величина H_1 определяется из условия пропускной способности стенки как водослива с учетом подходной скорости (о расчете см. гл. 18).

отогнанный прыжок, что потребует устройства или новой стенки меньшей высоты или колодца.

При значительной высоте стенки d за нею может образоваться

В качестве примера приведем водобойные устройства плотины Крибштейн (Kriebstein) напором около 22 м (фиг. 174). Для гашения энергии



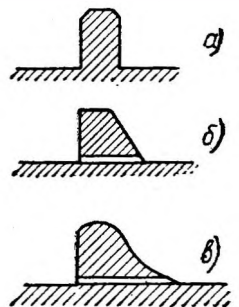
Фиг. 174. Гаситель плотины Крибштейн.

потока, выпускаемого из трубы водоспуска, потребовалось устройство водобойной стенки высотой 3 м, а за стенкою еще водобойного колодца глубиной 1 м.

Водобойные стенки имеют в поперечном разрезе вид прямоугольника (фиг. 175, а), трапеции (фиг. 175, б), треугольника (фиг. 174), иногда имеют криволинейную низовую грань, как у водосливных плотин (фиг. 175, в); типы фиг. 175, б и в применяются при значительной высоте стенок, например 3—5 м и более (значительной высоты стенки приходится применять при высоконапорных плотинах).

Для опорожнения колодцев, образуемых стенками, в последних устраиваются иногда трубы или отверстия небольшого диаметра (фиг. 175, б, в).

Водобойные стенки меньшей, чем по гидравлическому расчету, высоты носят название водобойных порогов; они являются полезными, хотя гашение энергии, создаваемое ими, менее значительно, чем при стенках высотой, определенной расчетом; пороги дают лишь некоторое улучшение режима прыжка благодаря образованию небольшого донного вальца. Форма сечения порогов — прямоугольная или трапециoidalная, последняя предпочтительнее вследствие менее быстрого изнашивания стенки водой и наносами.



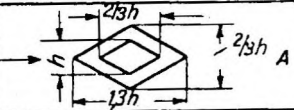
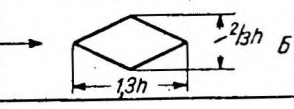
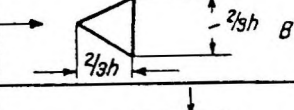

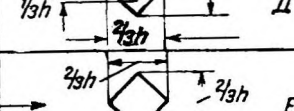
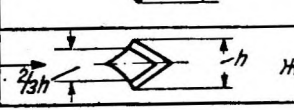
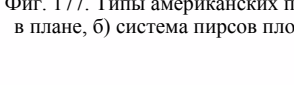
Фиг. 175. Типы водобойных стенок

§ 48. ГАШЕНИЕ ЭНЕРГИИ ПУТЕМ РАСЩЕПЛЕНИЯ ПОТОКА НА ОТДЕЛЬНЫЕ СТРУИ

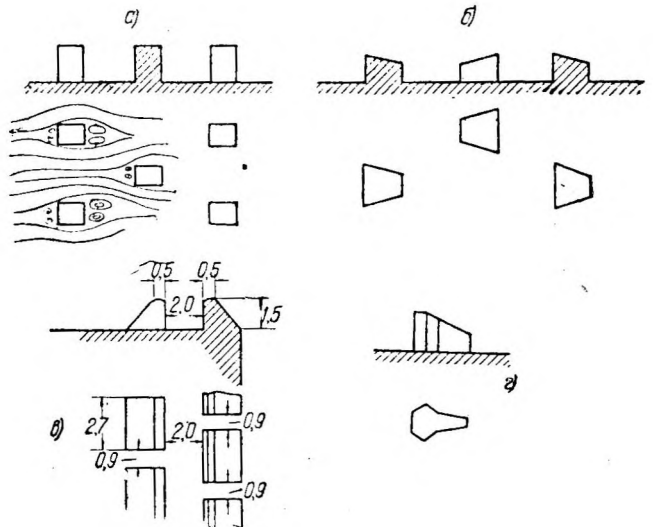
Целый ряд гасительных устройств в современных плотинах основан на том принципе, что при расщеплении потока и обтекании им какого-либо препятствия (фиг. 176, а) происходит усиленная затрата энергии на изгиб струй, на удар их между собой после прохождения препятствия, на образование вихрей в зоне отрыва струй от препятствия и на трение жидкости о поверхности препятствия. Если при этом разными мерами усиливать еще степень завихрения потока, то гашение энергии может стать весьма эффективным.

1. ШАШКИ И ПИРСЫ (РАСЩЕПЛЕНИЕ ПОТОКА В ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ)

Устройство выступов различной формы на дне потока, протекающего через сооружения, в частности на флютбетах плотин, применяется уже давно. Высота выступов и размеры их в плане различны, так же как и форма их. Если высота больше ширины или длины, то выступы носят название пирсов, в противном случае — шашек.

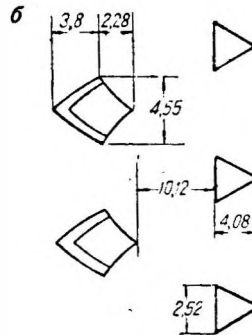
Высота	Размеры в плане
h	 А
h	 Б
h	 В
h	 Г
h	 Д
h	 Е
h	 Ж

Фиг. 177. Типы американских пирсов: а) форма пирсов в плане, б) система пирсов плотины Пит-Ривер (план).



Фиг. 176. Формы пирсов и шашек.

В плане эти пирсы и шашки имеют вид прямоугольников, многоугольников и более сложных фигур (фиг. 176, 177). На фиг. 177, а изображены системы пирсов, распространенные в плотинах США: группы пирсов А—Г предназначены для расщепления потока, группы же Д—Ж ставятся в шахматном порядке за А—Г в целях отражения или отбрасывания отклоненных первым рядом разделительных пирсов струй и тем создания интенсивного их перемешивания, ударов, завихрений и т. д.

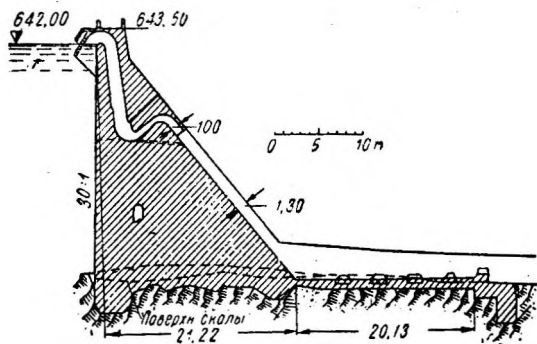


Как пример подобных устройств приводим (фиг. 177, б) систему пирсов плотины Пит-Ривер (Pit-River).

Более сложные очертания (например на плотине Канштатт — фиг. 176, з) едва ли имеют много преимуществ перед более простыми (фиг. 176 а, б

и тип 176, в, примененный на плотине Нижнесвирской гидро-станции).

Размеры подобных гасителей и наиболее выгодное расположение шашек определяются чисто экспериментальным путем на моделях в гидротехнических лабораториях. Высота шашек и пирсов ограничивается во всяком случае требованием достаточного погружения их под уровень воды, во избежание повреждения плавающими телами, льдом и пр. Общий дефект



Фиг. 178. Плотина Ремпен.

этих гасителей — быстрое изнашивание острых и прямых углов, нередкие разрушения пирсов от ударов камней и пр.

Более прочными оказываются втопленные в бетон крупные камни, как например (фиг. 178) на плотине Ремпен (установка Веггиталь, Швейцария). Однако вследствие незначительного возвышения камней над порогом гасящее их действие не так велико, и фактически это устройство приносит пользу лишь

тем, что увеличивает шероховатость флютбета.

2. ГАСИТЕЛЬ СИСТЕМЫ ИНЖ. СЕНКОВА (РАСЩЕПЛЕНИЕ ПОТОКА В ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ)

Расщепление потока в вертикальной плоскости имеет место при обтекании потоком шашек и пирсов, поскольку эти последние ставятся под уровнем воды, однако это явление происходит здесь в ограниченном масштабе. Инж. А. М. Сенков предложил систему горизонтальных балок, благодаря которым расщепление потока идет весьма интенсивно (фиг. 179).

По данным автора высота балок трапециoidalного сечения принимается равной:

$$Z \approx (0,06 \div 0,125) H. \quad (75)$$

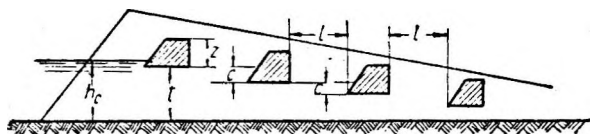
Балки по высоте размещаются на расстоянии:

$$C \approx (0,1 \div 0,2) h_c, \quad (75')$$

где h_c — глубина нижнего бьефа в самом сжатом сечении потока.

Расстояния между балками по течению в свету равны:

$$l \approx (3 \div 5) C. \quad (75'')$$



Фиг. 179. Гаситель Сенкова.

Балки системы инж. Сенкова выполняются или из дерева или из железобетона и опираются на бычки плотины или специальные опоры на водобое.

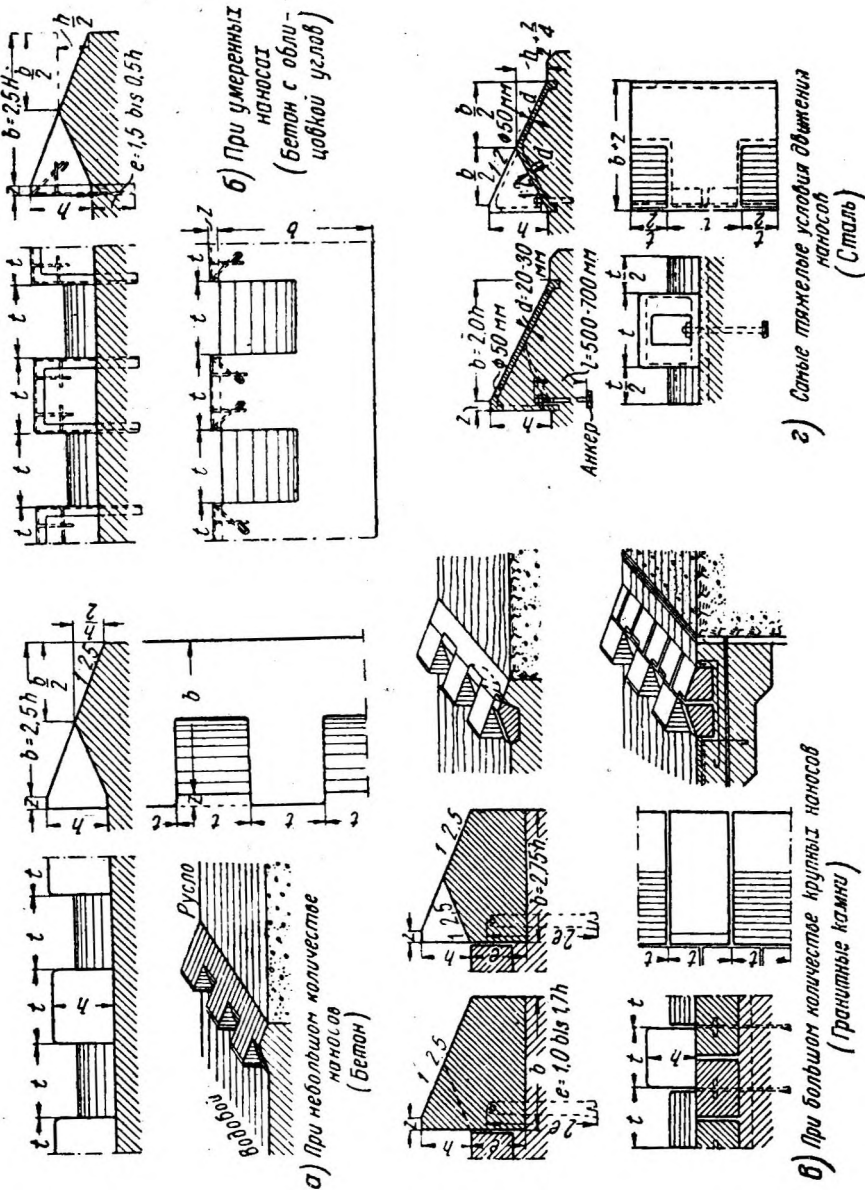
Система Сенкова применена на нескольких плотинах (Краматорская, Мариупольская). С точки зрения гашения энергии она весьма эффективна, но при наличии ледохода через плотину может подвергаться опасным ударам льдин. На Мариупольской плотине (р. Кальмиус), несмотря на слабый ледоход на этой южной реке, часть железобетонных балок и даже их бычки были разбиты и унесены потоком. При наличии крупных наносов в реке (галька) применение этой системы может вызвать эксплуатационные затруднения.

3. ЗУБЧАТЫЙ ПОРОГ РЕБОКА (РЕНВОК)

Рассматриваемая конструкция получила за последние 10 лет большое распространение в Европе. Она представляет собой порог треугольной

формы с зубцами треугольной же формы и с вертикальной передней гранью; вся конструкция выполняется как одно целое (фиг. 180, а), обычно из бетона.

Действие описываемого гасителя энергии происходит так: поток под действием зубцов расщепляется в плане на отдельные струи, далее благодаря разной высоте порога и зубцов происходит перемещение соседних струй на разную высоту, причем за порогом эти струи взаимно пересекаются и возникают удары и вихреобразование. При этом происходит изменение в распределении скоростей течения по вертикалям потока,



Фиг. 180. Гаситель Ребока (зубчатый порог).

показанное на фиг. 181 (трапециoidalный порог), т. е. наибольшие скорости переходят ближе к поверхности потока, у дна же остаются минимальные скорости, направленные к тому же к плотине. Вследствие этого частицы наносов, увлекаемые донным вальцом, движутся тоже к плотине, а не от нее, как бывает при донном режиме струи, почему размыв неукрепленного дна даже непосредственно за порогом незначителен и неопасен для плотины.

Зубчатый порог Ребока применяется в разнообразных условиях истечения воды через плотину при удельных расходах от 1 до 60 м³/сек на пог. м и напорах до 36 м.

Основные соотношения размеров порога показаны на фиг. 180. Исходной величиной является высота зубца h . Толщина зубца t и просвет между зубцами равны между собой, причем:

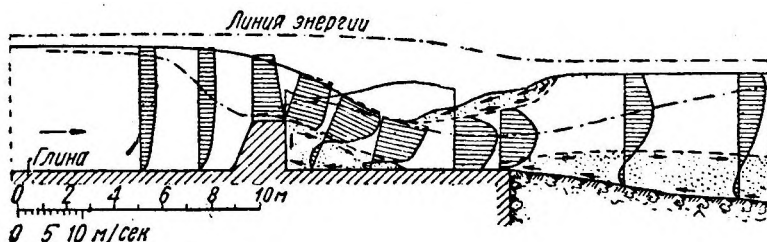
$$t = (1,1 \div 1,5) h. \quad (76)$$

Меньшая цифра относится к более высоким зубцам. Ширина верхней площадки зубца z равна:

$$z = (0,1 \div 0,35) h,$$

где меньшая цифра относится также к высоким зубцам.

Высота треугольного порога в 2 раза менее высоты зубца, уклоны граней порога и задней грани зубца зависят от ширины b , а последняя — от материала, из которого выполнен зубец.



Фиг. 181.

Так как наносы, в особенности крупные, могут в течение короткого времени повредить порог, то конструкция зубца зависит от характера наносов и пояснена в табл. 23. Все углы скашиваются закруглением радиуса 25—40 мм.

Таблица 23

Размеры зубчатого порога Ребока (фиг. 180)

№ п/п	Характер наносов в реке и их действие	Конструкция		Размеры	
		материал	тип	$\frac{b}{h}$	наклон граней
1	Мелкие, немного, легкое воздействие	Бетон	a	2,5	1:2,5
2	Средние	Бетон с углами окантованными металлом	b	2,5	1:2,5
3	Крупные, сильное воздействие . .	Гранитные камни на анкерах	$в$	2,75	1:2,5
4	Особо сильное воздействие	Сталь	z	2,0	1:2,0

Высота зубцов обычно составляет $\frac{1}{12} - \frac{1}{24}$ напора плотины; для зодосливных плотин Ребок рекомендует определять высоту и длину зубца по формулам (фиг. 182):

$$h = 0,08 H_{\max}^{2/3} p^{1/3}, \quad (77)$$

$$l = 2 H_{\max} + \frac{1}{8} p, \quad (78)$$

$$r = 1,5 H_{\max}. \quad (79)$$

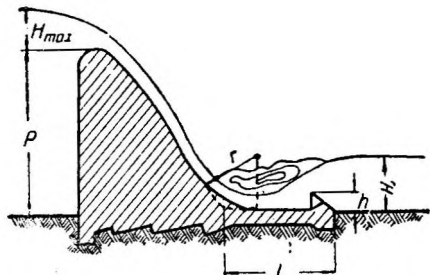
Границы применения этих формул:

$$H_{\max} < \frac{p}{2}, \quad H_1 > 1,2 H_{\max}.$$

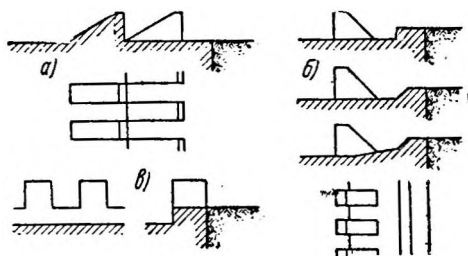
Рекомендуется каждый раз проверять размеры зубцов в лаборатории на моделях.

4. ПОРОГИ ДРУГИХ ТИПОВ

Зубчатый порог Ребока является одним из наилучших типов гасителей, однако возможны и другие конструкции, которые могут превзойти

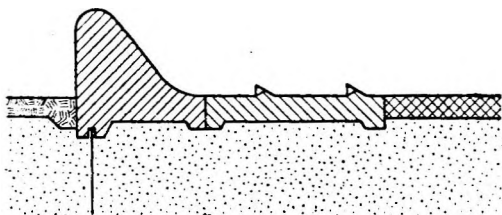


Фиг. 182.

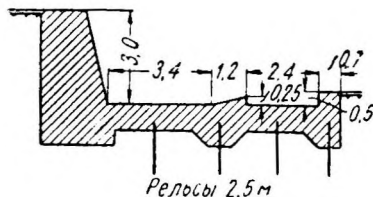


Фиг. 183. Зубчатые пороги-гасители: а — Смрчека, б — Тюрнау, в — прямоугольно-зубчатые

тип Ребока по своим качествам. Здесь имеется широкое поле для творчества конструкторов и гидравликов. Для иллюстрации приведем например конструкции зубчатых порогов проф. Смрчека (Smrcek) в Чехословакии



Фиг. 184. Двойной порог Ребока.



Фиг. 185. Двойной порог Людина.

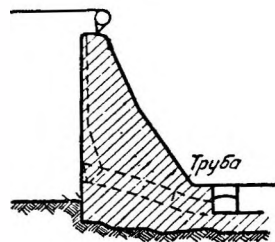
(фиг. 183, а), проф. Тюрнау (фиг. 183, б) и прямоугольно-зубчатых (183, в). Эти конструкции дают удовлетворительную защиту дна от размывов, но не получили на практике заметного распространения.

Есть ряд систем двойных порогов, действие которых эффективнее одиночных (фиг. 184). Следует отметить например двойной порог Людина (Ludin), неоднократно и успешно примененный. Он состоит (фиг. 185) из треугольного и прямоугольного порогов. Между прочим согласно опытам Шоклича более целесообразно повернуть треугольный порог вертикальной гранью в сторону верхнего бьефа.

Описанные типы порогов можно обоснованно применять лишь после испытания каждый раз в лаборатории на моделях, без этого нельзя гарантировать успешного их действия.

5. ГАСИТЕЛИ СО ВСТРЕЧНЫМИ СТРУЯМИ

При выпуске воды из плотин через отверстия в виде труб или галерей можно применить идею гашения энергии путем разделения потока на две части и направления последних навстречу другу. При этом происходит удар воды и образование усиленного завихрения (фиг. 186).

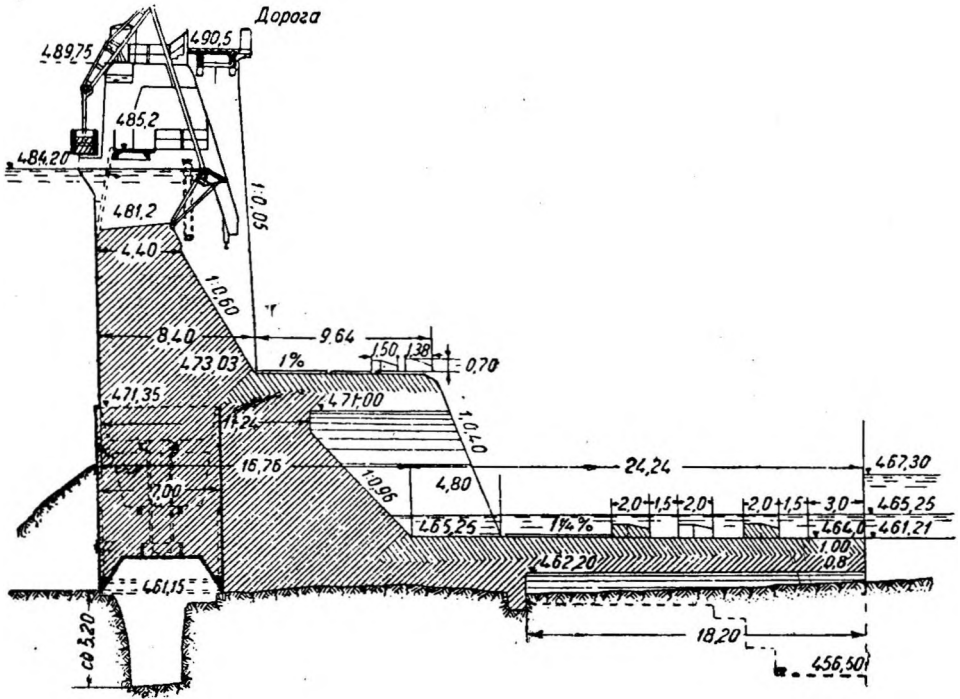


Фиг. 186. Гаситель со встречными струями.

6. ГАШЕНИЕ ЭНЕРГИИ НА ВОДОСЛИВНОЙ ЧАСТИ ПЛОТИНЫ

Шашки и пирсы, зубцы и пр. можно устраивать не только на водобое, но и на водосливной грани плотины. Примером может служить плотина Мюлеберг (фиг. 187).

Были предложения покрыть водосливную грань плотины рядами шашек или другими препятствиями в шахматном порядке. Но эти методы гашения энергии нельзя признать удачными, так как, во-первых, многи-

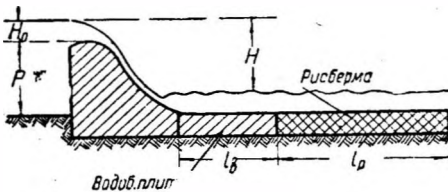


Фиг. 187. Плотина Мюлеберг.

сленные вихри и даже местные вакуумы, а во-вторых, удары льда и плавающих тел, переваливающих через плотину, повреждают выступающие части водосливной грани, не давая существенных преимуществ перед гасителями на водобое.

§ 49. ВОДОБОЙНЫЕ ПОЛЫ И РИСБЕРМЫ

Укрепление русла за плотиной в нижнем бьефе приходится производить и в случае применения гасителей и без них, потому что скорости



Фиг. 188.

течения даже за совершенными гасителями часто всё же значительны как для мелкозернистых, так и для среднезернистых грунтов; при применении гасителей длина укрепления русла можно разбить на две части: водобойный пол и рисберму (фиг. 188).

Водобойный пол или водобой (фр. — **radier general**, нем.—**Wehrsohle**, англ.—**floor**) представляет собой сплошную массивную бетонную плиту лежащую на грунте основания и являющуюся продолжением тела плотины, а в некоторых плотинах самим телом плотины. Иногда водобой

отделяется водонепроницаемым швом от массива плотины для обеспечения независимой осадки последней.

Водобой принимает на себя удары и другие усилия от воды, прошедшей через отверстия плотины, и предохраняет русло от размыва в месте наиболее разрушительного действия воды — наибольших скоростей потока.

Рисбермы (фр.—*arriere radier*, нем.—*Sturzbett*, англ.—*downstream floor*), представляют собой различного рода одежды русла, обычно проницаемые для воды и допускающие, как и всякие укрепительные одежды при регулировании русел (гл. 4), деформации в связи с деформациями русла, однако без нарушения прочности всей конструкции.

Разница между водобоем и рисбермой еще и та, что первый кроме действия воды нередко воспринимает и различные усилия от сооружения (например от ферм, щитов и т.п.), рисберма же подвержена только размывающему действию воды. Кроме того водобой воспринимает давление фильтрующей под плотиной воды снизу, рисберма же свободно пропускает эту воду.

1. ДЛИНА ВОДОБОЯ И РИСБЕРМЫ

Выше, в § 45, было установлено, что длину водобоя не целесообразно делать менее $l=1,5H$, где H — напор. В плотиностроении практикуют самые различные и довольно грубые приемы расчета длины водобоя, так как вопрос этот теоретически не решен, и существует очень много факторов, влияющих на длину водобоя.

Для горизонтальных водобоев и рисберм (фиг. 188) можно принимать:

$$l_g = (2 \div 3) H, \quad (80)$$

$$l_p + l_g = (4 \div 10) H, \quad (80')$$

где H —напор.

Определенную роль играет и грунт дна реки: чем он мелкозернистее, тем большую длину надо придавать водобою.

Общую длину крепления можно определить и аналитически либо по отдельным элементам (см. гл. 8), либо используя уравнение сохранения энергии, как это предложил проф. Б. Ю. Калинович, однако и эти способы определения недостаточно надежны.

При наличии водобойного колодца длину рисбермы назначают, исходя из скоростей, получающихся в русле непосредственно за колодцем.

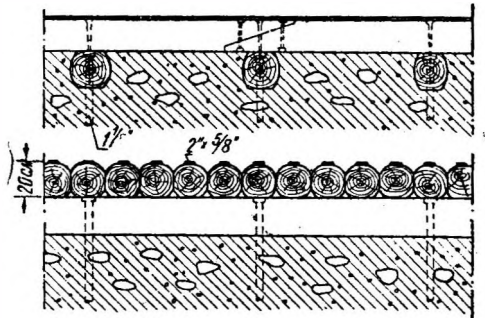
В общем приходится определять длину крепления, учитывая и опыт и аналитический расчет. В ответственных случаях следует обращаться к помощи опытов на моделях в гидротехнической лаборатории.

2. КОНСТРУКЦИИ ВОДОБОЯ

Чаще всего водобой устраивается или в виде горизонтальной бетонной плиты — плоской, или с углублением в форме колодца, или снабженной гасителями. Нередко применяется армированный бетон, реже — железобетон.

Иногда бетонная поверхность водобоя покрывается деревянным (брусчатым или из пластин) настилом, который после износа его заменяется новым.

На плотине Форсхувудфорсен (фиг. 189) применен типичный для скандинавских стран деревянный настил обитых полосовым железом бревен, рассчитанный на суровые ледовые условия потоков. Как показывает опыт плотины



Фиг. 189. Крепление водобоя плотины Форсхувудфорсен.

Лилла Эдет, деревянный настил за 10—11 лет износился лишь на 5 мм, в то время, как незащищенный бетон был разрушен на значительную глубину.

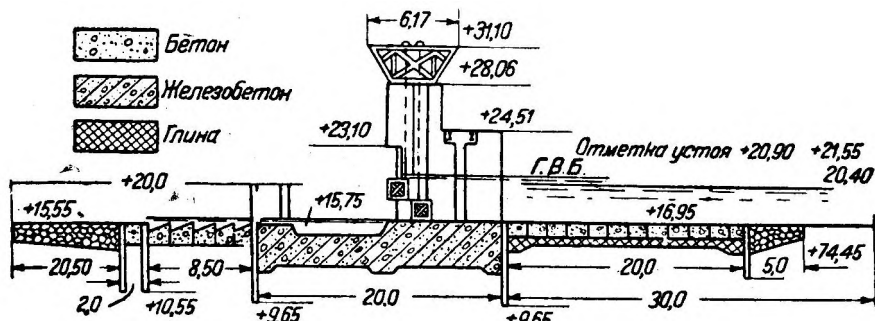
На Ниазбекской плотине Чирчикстроя применяется крепление стальными плитами ввиду интенсивного движения крупных наносов через плотину.

В последнее время стали устраивать водобой с некоторым уклоном в сторону верхнего бьефа, например в плотине Пернегг (фиг. 164). Однако опыт показывает, что уклон водобоя мало влияет на уменьшение размывов, о том же свидетельствуют и данные лабораторных наблюдений Шоклича.

Понижение отметки водобоя по сравнению с отметкой флютбета (фиг. 190 и 249, гл. 9) целесообразно так же, как и устройство различных порогов (особенно зубчатых) на низовом конце водобоя.

В деревянных плотинах водобой устраивается также деревянным (гл. 17).

Своеобразную конструкцию имеет водобой в плотинах на гравелисто-галечном основании — так называемый французско-швейцарский тип.



Фиг. 190. Плотина Рермонд.

Учитывая, что размыв русла не идет обычно глубже $(1 \div 1,5) H$, т. е. полutorного напора плотины, в данном типе короткий водобой заканчивают глубоким зубом на глубину $(1 \div 1,5) H$. Это позволяет укоротить флютбет и иногда отказаться от рисбермы. Примером могут служить швейцарская плотина Ольтен-Гезген (Oiten-Gosgen) на р. Аар (фиг. 299, гл. 9), плотины Шанси-Пуньи, Кембс и др.

Кехлен (Koechlin) рекомендует следующие длины l_b таких водбоев в зависимости от глубины низового вертикального бетонного зуба h (фиг. 146) и напора H :

h	l_b
$1,5 H$	$1,5 H$
$1,25 H$	$2,0 H$
$1,0 H$	$2,5 H$

Связь h и l_b понятна: чем глубже опущен низовой зуб, тем безопаснее для плотины размывы в нижнем бьефе и тем короче может быть водобой.

3. КОНСТРУКЦИИ РИСБЕРМЫ

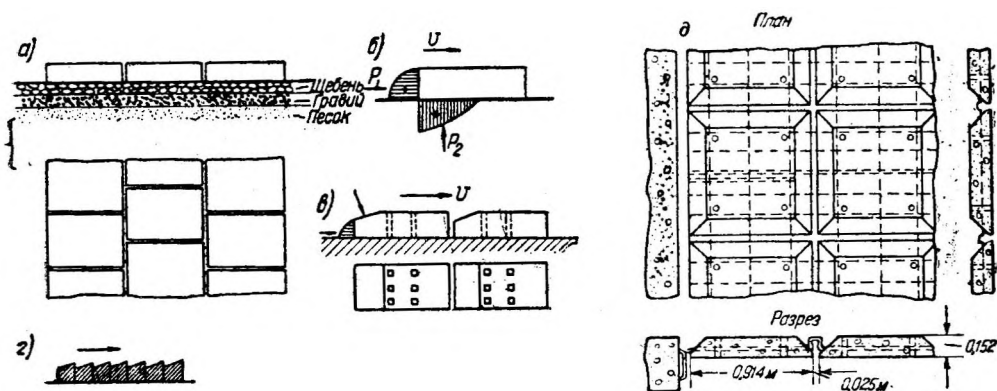
Конструкция рисбермы в каждом сечении потока должна соответствовать тем скоростям течения, которые имеют место в данном сечении. Наибольшие скорости будут в месте схода воды с водобоя, а затем они будут убывать, пока не достигнут средних бытовых и характерных для потока величин. Типы крепления рисбермы вдоль по течению поэтому

должны последовательно изменяться в соответствии с изменением скорости течения и следовательно силы влечения потока. Ниже приведены наиболее типичные виды укрепления рисбермы.

а) Бетонные плиты и массивы применяются при значительных скоростях в тех случаях, когда по близости нет карьеров крупных камней необходимого размера. Обычно применяют крупные плиты толщиной 0,5—0,75 м. при ширине и длине не менее 2—5 м. Плиты укладываются так, чтобы не было сквозных швов по течению (фиг. 191 а), длинная сторона должна быть расположена по течению. Плиты кладутся на подготовку из слоев камня, гравия, песка, располагаемых в порядке убывания размеров частиц вниз (обратный фильтр).

Устойчивость плит зависит от многих факторов. На одиночную плиту действуют в основном две главные силы (фиг. 191, б): лобовое гидродинамическое давление P_1 и гидродинамическое давление снизу P_2 .

По опытным исследованиям М. З. Абрамова¹ и А. Д. Саваренского² наибольшую роль играет давление снизу, которое пока не может быть определено аналитически. Рациональной конструкцией плит следует счи-



Фиг. 191. Крепление рисбермы бетонными плитами: а — отдельные плиты, б — схема сил, действующих на плиту, в — дырчатые плиты со скосами, г — скошенные блоки, д — покрытие из бетонных плит.

тать тип, показанный на фиг. 191 в, со скосом по верхней грани и с дырами от верхней грани к нижней. Первое увеличивает давление плиты на основание, второе — уменьшает, разгружает гидродинамическое давление снизу.

Для предварительного расчета толщины плиты можно пользоваться простой формулой, проверенной лабораторно:

$$t = 0,05 v_{cp}^2 \quad (81)$$

где t — толщина плиты в м,

v_{cp} — средняя скорость потока, при которой плиты не должны еще сдвигаться, в м/сек.

Недостатком плит является их малая шероховатость и отсюда недостаточное влияние в смысле уменьшения скоростей течения по рисберме. Это вызвало попытки увеличить искусственно шероховатость подобного крепления путем устройства бетонных выступов, как например на плотине Эддерсгейм (фиг. 251 гл. 9), или скошенных плит (фиг. 191, г).

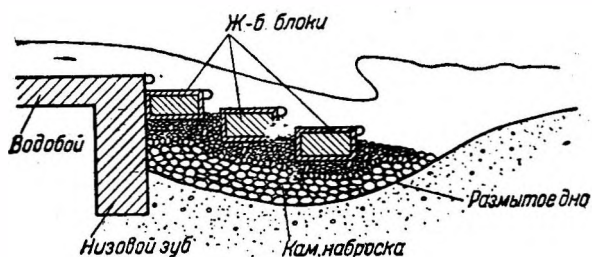
Вторая конструкция менее надежна из-за острых выступов, которые быстро изнашиваются даже в чистой воде, первая же может применяться лишь в относительно чистой воде, так как при крупных наносах выступы будут быстро сглажены.

¹ Абрамов, М. З., Исследование устойчивости рисбермы, 1935 г. (рукопись).

² Саваренский, А. Д., К вопросу об устойчивости массивов в текучей воде, Новочеркасск 1932.

В целях увеличения устойчивости плит последние соединяются иногда между собой металлической арматурой, образуя гибкий бетонный тюфяк (фиг. 191, д). Между плитами арматура несколько изогнута для придания большой гибкости тюфяку. Кроме того вся система с помощью скоб может быть закреплена за водобой или свайный ряд и тем самым удержана от сползания при подмыве низового конца крепления. Под таким тюфяком должна быть подготовка из каменной наброски или фашинных тюфяков.

В плотинах с глубоким низовым зубом, как было упомянуто выше, иногда не устраивают крепления рисбермы, однако после образования вымоин, в целях защиты от дальнейшего углубления размыва, заполняют вымоину крупным или средним камнем, пригружая последний бетонными или железобетонными плитами-массивами, например по типу, указанному на фиг. 192.

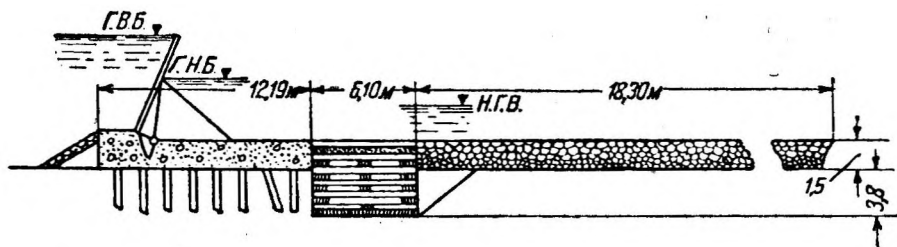


Фиг. 192. Крепление нижнего бьефа камнем с пригрузкой железобетонными массивами.

американского типа (т. е. из брусьев или зазорами между ними).

Камень для заполнения выбирается крупный, особенно поверху.

в) Габионные крепления представляют собой ряд габионов или габионных тюфяков, уложенных на дне реки и связанных между собой проволокой. Нецелесообразно их применять на реках с крупными наносами и плывущими карчами.



Фиг. 193. Крепление нижнего бьефа ряжами и камнем.

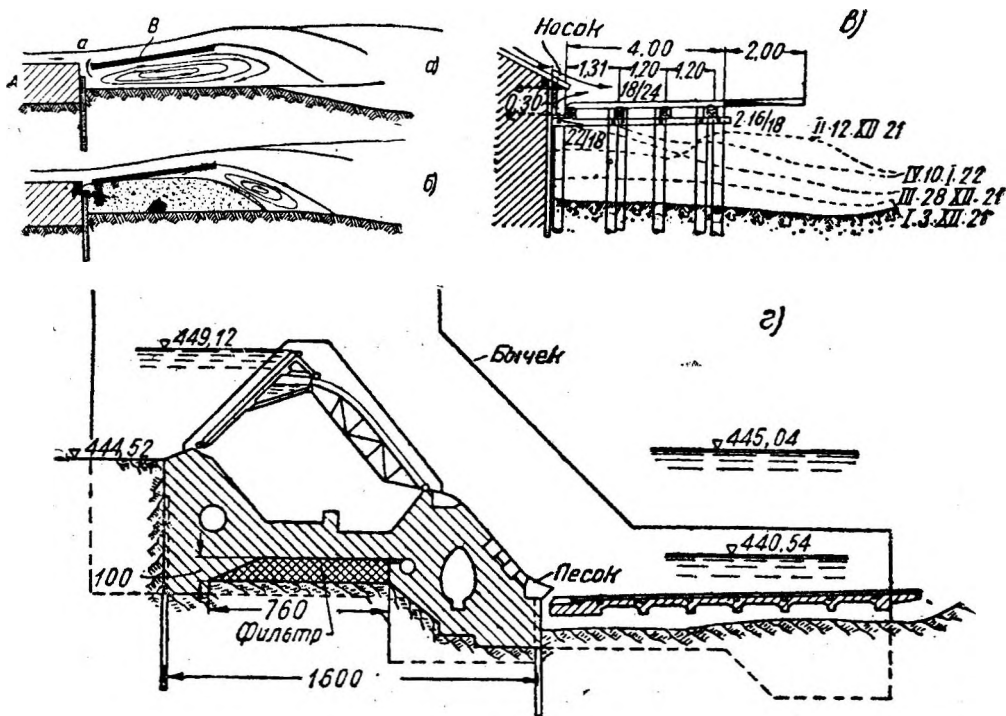
г) Каменная наброска — наиболее распространенный, благодаря своей простоте, вид крепления. Она должна укладываться обязательно в несколько рядов камня, причем верхние ряды должны быть сложены из камня таких размеров, которые гарантируют неподвижность камня при имеющихся на рисберме скоростях течения потока [можно пользоваться простейшей формулой для ориентировочного определения толщины камня: $d \approx 0,06v^2_{дон}$, аналогичной формуле (81)].

Каменная наброска в рисбермах применяется в нескольких видах: 1) обыкновенная наброска, 2) наброска с забивкой отдельных свай $d = 18 \div 25$ см в шахматном порядке в расстоянии 1—2 м друг от друга (чаще всего применяемая в песчаном грунте) и 3) наброска в плетневые клетки.

На песчаных грунтах следует укладывать каменную наброску на подготовке из обратного фильтра (см. п. „а“) или фашинного тюфяка.

д) Каменное мощение (обычно двойное) обладает при тех же размерах камня большей сопротивляемостью, чем наброска; поэтому мощение может быть применено при тех же условиях, что и наброска, но из несколько меньших по размерам камней. Допустимые скорости течения до 3,5 м/сек.

е) Фашинные тюфяки применяются как подстилки для каменных набросок и других одежд и как самостоятельные покрытия в низовом конце рисберм, где скорости падают уже до 1,5—2,5 м/сек.



Фиг. 194. Щелевые водобойные плоскости: а — схема действия щелевого пола, б — занесение подполья наносами, в — деревянный пол Пфлетчингер-Лейфера, г — железобетонный пол.

В грунтах, допускающих забивку свай, в конце крепления из плит или наброски забивается свайный ряд поперек русла.

При проектировании крупных сооружений целесообразно и необходимо проверять размеры и конструкции отдельных частей рисбермы опытами над моделями в гидротехнической лаборатории.

4. ВОДОБОЙНЫЕ ПЛОСКОСТИ

Совершенно своеобразную группу устройств представляют собою водобойные плоскости — деревянные или железобетонные, укрепляемые над дном реки непосредственно за плотиной, за водобойной плитой А (фиг. 194, а), с небольшим наклоном к горизонту в сторону верхнего бьефа.

Между плоскостью и водобоем оставляется щель а (фиг. 194, а), имеющая существенное значение. Поток сходит с водобоя со значительными скоростями, движется по плоскости В, поднимаясь вверх, и затем падает на дно реки, создавая под водобойной плоскостью валец с горизонтальной осью, причем частицы воды направлены у дна к плотине. В щели а получается разрежение давления благодаря значительным скоростям потока, почему часть воды из-под пола увлекается в щель,

усиливая тягу нижних слоев вальца к плотине. Вследствие этого продукты размыва дна ниже водобойной плоскости увлекаются к плотине. В результате подполье быстро забивается наносами (фиг. 194, б) и размывы русла всегда находятся на известном расстоянии от плотины, не меньшем, чем длина водобойной плоскости.

Занесение подпольного пространства происходит особенно быстро и интенсивно, если поток несет большое количество наносов.

Фирма Пфлетчингер-Лейфер (Pfletschinger-Laufer) взяла патент на данную систему водобоя, снабдив флотбет особым носком (фиг. 194, в), который будто бы играет существенную роль, но опыты многих исследователей этого не подтвердили: занесение идет вполне удовлетворительно и без носка.

О скорости занесения, главным образом в период паводка, можно судить по фиг. 194, в.

Деревянные водобойные плоскости выполняются обычно из брусьев толщиной около 20—25 см, причем часть брусьев (через один) делается короче, так что концы пола имеют гребенчатый вид (фиг. 194, в). Это вызывает расщепление струй при сходе их с пола и усиливает гашение энергии за полом.

Вся конструкция или располагается на свайном ростверке или прикрепляется шарнирно к флотбету. Последний тип применяется уже давно на лесопушках и плотоходах, смягчая возможный удар леса о дно в нижнем бьефе. С точки зрения борьбы с размывами этот тип менее удовлетворителен вследствие подвижности и вибраций пола.

Железобетонные водобойные плоскости конструируются в виде ребристых перекрытий, либо опирающихся на сваи, как и деревянные, либо закрепленных по двум сторонам на бычках или на специальных стенках плотины (фиг. 194, г), если грунт дна не допускает забивки свай (галечник). Поверхность этих железобетонных плоскостей покрывается съемным деревянным настилом в тех случаях, когда через плотину перебрасываются в значительном количестве и крупные наносы.

§ 50. ВЫБОР ТИПА ЗАЩИТЫ НИЖНЕГО БЬЕФА ОТ РАЗМЫВА И ВЛИЯНИЕ УСЛОВИЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПЛОТИНЫ

1. УСЛОВИЯ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПЛОТИНЫ С ЗАТВОРАМИ И ПОРЯДОК ОТКРЫТИЯ ЩИТА

При размещении водосливных и водоспускных отверстий в плотинах руководствуются многими соображениями, о которых будет сказано ниже (гл. 9). С точки зрения защиты от размывов в нижнем бьефе желательно так назначать размеры отверстий, чтобы их удельные расходы были по возможности одинаковы; если это не удастся, то надо размещать отверстия с большими удельными расходами воды в тех частях русла, где имеется более прочный грунт дна; при одинаковом грунте более нагруженные отверстия лучше размещать не у берегов (берега могут сильнее пострадать в этом случае), а в средней части русла.

Серьезным вопросом является порядок открытия щитов на тех плотинах, где имеется много отверстий. Обычно при эксплуатации стремятся иметь минимум открытых щитов, но зато с полной их нагрузкой (удельным расходом). По мере увеличения расходов воды увеличивается и число открытых затворов. Таким образом в этом случае первое открытое отверстие пропускает q_{\max} при наиминимуме горизонте воды нижнего бьефа, следовательно русло за плотиной в этом месте находится в самых неблагоприятных условиях гашения энергии. При открытии второго отверстия русло будет уже в несколько лучших условиях, так как общий расход воды через плотину при том же удельном расходе увеличится, и горизонт воды нижнего бьефа поднимется, улучшив затопление прыжка.

При дальнейшем увеличении расходов воды через плотину и увеличении числа полностью открытых щитов условия гашения энергии будут все более улучшаться.

При таком порядке может оказаться, что устраивать например водобойные колодцы нужно будет лишь при нескольких отверстиях, а в остальных сопряжение с нижним бьефом будет происходить в условиях уже затопленного прыжка и без колодцев.

Однако более целесообразен такой порядок эксплуатации, когда при наименьшем горизонте воды нижнего бьефа открывается несколько щитов на такую высоту, чтобы величина пропускаемого удельного расхода q была достаточна для затопления прыжка. В этом случае вообще может не потребоваться устройство водобойных колодцев, сооружение будет дешевле и русло — в большей безопасности.

Описанный порядок, который можно назвать регламентированной работой затворов, идущей по определенному графику и уменьшающей опасность размыва, имеет все преимущества перед обычной эксплуатацией, но требует строгого соблюдения графика и наличия на плотине достаточного квалифицированного технического надзора, а также наличия при каждом затворе собственного (индивидуального) подъемного механизма. Поэтому при проектировании плотины необходимо точно установить условия пропуска воды и стремиться к регламентации во всех случаях, когда это избавляет от лишних затрат и ведет к увеличению безопасности работы сооружения. При этом однако надо все же предусматривать возможность невыполнения заданного графика открытия щитов и не ставить сооружение под угрозу аварии.

2. УСЛОВИЯ ВЫТЕКАНИЯ ВОДЫ ЛИШЬ ЧЕРЕЗ ОДНО ИЛИ НЕСКОЛЬКО ОТВЕРСТИЙ

Нужно также иметь в виду, что в случае открытия одного щита или некоторого числа (но не всех) щитов условия гашения энергии и сопряжения с нижним бьефом иные, чем дает нам теория, имеющая дело с призматическими руслами.

Лабораторными исследованиями инж. И. П. Линчевского установлено, что гидравлические зависимости неравномерного движения в части сопряжения бьефов (теория прыжка и пр.) выдерживаются, пока отношение ширины работающего отверстия плотины b_0 к ширине реки в нижнем бьефе B будет:

$$\frac{b_0}{B} > 0,833.$$

При значительном уширении нижнего бьефа против верхнего (что и имеет место при работе лишь одного щита или части щитов) формы сопряжения с нижним бьефом изменяются в зависимости от соотношений бытовой глубины нижнего бьефа, глубины в сжатом сечении потока и других гидравлических элементов. При этом например при центральном расположении действующего отверстия наблюдаются такие формы сопряжения: а) растекание потока (симметричное), б) растекание с прыжком, в) явление сбоя у одного из берегов, г) явление сбоя с прыжком близ щита.

Особенно неприятны явления сбоя у берегов, где может произойти размыв откосов.

К сожалению, еще нельзя подойти к описанным явлениям с расчетом, хотя некоторые указания у инж. Линчевского имеются (см. указатель литературы в конце главы).

Однако ясно, что при лабораторном испытании форм гашения энергии воды в нижнем бьефе нельзя обойтись обычными опытами в стеклянном лотке в порядке „плоской задачи”, а надо ставить опыты на пространственной модели плотины, поверяя работу отдельных отверстий в общем комплексе плотины.

3. ВЫБОР СПОСОБА БОРЬБЫ С РАЗМЫВАМИ В НИЖНЕМ БЬЕФЕ

При проектировании методов борьбы с размывами в нижнем бьефе прежде всего поверяют формы сопряжения бьефов. Если не получается прыжка или последний затоплен, сопоставляют расчетные скорости тече-

ния в нижнем бьефе с сопротивляемостью дна и назначают тип крепления. Если получается незатопленный (отогнанный) прыжок, то стремятся его затопить, сначала пытаясь снизить удельный расход воды через отверстия плотины соответствующим выбором толщины переливающегося слоя (гл. 9). Если последнее не удастся, то проектируют устройство водобойного колодца или водобойной стенки для затопления прыжка; при скальном дне и возможности устройства повышенного носка водосливной плотины можно обойтись и без колодца, что должно быть поверено (поверхностный режим).

При выборе типов гасителей нужно иметь в виду гидрологические условия (наносы, лед и пр.) и экономическую сторону вопроса.

При крупных и обильных наносах водобойные колодцы заполняются камнями, которые истирают и разрушают дно колодцев, вместе с тем резко уменьшая их гасящее действие. Гасители Сенкова и др. из мелких бетонных частей могут быть разбиты камнями, даже зубцы Ребока повреждаются. В этом случае целесообразны или французский тип водобоя с глубоким низовым зубом, или водобойные плоскости типа Пфлетчингер-Лейфера, со съемным деревянным настилом или то и другое.

При тяжелых ледовых условиях и наличии плавающих тел (карчей) неприемлемы все гасители с высоко поднимающимися частями (пирсы, балки Сенкова, высокие зубцы Ребока).

Что касается стоимости, то дешевле всего шашки простой формы; водобойные плоскости, особенно деревянные, также дешевы; конструкции Ребока, Сенкова и прочие сложные гасители обходятся дороже, но действие их во многих случаях более эффективно.

Выбор типа крепления дна (рисбермы) производится в зависимости от действующих скоростей течения и наличия на месте тех или иных материалов. Основным креплением может быть наброска из крупного (в соответствии со скоростями) камня. Отсутствие последнего может заставить прибегнуть или к бетонным плитам, или к рядам, или к габионам.

Выбранный тип крепления дна нижнего бьефа должен быть рассмотрен с точки зрения накопившегося опыта по эксплуатации работающих в аналогичных условиях плотин и затем проверен в лаборатории на модели. Возможные одинаково удачные варианты должны быть сравнены экономически в целях выбора более дешевого из них.

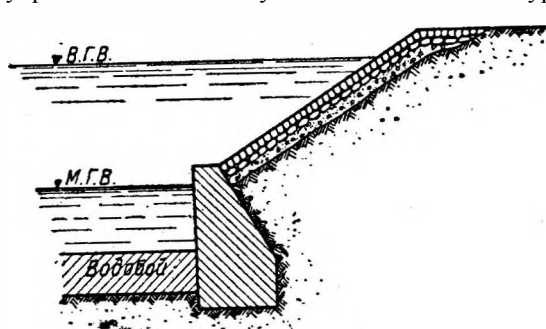
§ 51. РАЗМЫВЫ БЕРЕГОВ И РАЗМЫВЫ В ВЕРХНЕМ БЬЕФЕ

Кроме основных — наиболее опасных — явлений, происходящих в русле нижнего бьефа, нужно еще указать на размывы берегов нижнего бьефа и размывы дна верхнего бьефа.

1. УКРЕПЛЕНИЕ БЕРЕГОВ

Берега реки ниже плотины также подвергаются воздействию увеличенных скоростей потока, однако в меньшей степени:

а) В пределах водобоя с гасителями, колодцами или без них берега укрепляются на высоту несколько выше того уровня нижнего бьефа, при



котором получается отогнанный прыжок. Укрепление устраивается в виде вертикальной или слегка наклонной стенки, входящей в состав берегового устоя плотины или примыкающей к нему. Выше стенки крепление может быть сделано в виде откоса 1:1,25 — 1:1,5 или 1:2 в зависимости от грунта (фиг. 195) с соответствующим покрытием (мощные плитами, камнем, сухая кладка и пр.).

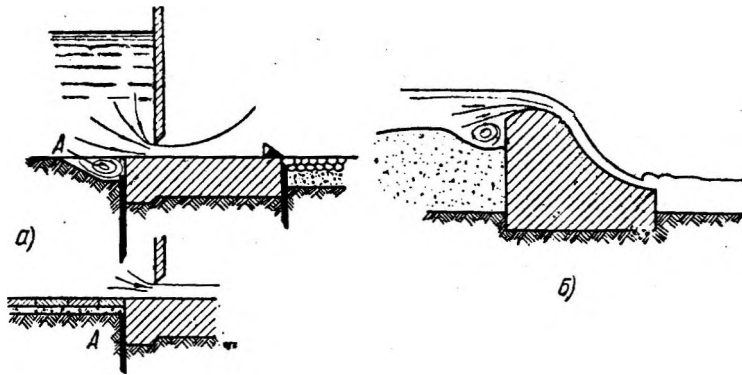
Фиг. 195. Укрепление берега в нижнем бьефе.

б) В пределах рисбермы укрепляют берег в подводной его части аналогично самой рисберме с некоторым облегчением, учитывая уменьшение скоростей течения; при этом следует учесть и угол наклона откоса.

2. РАЗМЫВЫ В ВЕРХНЕМ БЬЕФЕ

Размывы дна у плотины (фиг. 196, а—А) в верхнем бьефе наблюдаются лишь у начала бетонного флютбета плотины при небольшой высоте последнего, в частности у голов бычков или у стоек, словом, там, где при входе в отверстие скорости течения начинают уже увеличиваться (фиг. 196).

Поскольку эти размывы могут угрожать целостности сооружения, русло в этом месте обычно укрепляется одеждами: бетонными плитами, каменным мощением и т. п. Размывы у плотины Лебринг (фиг. 163) с верховой стороны, особенно у бычков, были столь серьезными, что проникли уже под подошву бычков. Вымоины были забросаны бетонными массивами, и тем самым дальнейший рост размыва был прекращен.



Фиг. 196. Схемы размывов в верхнем бьефе.

Берега в верхнем бьефе в подходах к устоям укрепляются аналогичными способами (мощением камнем, бетонными плитами и т. п.).

При занесении верхнего бьефа наносами почти до гребня невысоких водосливных плотин, у самого гребня плотины (фиг. 196, б) обычно остается вымоина, более или менее глубокая (зависит от толщины переливающегося слоя). Укреплять ее нет нужды, так как плотине это ничем не угрожает, вымоина же даже полезна, поскольку уменьшается давление наносов на плотину и несколько повышается коэффициент расхода воды через гребень плотины по сравнению со случаем, если бы нанесенный грунт был укреплен вровень с гребнем.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 7

А. На русском языке

1. Из общего списка — № 1, 2, 7, 10, 11, 12.
2. Ахутин А. Н., Специальный курс гидравлики, М. 1935 г.
3. Караулов Б. Ф. и Орлов П. П., Исследование явлений размываемости рисберм у судоходных плотин и меры борьбы с ними, Л. 1933 г.
4. Леви И. И. К вопросу о теории поверхностного прыжка и о расчете плотин при поверхностном режиме, „Известия Научно-исследовательского института гидротехники“, т. VII, М. 1932 г.
5. Линчевский И. П., Влияние ширины нижнего бьефа на сопряжение бьефов, Водгео, вып. 26, 1934 г.
6. Павловский Н. Н., О принципах маневрирования затворами плотин для доведения размывов до минимума, „Известия Научно-исследовательского института гидротехники“, т. XVI, 1935 г.

7. Сабанеев А. А., О форме сопряжения водосливной поверхности плотины с дном нижнего бьефа, Сборник МИИТ, вып. XI, 1929 г.

8. Сенков А. М., Новый метод гашения вредной энергии, М. 1932 г.

9. Чертоусов М. Д., Инженерная гидравлика, Л. 1934 г.

10. Чертоусов М. Д., Специальный курс гидравлики, М.—Л. 1937 г.

Б. Иностранная

1. Из общего списка № 1, 2, 4, 5, 6, 7, 10, 11, 13, 14, 16.

2. Schoklitsch A., Stauraumverlandung und Kolkabwehr, Wien 1935.

3. Einwächter I., Wehre und Sohlenabsturze, Berlin 1930.

4. Laufer A., Kolk sichere Sturzboden, „Wasserkraft und Wasserwirtschaft“, 1928, S. 23.

5. Steele I. C., Monroe K. A., Battle Pier experiments on models of Pit-River Dams, „Proc. Amer. Soc. Civ. Eng.“, 1929, p. 451.

ГЛАВА ВОСЬМАЯ

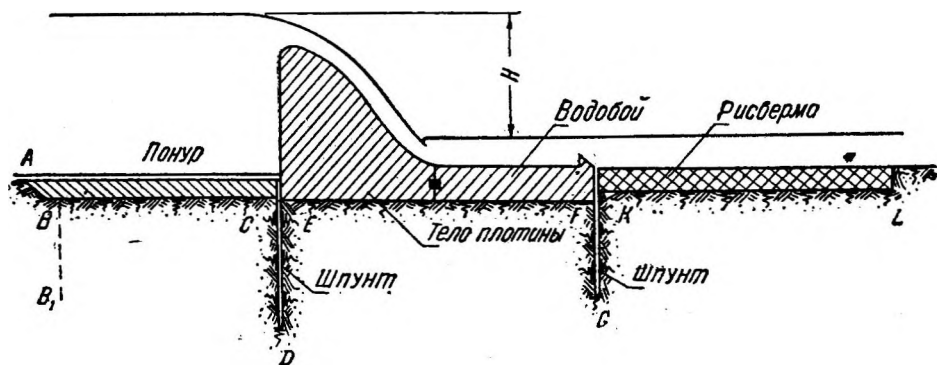
ДВИЖЕНИЕ ГРУНТОВЫХ ВОД ПОД ПЛОТИНОЙ И ЕЕ ПОДЗЕМНЫЙ КОНТУР

Под действием напора плотины в водопроницаемом грунте основания возникает движение воды (фильтрация) в сторону нижнего бьефа.

Этот поток грунтовой воды производит разнообразные воздействия как на основание, так и на подземные части плотины и притом настолько серьезные, что может в известных условиях стать причиной аварии и даже гибели сооружения. Взаимодействию подземного потока и плотины посвящена настоящая глава.

§ 52. СОСТАВНЫЕ ЧАСТИ ПЛОТИНЫ НА ВОДОПРОНИЦАЕМОМ ОСНОВАНИИ

Подводная часть плотины называется флютбетом и обычно состоит в случае водопроницаемого основания из трех частей: 1) собственно тела плотины и связанного с ним водобоя, 2) понура и 3) рисбермы (фиг. 197).



Фиг. 197. Схема подземного контура плотины.

Тело плотины создает напор и воспринимает на себя воздействие переливающейся в нижний бьеф воды (последнее осуществляется в основном водобоем).

Понур представляет собой водонепроницаемое покрытие дна реки, примыкающее плотно к телу плотины в верхнем бьефе; шов между понуром и телом плотины делается водонепроницаемым. Назначение понура заключается в том, чтобы удлинить водонепроницаемые части плотины, соприкасающиеся с основанием, и тем удлинить пути фильтрации воды под плотинной из верхнего бьефа в нижний, а следовательно уменьшить скорости фильтрующей воды.

Назначение рисбермы — защищать русло реки от размыва сливающейся через плотину водой — уже известно нам из гл. 7.

Рисберма устраивается легко проницаемой для подземного потока, который главным образом в пределах рисбермы смыкается с нижним бьефом плотины.

Большую роль в вопросах фильтрации воды под плотиной играют вертикальные стенки, заглубляемые в грунт основания и плотно соединенные с водонепроницаемыми частями плотины — понуром и водобоем.

Эти стенки устраиваются в нескальных грунтах основания либо

1) в виде шпунтов деревянных, металлических и железобетонных, забиваемых в грунт или опускаемых подмывом водой, либо 2) в виде бетонных и железобетонных зубьев, устраиваемых иногда открытым способом в котлованах или способом опускных колодцев или кессонным. В грунтах скалистых, но водопроницаемых (трещиноватых) вертикальные стенки (обычно одна верховая) устраиваются в виде бетонного зуба и завесы, выполняемой путем цементации скалы цементным раствором под давлением или другим путем (см. § 60).

Главнейшую роль играет верховая вертикальная стенка, или верховой шпунт (на фиг. 197 — CD); низовая (FG) — делается или менее глубокой или вообще отсутствует. Иногда первый (верховой) шпунт забивается в начале понура (BB_1 — на фиг. 197), но это не исключает шпунта CD . Нередко обходятся только одной вертикальной стенкой, располагаемой у верховой грани водобоя (CD).

Линию $ABCDEFGK$ называют подземным контуром плотины; по этому контуру плотина соприкасается своими конструктивными водонепроницаемыми частями с грунтом основания. Форма подземного контура, как мы увидим далее, играет важную роль в процессе фильтрации воды под плотиной.

§ 53. ТЕОРИЯ ДВИЖЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ВОД ПОД НАПОРНЫМИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИМИ СООРУЖЕНИЯМИ

Теоретическое решение задачи движения грунтовых вод под плотинами и другими напорными гидротехническими сооружениями получено лишь для немногих практических случаев, и то с большими ограничениями. В этом отношении следует особенно отметить работы акад. Н. Н. Павловского и в первую очередь его фундаментальный труд "Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями и ее основные приложения" (1922 г.), а также работы иностранных ученых Форхгеймера (Forchheimer), Вольфа (Wolff), Уивера (Weaver) и др.

1. ПРЕДПОСЫЛКИ К ТЕОРЕТИЧЕСКИМ РЕШЕНИЯМ

Основной предпосылкой теоретических решений является предположение о совершенной однородности грунта, в котором происходит движение воды, т. е. об одинаковости всех свойств его в любой точке грунтового массива.

Далее движение предполагается установившимся и непрерывным во всей массе основания, а жидкость несжимаемой.

Ввиду малой величины скоростей течения силами инерции в данном виде движения пренебрегают. Считается далее, что движение грунтовых вод подчиняется закону Дарси, по которому скорости движения v связаны линейной зависимостью с пьезометрическими уклонами, или гидравлическими градиентами J в каждой точке:

$$v = kJ, \quad (82)$$

где k — коэффициент фильтрации, представляющий собой в физическом смысле скорость течения грунтовой воды при градиенте $J=1$.

Задача движения грунтовых вод рассматривается в нижеприведенных решениях как плоская, т. е. предполагается движение в некоторой вертикальной плоскости и независимость элементов движения от третьей координаты z .

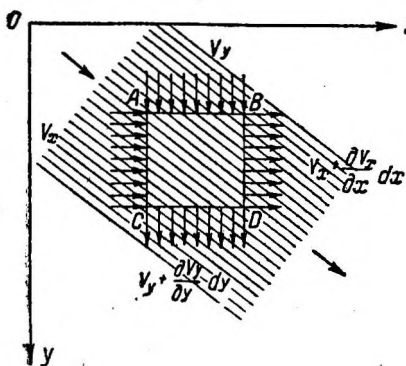
Закон Дарси в дифференциальной форме в системе координат XOY (фиг. 198) выражается зависимостями:

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x}, \quad (83)$$

$$v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y}, \quad (83)$$

где v_x и v_y — составляющие скорости v , или проекции ее на оси X и Y ;

h — пьезометрический напор в данной точке.



Фиг. 198.

2. ОСНОВНОЕ УРАВНЕНИЕ ДВИЖЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ВОД.

Движение грунтового потока через некоторый элементарный контур $ABCD$ (фиг. 198) с бесконечно малыми сторонами $AB = CD = dx$ и $AC = BD = dy$ характеризуется условием неразрывности жидкости, которое состоит в том, что масса жидкости m_1 поступающая в контур (например по линии CAB) за бесконечно малый промежуток времени dt , должна быть равна массе жидкости m_2 , вытекающей из того же контура (по линии CDB) за тот же период времени, т. е. $m_1 = m_2$.

$$\rho (v_x dy + v_y dx) dt = \rho \left[\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dy + \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dx \right] dt,$$

где ρ — плотность жидкости.

По раскрытию скобок и сокращении получаем:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0, \quad (84)$$

или, подставляя сюда значения v_x и v_y по уравнениям (83) и (83')

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0. \quad (85)$$

Это и есть уравнение неразрывности жидкости, или уравнение Лапласа, изображаемое еще в таком виде:

$$\nabla^2 h = 0. \quad (85')$$

По свойству уравнения Лапласа функция h , называемая в данном случае напорной функцией h , является потенциалом скоростей, а само движение грунтовых вод в данном случае является потенциальным, безвихревым.

Уравнение Лапласа, как видно из его формы, не зависит от фильтрационных свойств грунта и от абсолютной величины напора. Следовательно кинематическая картина движения грунтовых вод согласно этому уравнению будет одинаковой и в песках, и глинах, и других грунтах, лишь бы таковые были совершенно однородны. Картина эта определяется решениями уравнения Лапласа в данных граничных условиях движения грунтовых вод, например данного подземного контура сооружения и границ водопроницаемого однородного грунта.

3. КАРТИНА ДВИЖЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ВОД.

Кинематическая картина потенциального потока на плоскости представляется двумя системами линий:

а) эквипотенциалами, т. е. линиями равных потенциалов, равных пьезометрических напоров (для любой точки такой линии $h = \text{const}$), и

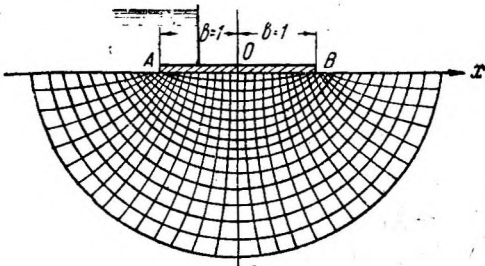
б) линиями тока жидкости, т. е. траекториями движения частиц (точек) жидкости, позволяющими определить направления скорости течения в любой точке массива (направление скорости течения указывается касательной к линии тока в данной точке).

В теории потенциального движения устанавливается, что две системы линий: эквипотенциалей и линий тока взаимно ортогональны, т. е. пересекаются под прямыми углами.

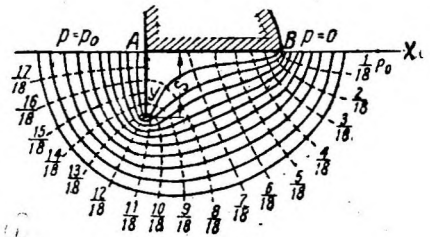
Сеть кривых эквипотенциалей и линий токов называется еще гидродинамической сеткой, построение которой для некоторых немногих случаев дается аналитическими решениями.

Для примера приведем вид гидродинамической сетки для простейших контуров.

а) Плотина без шпунтов (фиг. 199). Если AB — подземный контур (непроницаемая часть плотины) длиной $2b$ ($b=1$) и если расположить оси координат: X —по линии дна реки, Y —нормально вниз с началом



Фиг. 199. Гидродинамическая сетка бесшпунтового флюэтбета.



Фиг. 200. Гидродинамическая сетка для флюэтбета с одним шпунтом.

координат O в середине контура (флюэтбета), то гидродинамическая сетка представляется так: эллипсы — линии токов, а гиперболы — эквипотенциалы.

Уравнение семейства эллипсов выражается так:

$$\frac{x^2}{\text{ch}^2\eta} + \frac{y^2}{\text{sh}^2\eta} = 1, \quad (86)$$

где η — для каждого эллипса имеет постоянное значение $\eta = \text{const}$, причем η получает вообще значения $0, \frac{\pi}{n}, \frac{2\pi}{n}, \dots, \infty$; $\text{sh}\eta$ и $\text{ch}\eta$ — гиперболические синус и косинус функции η .

Уравнение семейства гипербол имеет вид:

$$\frac{x^2}{\sin^2\xi} - \frac{y^2}{\cos^2\xi} = 1, \quad (87)$$

где ξ принимает для каждой кривой постоянное значение в пределах от $-\frac{\pi}{2}, \dots, -\frac{\pi}{2n}, \dots, 0, \dots, \frac{\pi}{2n}, \dots, \text{до } +\frac{\pi}{2}$.

Изменение напора по подошве фундамента выражается функцией:

$$h = \frac{H}{\pi} \arccos \left(\frac{x}{b} \right), \quad (88)$$

где H —напор на плотине.

б) Плотина с одним шпунтом или зубом, расположенным у верховой грани ее (фиг. 200). Уравнения кривых эквипотенциалей и линий токов, полученные Вольфом, имеют следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} x &= \pm \left[\frac{(u^2 - v^2 - s^2 + \sqrt{(u^2 - v^2 - s^2)^2 + 4u^2v^2})}{2} \right]^{\frac{1}{2}} \\ v &= \pm \left[\frac{s^2 + v^2 - u^2 + \sqrt{(u^2 - v^2 - s^2)^2 + 4u^2v^2}}{2} \right]^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \right\} \quad (89)$$

В этих уравнениях:

$$\left. \begin{aligned} u &= s\lambda \operatorname{ch} \eta \cdot \cos \xi + s\lambda - s, \\ v &= s\lambda \operatorname{sh} \eta \cdot \sin \xi; \\ \lambda &= \frac{1 + \sqrt{1 + \alpha^2}}{2} \quad \text{и} \quad \alpha = \frac{b}{s}. \end{aligned} \right\} \quad (89')$$

Здесь:

b — ширина флютбета ($AB = b$),

s — длина шпунта в грунте,

η и ξ — сопряженные функции, принимающие постоянные значения $\eta = \operatorname{const}$ и $\xi = \operatorname{const}$ — аналогично предыдущему случаю.

Картина движения грунтовых вод (фиг. 200) показывает, что на глубине от подошвы плотины $2s$ и ниже кривые линий токов мало отличаются от эллипсов, т. е. нарушение, вызванное шпунтом, почти исчезает (на фиг. 200: p — давление воды, p_0 — давление на ребре A , измеряемое напором H).

Изменение напора по подошве фундамента выразится уравнением:

$$h = \frac{H}{\pi} \operatorname{arc} \cos \left(\frac{s - s\lambda + \sqrt{s^2 + x^2}}{s\lambda} \right) \quad (90)$$

и изменение напора по шпунту:

$$h = \frac{H}{\pi} \operatorname{arc} \cos \left(\frac{s - s\lambda \pm \sqrt{s^2 - y^2}}{s\lambda} \right), \quad (91)$$

где знак $+$ относится к низовой, а знак $-$ к верховой грани шпунта.

§ 54. СПОСОБЫ ПОСТРОЕНИЯ ГИДРОДИНАМИЧЕСКОЙ СЕТКИ В СЛУЧАЯХ, КОГДА НЕ ИМЕЕТСЯ ТЕОРЕТИЧЕСКОГО РЕШЕНИЯ

1. ИМЕЮЩИЕСЯ ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ

Состояние теории движения грунтовых вод таково, что пока имеются только следующие теоретические решения, могущие быть использованными в гидротехнике:

а) для плотин без шпунтов с заглубленным и незаглубленным в грунт фундаментом (флютбетом)¹ при ограниченной и неограниченной толщине водопроницаемого грунта;

б) для плотины с одним шпунтом, расположенным в любом месте фундамента, незаглубленного в грунт, при неограниченной и ограниченной мощности водопроницаемого грунта;

в) для плотины с двумя шпунтами одинаковой длины по концам флютбета, незаглубленного и заглубленного в грунт при неограниченной толщине водопроницаемого грунта основания.

Во всех случаях подошва плотины предусмотрена плоская, толщина шпунтов — бесконечно малая.

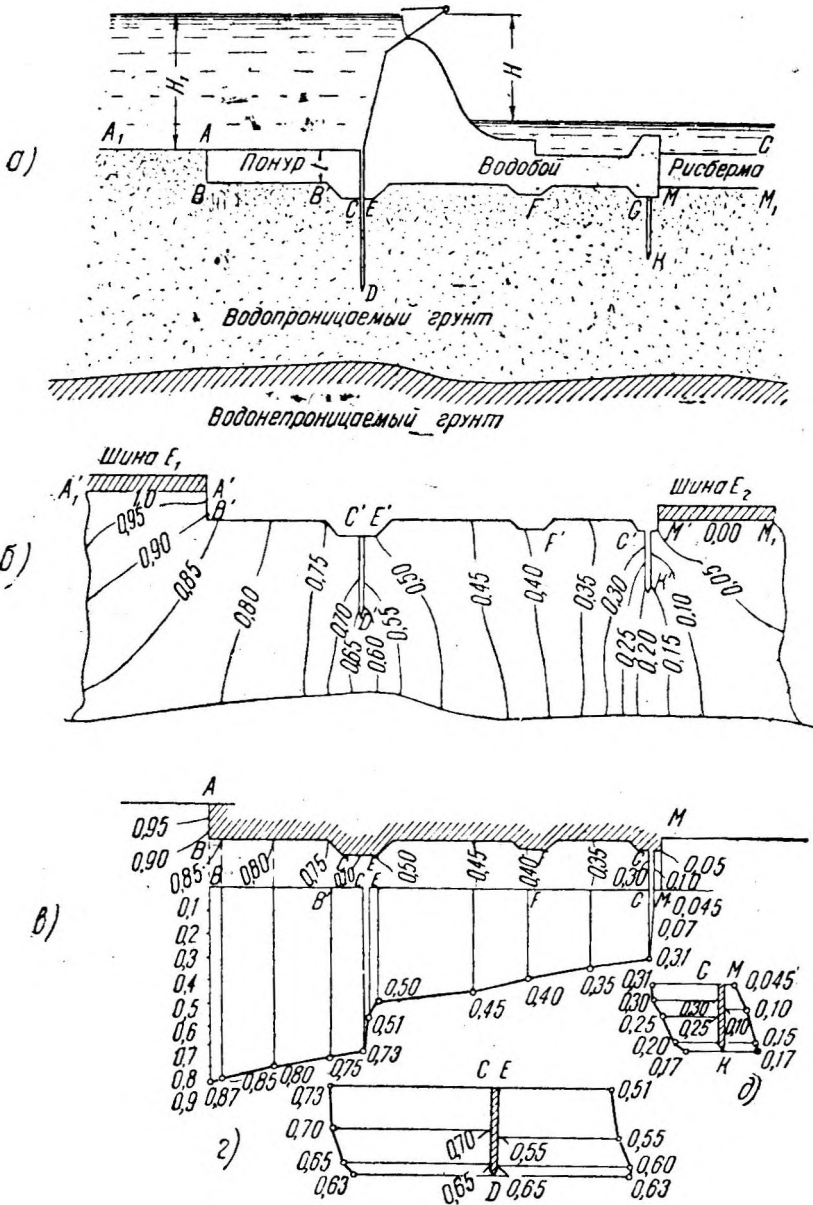
В гидротехнической практике очень часто встречаются весьма разнообразные формы подземного контура (неодинаковые шпунты, наличие зубьев, неплоская форма подошвы фундамента и пр.), не имеющие теоретических решений гидродинамики, почему для построения гидродинамической сетки в этих случаях применяют другие методы.

2. МЕТОД „ЭГДА“

В природе имеют место и другие виды потенциального движения кроме рассмотренного движения грунтовых вод, например движение эле-

¹ Рисберма в этом случае в состав флютбета не включается как конструкция водопроницаемая.

ктрического тока, магнитного потока и пр. Эти виды движения выражаются теми же дифференциальными уравнениями и той же сетью эквипотенциалей и линий токов, что и движение грунтовых вод, подчиняясь уравнению Лапласа. Этой аналогией и пользуются для экспериментального построения гидродинамической сетки при самых разнообразных граничных



Фиг. 201. Построение эпюр противодавления по гидродинамической сетке.

условиях. В СССР наиболее распространен так называемый метод электрогидродинамических аналогий (сокращенно, по первым буквам — метод ЭГДА), предложенный и разработанный акад. Н. Н. Павловским. Методы термогидродинамических, магнитногидродинамических и тому подобных аналогий менее удобны для практики.

В методе ЭГДА однородный водопроницаемый грунт представлен электропроводящим тонким металлическим листом (чаще всего это станиольевые листы), но может быть представлен и электропроводящей

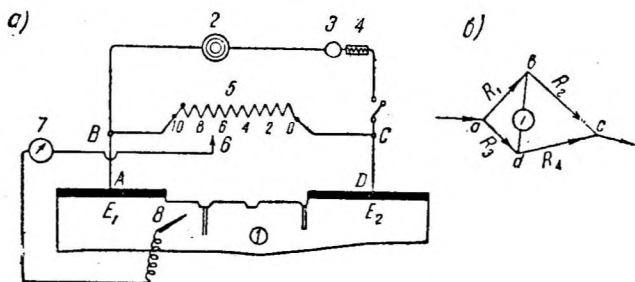
жидкостью, графитовым порошком и т. п.; напор воды представлен электродвижущей силой электрического тока, поток воды — потоком электричества.

Из металлического листа вырезается пластинка, ограниченная подземным контуром сооружения $ABC...KM$ (фиг. 201, *a*), линиями дна верхнего и нижнего бьефов AA_1 и MM_1 (на достаточное расстояние от плотины), а также и линией кровли водонепроницаемого пласта¹, подстилающего фильтрующее основание (рис. 201, *б*).

Вдоль линий AA_1 и MM_1 по которым поступает в грунт и выходит вода, к опытной пластинке плотно прикрепляют медные шины E_1 и E_2 , соединяемые с генератором тока — гальванической батареей или аккумулятором 2 (фиг. 202, *a*).

Электрическая цепь состоит из аккумулятора (генератора 2, фиг. 202, *a*) амперметра 3, реостата 4 и проводов 4- $C-D$ и 2- $B-A$, по которым ток,

равномерно распределенный, поступает в опытную пластинку 1, а через шину E_2 возвращается к аккумулятору. При этом на шинах поддерживаются потенциалы E_1 и E_2 с разностью E , что соответствует в действительности напору $H = H_1 - H_2$. В цепь включен еще в точках B и C реохорд 5, представляющий собой эбонитовый барабан



Фиг. 202. Схема прибора ЭГДА.

с навитой на него калиброванной никелиновой проволокой. Для измерения потенциалов в любой точке пластинки 1 служит провод 6-7-8, идущий от подвижного контакта 6 через гальванометр 7 к заостренной игле 8, которую устанавливают в данной точке.

Измерение потенциалов основано на принципе известного из физики мостика Уитстона (схема на фиг. 202, *б*): если электрический ток разветвляется в точке a на две ветви abc и adc , то между точками b и d , лежащими на разных ветвях, в проводнике не будет тока (включенный в провод bd гальванометр покажет нуль) при наличии соотношения сопротивлений

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{R_3}{R_4} \quad (92)$$

или пропорциональных им падений потенциала (на участке $ab - E_1$, $bc - E_2$, $ad - E_3$ и $dc - E_4$):

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{E_1}{E_2} = \frac{E_3}{E_4}. \quad (92)$$

Следовательно, если заранее задать соотношение сопротивлений в одной ветви мостика, то в другой получим то же соотношение потенциалов, если гальванометр показывает 0.

В схеме прибора ЭГДА на фиг. 202 мостик Уитстона образуют: ветвь $B-A-I-D-C$, ветвь $B-5-C$ и соединяющая их ветвь 6-7-8; последняя может быть присоединена к любой точке реохорда 5 и пластинки 1.

Принимая полную электродвижущую силу в приборе E за единицу (следовательно $H = 1$) и деля сопротивление реохорда на n равных частей (обычно 10 или 20), мы можем на пластинке 1 находить точки с любыми промежуточными потенциалами. Например если нам надо найти точку с

¹ При неограниченной практически мощности водонепроницаемого грунта пластинку отрезают по прямой на глубине, равной $2-2\frac{1}{2}$ длинам AM или, лучше, несколько большей.

потенциалом $0,7 E$, то для этого надо поставить контакт b на седьмом витке реохорда, т. е. включить в цепь $0,7$ сопротивления, и иголкой 8 искать на пластинке такую точку, чтобы гальванометр показал нуль. В этой точке потенциал равен $0,7 E$, что соответствует $0,7 H$ грунтовым потокам.

Работа на приборе ЭГДА сводится к тому, чтобы найти на пластинке ряд точек с равными потенциалами (в натуре с равными напорами); соединяя эти точки между собой, получают эквипотенциал и. Эквипотенциаль $E=1,0$ есть прямая $A'A_1$ (фиг. 201,б) эквипотенциаль $E=0$ есть прямая $M'M'_1$, промежуточные эквипотенциали разнятся между собой на

$1/n$ (на фиг. 201,б на $1/20$). Таким путем

строится сеть эквипотенциалей, сеть же линий токов строят потом в виде плавных кривых, нормальных эквипотенциалам в местах пересечения с последними. Более точное построение линий токов можно осуществить с помощью того же прибора ЭГДА, основываясь по сетки. Для этого шины укрепляют по цапмам слоев и частей плотины (фиг. 203). Получаемые при этом опыте электрические эквипотенциали являются линиями тока для системы эквипотенциалей первого опыта (202, б).

Метод ЭГДА может быть применен и в случае неоднородного слоистого грунта основания, например из двух слоев с разными коэффициентами фильтрации k_1 и k_2 . Для этого надо подобрать пластинки с разной

электропроводностью c_1 и c_2 так, чтобы $k_1/k_2=c_1/c_2$, расположить эти пла-

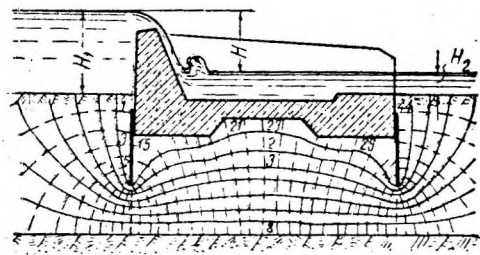
стинки согласно расположению слоев на вертикальном геологическом разрезе основания. Водонепроницаемые линзы и прослойки в грунте изображаются вырезами в соответствующих местах станиоловой пластинки.

В настоящее время имеются уже приборы ЭГДА для исследования фильтрации под сооружениями не в плоскости, а в пространстве. В этом случае электропроводящей средой служит графитовый порошок.

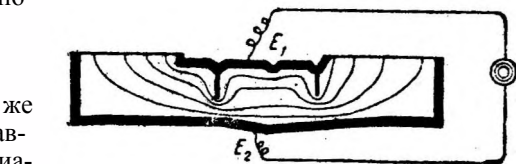
Метод ЭГДА является очень ценным способом, точность его велика ($0,1—0,2\%$), установка проста, работа ведется быстро, стоимость опыта весьма незначительна, и можно изучать фильтрацию при любых подземных контурах сооружений. Однако не следует забывать, что в действительных условиях работы плотины всегда имеются значительные отклонения от условий опыта: неоднородность свойств грунта, проницаемость шпунтов и пр., что практически делает метод ЭГДА все же приближенным.

3. ГРАФИЧЕСКИЙ МЕТОД ФОРХГЕЙМЕРА

Метод этот основан на ортогональности плавных линий гидродинамической сетки. Последняя строится следующим образом (фиг. 204). На чертеже сооружения проводят вертикальные линии под шпунтами и под



Фиг. 204. Построение гидродинамической сетки по Форхгеймеру.



Фиг. 203. Схема ЭГДА для построения линий токов.

на свойствах гидродинамической граничному контуру водонепроницаемых слоев и частей плотины (фиг. 203). Получаемые при этом опыте электрические эквипотенциали являются линиями тока для системы эквипотенциалей первого опыта (202, б).

Метод ЭГДА может быть применен и в случае неоднородного слоистого грунта основания, например из двух слоев с разными коэффициентами фильтрации k_1 и k_2 . Для этого надо подобрать пластинки с разной

электропроводностью c_1 и c_2 так, чтобы $k_1/k_2=c_1/c_2$, расположить эти пла-

стинки согласно расположению слоев на вертикальном геологическом разрезе основания. Водонепроницаемые линзы и прослойки в грунте изображаются вырезами в соответствующих местах станиоловой пластинки.

В настоящее время имеются уже приборы ЭГДА для исследования фильтрации под сооружениями не в плоскости, а в пространстве. В этом случае электропроводящей средой служит графитовый порошок.

Метод ЭГДА является очень ценным способом, точность его велика ($0,1—0,2\%$), установка проста, работа ведется быстро, стоимость опыта весьма незначительна, и можно изучать фильтрацию при любых подземных контурах сооружений. Однако не следует забывать, что в действительных условиях работы плотины всегда имеются значительные отклонения от условий опыта: неоднородность свойств грунта, проницаемость шпунтов и пр., что практически делает метод ЭГДА все же приближенным.

Метод этот основан на ортогональности плавных линий гидродинамической сетки. Последняя строится следующим образом (фиг. 204). На чертеже сооружения проводят вертикальные линии под шпунтами и под

флотбетом (в середине и других точках) до водонепроницаемого слоя и делят их в первом приближении на t равных частей (на фиг. 204 величина t равна 8). Через точки деления проводят линии токов, считая первой линией тока подземный контур сооружения, последней — линию водонепроницаемого слоя; кривые вычерчиваются плавными, повторяющимися в смягченном виде изгибы указанных контуров. Сетка эквипотенциалей

строится так, чтобы эти линии образовывали с линиями токов криволинейные квадраты. Это удается лишь после нескольких попыток, особенно затруднительно строить квадраты у выходов сетки в верхний и нижний бьефы. После такого построения определится число эквипотенциалей n (на фиг. 204 величина n равна 44).

4. ДРУГИЕ МЕТОДЫ

Из других методов построения гидродинамической сетки следует указать на экспериментальный, когда в лотке со стеклянными стенками, заполненном испытуемым грунтом основания, устанавливается модель сооружения и воспроизводится фильтрация воды из верхнего бьефа в нижний, причем линии токов получаются путем пуска краски в разных точках дна верхнего бьефа. Хотя условия эксперимента здесь и ближе к действительным условиям работы сооружения, но эксперимент весьма длителен по времени, при опыте трудно получить четкие линии токов, а линий эквипотенциалей получить вообще нельзя.

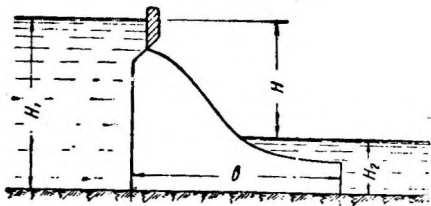
Проф. Е. А. Замарин предложил аналогичный метод получения линий токов в наполненном водой стеклянном лотке незначительной ширины (так называемый "струйный прибор"). Заполнение грунтом здесь не применяется. Вода в приборе движется под весьма малым напором. Этот метод тоже необратим, однако опыты проходят в нем быстрее, чем в лотках с грунтом. В дальнейшем вопросы фильтрации рассматриваются отдельно для нескальных и скальных оснований.

А. НЕСКАЛЬНЫЕ ОСНОВАНИЯ

§ 55. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФИЛЬТРАЦИОННОГО ДАВЛЕНИЯ ВОДЫ НА ПОДЗЕМНЫЙ КОНТУР ПЛОТИНЫ

1. ВЗВЕШИВАЮЩЕЕ И ФИЛЬТРАЦИОННОЕ ДАВЛЕНИЕ (фр. — *sous-pression*, нем. — *Auftrieb, Unterdruck*, англ. — *uplift, upward pressure*).

Подземный поток, движущийся под флютбетом, оказывает на него нормальное давление, которое может быть разбито на две составляющие:



Фиг. 205. Схема противодействия.

а) Взвешивающее давление N_1 , являющееся результатом погружения плотины под уровень воды нижнего бьефа H_2 (фиг. 205) и выражаемое эпюрой прямоугольника $ABCD$ высотой H_2 и шириной b (ширина плотины). Если рассматривать по длине плотины отрезок ее длиной равный единице, то

$$N_1 = \gamma b H_2, \quad (93)$$

где γ — вес 1 кубической единицы воды.

б) Давление N_2 , появляющееся в результате напора на плотину и фильтрации воды из верхнего бьефа в нижний. Фильтрационное давление неодинаково по подошве плотины: у верховой грани удельное фильтрационное давление равно γH , где H — полный напор, у низовой оно равно нулю, потому что весь напор израсходован;

для промежуточных точек давление постепенно падает по длине к низовой грани. Если принять, что напор вдоль подошвы падает прямо пропорционально ее длине, т. е. по закону прямой, то

$$N_2 = \gamma \frac{bH}{2}. \quad (94)$$

В общем случае напор падает по некоторой кривой (фиг. 205) и фильтрационное давление равно:

$$N_2 = \gamma \cdot \text{пл.} CDE, \quad (94)$$

Полное фильтрационное противодавление на подошву плотины составляет:

$$N = N_1 + N_2, \quad (95)$$

Площадь, на которую передается давление грунтовой воды при песчаных, гравелистых и галечных грунтах, практически принимается равной площади подошвы плотины; при суглинистых и глинистых грунтах площадь передачи давления воды составляет 0,8—0,95 геометрической площади подошвы; однако, ввиду того что фундамент плотины опирается не непосредственно на глину или суглинок, а иногда на песчаный подготовительный слой, а также ввиду отсутствия точных данных о величине коэффициента площади, площадь передачи давления воды принимается и в этом случае равной площади фундамента (что идет в запас устойчивости).

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФИЛЬТРАЦИОННОГО ДАВЛЕНИЯ ВОДЫ ПО МЕТОДУ БЛЯЯ (Bligh) ИЛИ ПО МЕТОДУ ПРЯМОЙ

В этом методе предполагается, что падение напора на всем пути фильтрации, считаемом по длине подземного контура $ABCDEFGK$ (фиг. 206, а), развернутого на фиг. 206, б, происходит по прямой пропорционально пройденному пути.

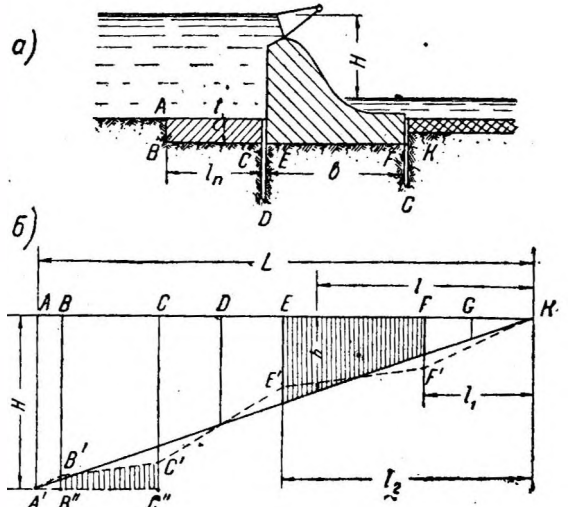
Если напор равен то удельное фильтрационное давление, выражаемое высотой h , равно в любой точке контура на расстоянии l от его низового конца:

$$h = H \cdot \frac{l}{L}. \quad (96)$$

Фильтрационное давление на подошву EF (фиг. 206) равно:

$$N_2 = \gamma \left(\frac{l_1 + l_2}{2L} \right) \cdot bH. \quad (97)$$

Метод прямой очень прост и широко применялся до последнего времени в гидротехнической практике. Однако он неправилен по существу, так как и точные теоретические решения и наблюдения показывают, что падение напора происходит неравномерно — по некоторой кривой, а не по прямой, почему при определений фильтрационного давления методом прямой получаются иногда значительные ошибки (см. ниже). Лишь для случая флюэтета без шпунтов при неглубоко залегающем водонепроницаемом слое грунта, когда движение грунтовой воды совершается в условиях, приближающихся к условиям "трубы", распределение давления близко к закону прямой и здесь метод прямой не дает больших ошибок.



Фиг. 206. Эпюра противодавления по Бляю.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФИЛЬТРАЦИОННОГО ДАВЛЕНИЯ ПО ГИДРОДИНАМИЧЕСКОЙ СЕТКЕ

Имея построенную тем или иным путем гидродинамическую сетку (метод ЭГДА, Форхгеймера, точные решения) или хотя бы только сетку эквипотенциалей, нетрудно построить эпюру фильтрационного давления воды на подземный контур.

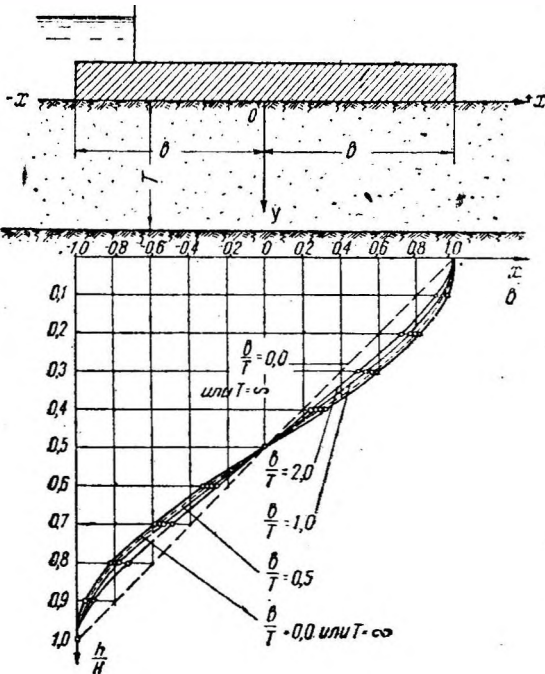
Например для случая, изображенного на фиг. 201, в, эпюра эта построена для флютбета $ABB'CEFGM$ таким образом, что на горизонтальную проекцию длины флютбета BM сносятся точки пересечения эквипотенциалей с подошвой флютбета и в этих точках откладываются ординаты длиной соответственно значениям эквипотенциалей, выраженные в долях напора. Аналогично строятся эпюры фильтрационных давлений на шпунты (фиг. 201, г и д). Площадь эпюры давлений, будучи умножена на γ — объемный вес воды, дает величину фильтрационного давления на 1 пог. м. флютбета $\Lambda/2$ или шпунта соответственно (при этом конечно необходимо учесть масштаб эпюры).

Как видно из фиг. 201, в и г, на вертикальных частях CDE и GKM контура потеря напора происходит более интенсивно, чем на горизонтальных. На все вертикальные пути приходится более $0,5 H$, хотя длина этих частей значительно меньше, чем горизонтальных.

4. НЕКОТОРЫЕ СЛУЧАИ, ИМЕЮЩИЕ ТОЧНОЕ РЕШЕНИЕ

а) Точное решение для флютбета без шпунтов

Ниже приводятся таблица и графики давлений на флютбет, составленные на основе решений акад. Н. Н. Павловского для двух случаев.



Фиг. 207. Эпюра противодавления для бесшпунтового незаглубленного флютбета.

Случай первый. Флютбет не заглублен в грунт, мощность водопроницаемого грунта T . На графике (фиг. 207) даны значения напоров h/H для соответствующих абсцисс x/b (H — напор плотины; b — полуширина флютбета; начало координат — в середине флютбета).

Как видно из фиг. 207 с уменьшением T кривая давлений приближается к прямой, и в пределе, если $T=0$, кривая давлений — прямая (фильтрация идет лишь по контакту флютбета с непроницаемым грунтом).

При $T = \infty$, $b/T = 0$, мы имеем случай, для которого приведена формула (88).

Случай второй. Флютбет заглублен в основание неограниченной мощности на глубину t . В табл. 24 приведены

Таблица 24

Отношение $\frac{t}{b}$	$\frac{h}{H}$														
	1,0	0,859	0,813	0,80	0,786	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,214	0,20	0,187	0,141	0,0
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

	$\frac{x}{b}$															
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

данные, показывающие влияние заглубления флютбета на распределение давлений (фиг. 208).

Как видно из табл. 24 и фиг. 208, с увеличением заглубления

(t/b) флютбета в грунт падает давление в верхней части флютбета и возрастает в нижней. Кроме того относительное падение напора на вертикальных путях (вертикальные грани флютбета) больше в 1,2—2 раза, чем на горизонтальных путях (подошва флютбета).

б) Точное решение для флютбета с одним шпунтом

1. По решениям Н. Н. Павловского и Вольфа для незаглубленного флютбета при неограниченной толщине водопроницаемого грунта основания (фиг. 209) распределение напора по подошве флютбета выражается так:

$$h = \frac{1}{\pi} \arccos \left(\frac{\pm 2 \sqrt{1+x^2} + \sqrt{1+b_1^2} - \sqrt{1+b_2^2}}{\sqrt{1+b_1^2} + \sqrt{1+b_2^2}} \right), \quad (98)$$

где x , b_1 и b_2 выражены в зависимости от длины шпунта s , принимаемой за единицу, и h — в зависимости от H , тоже равного единице¹.

Знак плюс относится к значениям $x > 0$ и минус для $x < 0$.

В случае симметричного расположения шпунта ($b_1 = b_2 = b$):

$$h = \frac{1}{\pi} \arccos \left(\pm \frac{\sqrt{1+x^2}}{\sqrt{1+b^2}} \right). \quad (99)$$

При расположении шпунта у верхней грани флютбета ($b_1 = 0$ и $b_2 = b$):

$$h = \frac{1}{\pi} \arccos \left(\frac{+2 \sqrt{1+x^2} - \sqrt{1+b^2} + 1}{1 + \sqrt{1+b^2}} \right). \quad (100)$$

Формула (100) представляет собой некоторую интерпретацию формулы (99), и ее можно получить, положив в формуле (99) $H = 1$, $s = 1$ и

$$\lambda = \frac{1 + \sqrt{1+b^2}}{2}$$

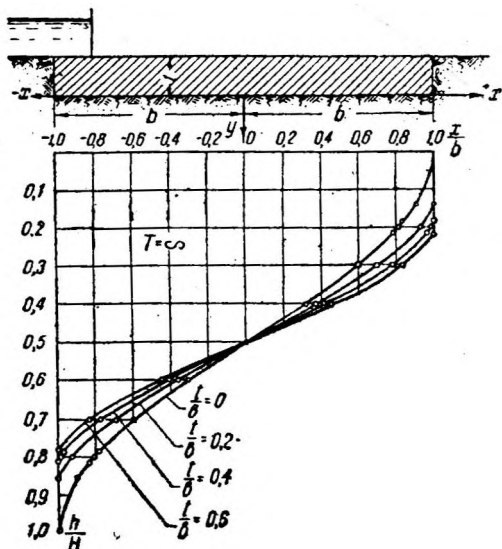
Распределение напора по шпунту в этом последнем случае выражается формулой, аналогичной (91)

$$h = \frac{1}{\pi} \arccos \left(\frac{\pm 2 \sqrt{1+y^2} + \sqrt{1+b^2} + 1}{1 + \sqrt{1+b^2}} \right), \quad (101)$$

где знак минус относится к верхней грани шпунта.

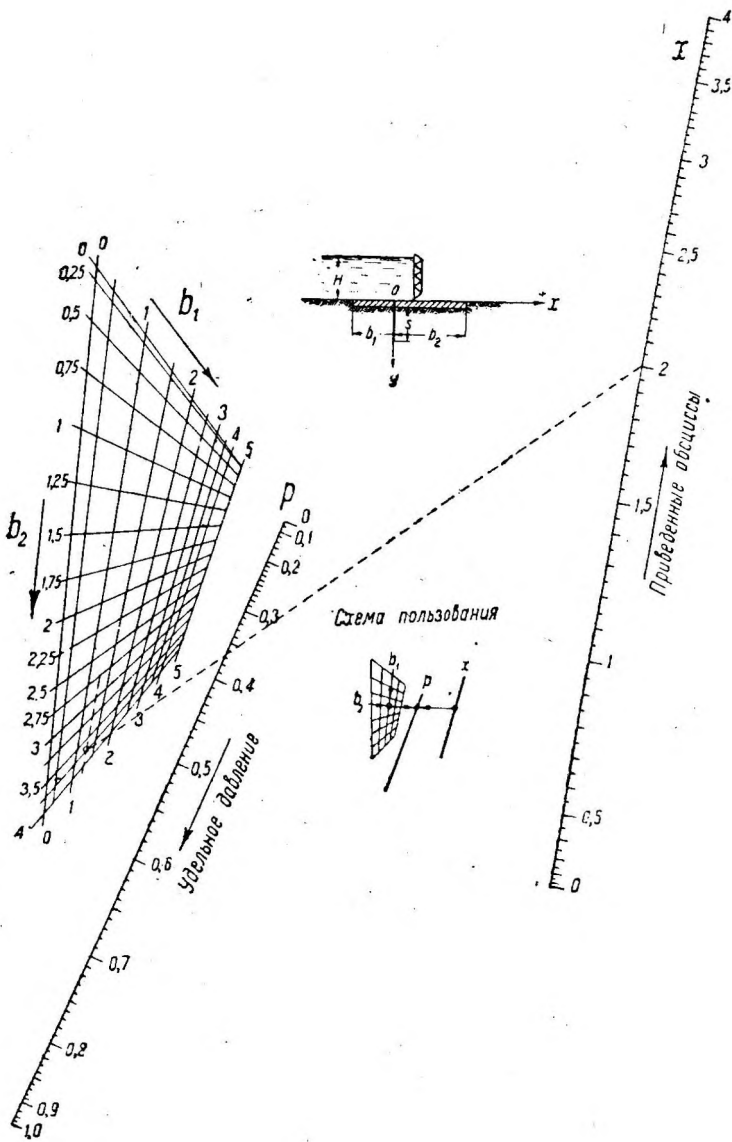
Вычисление по формулам (98—100) может быть облегчено использованием номограммы, составленной Е. А. Замариным (фиг. 209). Номограмма эта составлена по формуле (98), причем величина h обозначена через p .

Хотя в теории рассматривается незаглубленный флютбет, но без значительной погрешности можно применить номограмму и к заглубленному на величину t , если $t \leq 0,1 (b_1 + b_2)$.

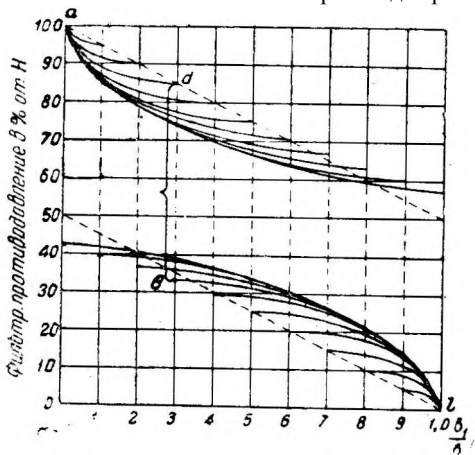


Фиг. 208. Эпюра противодействия для бесшпунтового заглубленного в основание флютбета.

¹ На фиг. 209 величина h обозначена через p .



Фиг. 209. Номограмма для расчета одношпунтового флютбета.



Фиг. 210. Влияние местоположения шпунта на эпюру противодавления.

Пример (по Е. А. Замарину). Пусть¹ $b_1^{\circ} = 4$ м, $b_2^{\circ} = 12$ м, $s = 3,2$ м, напор $H = 4$ м. Выразив b_1° и b_2° через s , получим, что

$$b_1 = 4/3,2 = 1,25, \quad b_2 = 12/3,2 = 3,75$$

Для определения давлений на часть флютбета b_2 на номограмме находим точку пересечения линии $b_1 = 1,25$ и $b_2 = 3,75$ и соединяем ее с точками шкалы x : 0—0,5—1,0—2,0—2,5—3,0—3,5. Точки пересечения со шкалой p покажут искомые давления, приведенные к единице напора. Для нахождения давлений на часть флютбета b_1 меняют местами значения b_1 и b_2 , т. е. считают $b_1' = 3,75$ и $b_1' = 1,25$, и тем же путем находят величины p' , но считая абсциссы x отрицательными. Истинные давления на левую часть флютбета будут равны $(1-p)$.

¹ Значок $^{\circ}$ обозначает абсолютную длину b .

В данном примере фильтрационное давление на флютбет в точке $x = 0$ справа от шпунта равно 0,52 от напора (по номограмме), в той же точке слева от шпунта 0,78. Следовательно потеря напора на шпунте равна 0,78 — 0,52 = 0,26, т. е. 26% (в других случаях эта величина доходит до 40% и более). Для получения истинных величин x и h необходимо абсциссы x умножить на 3,2, а давления h — на 4,0.

Влияние местоположения шпунта, т. е. отношения

$$\frac{b_1}{b_1 + b_2} = \frac{b_1}{b},$$

на распределение давлений можно видеть из фиг. 210, где приведены кривые фильтрационного противодавления

для длины шпунта $s=b/2$ или $\alpha = b/s=2$,

причем верхняя серия кривых дает распределение давления на флютбете от напорной грани до шпунта, нижняя — от шпунта до низовой грани флютбета. Расстояние по вертикали между соответствующими кривыми (пунктирная вертикальная линия) показывает величину

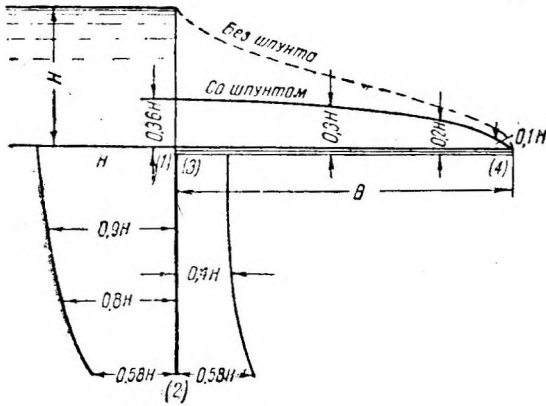
потери напора на шпунте. Кривые даны для 11 положений шпунта от $b_1/b = 0$

(шпунт у верховой грани) через 0,1 до $b_1/b=1,0$ (шпунт у низовой грани).

Потери напора у шпунта в начале флютбета — 58%, такая же будет потеря, если шпунт поместить у низового конца флютбета; у шпунта, расположенного в середине флютбета, потеря — 32%. Следовательно шпунт, располагаемый ближе к концам флютбета, гасит напор более

интенсивно, чем расположенный ближе к середине флютбета.

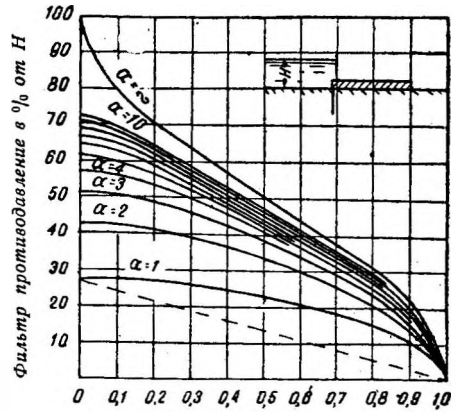
Кривыми фиг. 210 можно пользоваться для непосредственного построения эпюр фильтрационного противодавления, интерполируя их в соответствующих случаях. Например кривая *ad, el* представляет



Фиг. 212. Распределение давления по шпунту и флютбету при одношпунтовом флютбете.

собой эпюру давления на флютбет при расположении шпунта в расстоянии 0,3 длины флютбета от верховой грани; величина *de* — потеря напора на шпунте. Распределение фильтрационного давления на флютбет в случае шпунта у верховой грани показано отдельно на эпюре фиг. 211 для различных отношений $\alpha=b/s$ от 1 до бесконечности (в последнем случае шпунт отсутствует).

На практике обычно $\alpha=b/s$ колеблется от 1 до 5, и в этих пределах шпунт вызывает падение напора от 0,73 *H* до 0,35 *H*, следовательно умень-

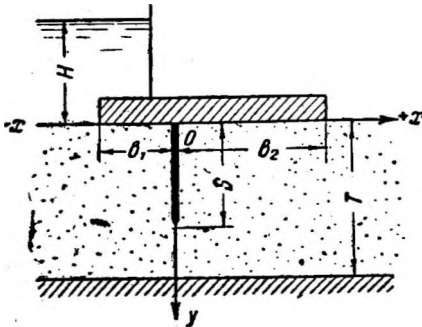


Фиг. 211. Кривые противодавления при верховом шпунте.



шает противодавление на флютбет примерно в 2,5—1,2 раза против случая устройства флютбета без шпунта.

Распределение напора на шпунт с верховой и низовой сторон для случая $\alpha = b/s = 1,5$ показано на фиг. 212, а и б; для сравнения нанесена и эпюра напоров по Бляю (фиг. 212, б).



Фиг. 213. Схема одношпунтового флютбета при ограниченной толщине водопроницаемого слоя.

Сравнение точного решения и приема Бляя показывает, что в зависимости от отношения b/s ошибка последнего способа достигает величины 10—20% в сторону преуменьшения величины всего фильтрационного давления N_2 и до 20—36% в сторону преуменьшения момента этой силы.

2.

щины водопроницаемого основания T и незаглубленного флютбета (фиг. 213). Аналитическое решение довольно громоздко, а потому приводим табличные данные для случая, когда $s = 0,3 T$ и $s = 0,4 T$ (табл. 25 по Е. А. Зама-

рину). При этом надо иметь в виду, что величины b_1, b_2, x, s выражены в долях T , принятой за единицу. Числа таблицы дают величину h/H .

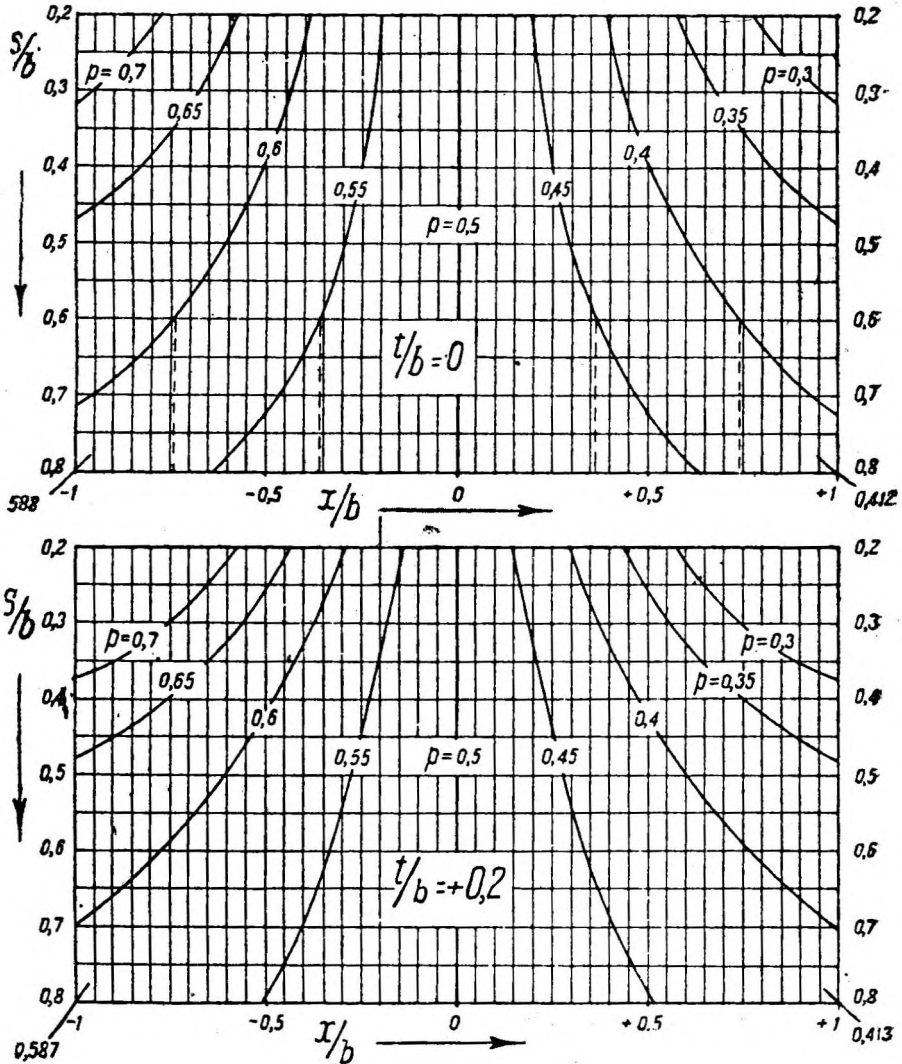
Таблица 25

	x/T												
	-0,75	-0,50	-0,25	—0	+0	+0,25	+0,50	+0,75	+1,00	+1,25	+1,50	+1,75	
$s=0,47T$													
0	1,00	1,00	1,00	1,00	0,63	0,60	0,55	0,48	0,41	0,34	0,26	0,17	2,0
0,5	1,00	1,00	0,88	0,84	0,58	0,56	0,51	0,45	0,39	0,32	0,25	0,16	2,0
1,0	0,90	0,83	0,76	0,73	0,52	0,50	0,45	0,40	0,34	0,28	0,22	0,14	2,0
0	1,00	1,00	1,00	1,00	0,56	0,53	0,47	0,39	0,30	0,20	0	—	1,5
0,5	1,00	1,00	0,85	0,82	0,51	0,49	0,43	0,36	0,28	0,19	0	—	1,5
1,0	0,85	0,77	0,71	0,69	0,45	0,43	0,38	0,32	0,24	0,16	0	—	1,5
1,5	0,72	0,67	0,62	0,60	0,40	0,38	0,33	0,28	0,22	0,15	0	—	1,5
0	1,00	1,00	1,00	1,00	0,47	0,43	0,35	0,24	0	—	—	—	1,0
0,5	1,00	1,00	0,81	0,77	0,42	0,39	0,32	0,22	0	—	—	—	1,0
1,0	0,82	0,73	0,67	0,64	0,36	0,33	0,27	0,18	0	—	—	—	1,0
$s=0,3T$													
0	1,00	1,00	1,00	1,00	0,62	0,59	0,51	0,42	0,33	0,22	0	—	1,5
0,5	1,00	1,00	0,83	0,78	0,56	0,53	0,46	0,38	0,29	0,20	0	—	1,5
1,0	0,83	0,76	0,69	0,66	0,48	0,45	0,40	0,33	0,25	0,17	0	—	1,5
0	1,00	1,00'	1,00	1,00	0,54	0,49	0,39	0,26	0	—	—	—	1,0
0,5	1,00	1,00	0,80	0,74	0,45	0,43	0,34	0,23	0	—	—	—	1,0
1,0	0,81	0,71	0,64	0,61	0,39	0,36	0,29	0,19	0	—	—	—	1,0

В табл. 25 можно подметить те же закономерности в отношении расположения шпунта, что и при неограниченной толщине водопроницаемого слоя основания.

в) Точное решение для флютбета с двумя шпунтами одинаковой длины¹⁾ при неограниченной толщине водопроницаемого слоя основания

Аналитическое решение по изображающей функции и графику Н. Н. Павловского довольно сложно. С достаточной точностью можно найти распределение напоров по подошве флютбета, пользуясь номограммой Е. А. Замарина (фиг. 214).



Фиг. 214. Номограмма для расчета двухшпунтового флютбета.

При пользовании номограммой выражают абсциссы x (фиг. 215), длину шпунта s , толщину флютбета t через полуширину флютбета b ; давления (напоры), обозначаемые через p , даются для $H = 1$.

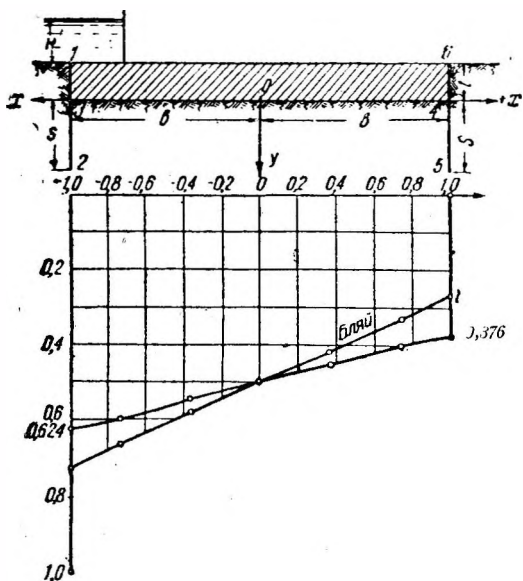
Пример (по Е. А. Замарину). Дано: $b = 5$ м, $s = 3$ м, $H = 3$ м, $t = 0$. Приведенные величины: $s/b = 0,6$; $t/b = 0$. В части номограммы для $t/b = 0$ проводим горизонтальную линию $s/b = 0,6$ и определяем абсциссы точек пересечения этой линии с кривыми

¹ Расположенными по краям флютбета.

приведенных давлений p . Полученные данные указаны в табл. 26 и графически представлены на фиг. 215, где для сравнения построена кривая противодействия по Бляю.

Таблица 26

Приведенные абсциссы x/b	Точка 1 -1,0	Точка 3 -1,0	-0,74	-0,36	0	+0,36	+0,74	Точка 4 +1,0	Точка 6 +1,0
Приведенные напоры h	1,0	0,624	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40	0,376	0,0
То же по Бляю	1,0	0,73	0,67	0,585	0,50	0,42	0,33	0,27	0,0



Фиг. 215. Схема к примеру пользования номограммой фиг. 214.

Для получения абсолютных значений величины x из таблицы должны быть умножены на 5, а приведенные давления h на 3, так как $b = 5$ м, $H = 3$ м.

Из табл. 26 и эпюры (фиг. 215) можно заключить, что на вертикальных путях (шпунты) гасится 75,2% напора (по Бляю 54%), горизонтальный же участок играет малую роль (по Бляю — большую).

5. ПРИБЛИЖЕННЫЙ МЕТОД С УЧЕТОМ БОЛЕЕ ЭФФЕКТИВНОЙ РОЛИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ПУТЕЙ

Рассматривая приведенные выше таблицы и эпюры, характеризующие точные решения для отдельных случаев практики, можно заметить, что падение напора на вертикальных путях фильтрации, отнесенное к единице длины пути, т. е. градиент напора, больше чем на горизонтальных путях.

Основываясь на этом, можно применять для предварительных бы-

стрых подсчетов приближенный метод определения фильтрационного противодействия, заключающийся в следующем: строят развернутый контур сооружения, как и по способу Бляя (фиг. 206), но при этом длину вертикальных путей CDE и FGK искусственно увеличивают в m раз, где m — соотношение градиентов напора вертикальных и горизонтальных путей. Эпюра давления воды на флютбет в этом случае после приведения длин CDE и FGK к действительным их значениям показана на фиг. 206 пунктиром.

Величину коэффициента m можно принимать примерно в следующих пределах:

- 1) для заглубленного флютбета без шпунтов и для одношпунтового флютбета $m = 1,4 \div 1,7$;
- 2) для двух- и трехшпунтового флютбета $m = 2,0 \div 2,5$.

6. ДАННЫЕ ОПЫТА И ПРАКТИКИ

Действительные условия движения грунтовых вод под плотинами конечно сильно отличаются от теоретических, а именно:

- а) В природе не имеется вполне однородного грунта.
- б) Даже в сравнительно однородных грунтах наблюдается иногда разница в условиях фильтрации по горизонтальному и вертикальному направлениям (коэффициенты фильтрации по горизонтальному направлению бывают в 10—20 и более раз выше, чем по вертикальному, с чем например и пришлось считаться на Нижнесвирской плотине).

в) Условия фильтрации вдоль подземного контура легче, чем в массе грунта, что явствует например из фиг. 216: в контакте с бетонной, деревянной и тому подобной поверхностью поры получают большими (а), чем между частицами грунта (б).

г) Напряженное состояние грунта тоже влияет на фильтрацию: более сжатые зоны грунта обладают меньшей фильтрационной способностью, чем менее сжатые.

д) Шпунты нередко обладают значительной водопроницаемостью вследствие плохого качества их забивки, особенно же деревянные шпунты (щели, неплотности, поломки и пр.).

Поэтому опыты с грунтами даже в лабораторных условиях дают расхождение с теорией (в опытах акад. Н. Н. Павловского до 8%), в натуре же расхождения могут быть весьма значительны. Тем не менее наблюдения на выстроенных в разных условиях плотинах подтверждают более эффективную роль вертикальных путей.

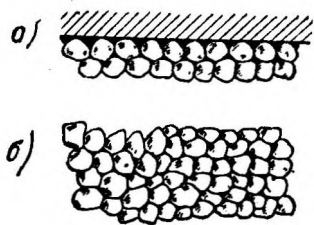
Так, по данным инж. Д. Г. Мостового¹ пятилетние наблюдения (1924—1928 гг.) на плотине им. Ленина (старая Перервинская) на Москва-реке по пьезометрам довольно согласно показали, что первый шпунт (пунурный) погашает в среднем 31% (колебания от 20 до 40%) напора, второй (королевый) — 29% (с колебаниями 17—55%) и третий (водобойный) — 35% (с отклонениями от 24 до 41%). В сумме три шпунта погашают 95% напора, на долю же горизонтальных частей остается 5%.

Проф. А. И. Фидманом² на Кочетовской плотине (р. Дон) получено подтверждение эффективности вертикальных путей для низового шпунта (22—25% напора) по сравнению с горизонтальными путями бетонного флютбета (около 10%), коэффициент $m \approx 1,3 \div 2,5$, зато верховые шпунты оказались мало эффективными.

Собранные и проанализированные американским инженером Лен³ материалы по более чем 200 плотинам также привели к выводу о большей эффективности вертикальных путей фильтрации (в 3 раза).

Таким образом можно считать, что теория в общем согласуется с практикой. При этом роль шпунтов представляется в натуре более эффективной чем по теоретическим выводам, что объясняется более легкими условиями фильтрации в горизонтальном направлении (слоистость грунта, песчаная подготовка под фундаментом плотины, малое давление от фундамента на грунт), в то время как у шпунтов создается местное и значительное уплотнение грунта. Но, с другой стороны, не следует забывать качества забивки шпунтов, приводящего иногда к снижению эффективной их роли.

Из всего сказанного о вертикальных путях не следует, что горизонтальными путями нужно пренебрегать: последние не только неизбежны, поскольку флютбету придается известная длина из соображений восприятия давления воды верхнего бьефа, ударов сливающейся в нижнем бьефе воды и пр., но и необходимы, так как в противном случае вертикальные пути получились бы слишком глубокими и технически трудно осуществимыми.



Фиг. 216.

¹ Д. Г. Мостовой, Фильтрационное давление под основаниями плотин, наблюдения и опыты, М. 1930 г.

² А. И. Фидман, Об измерении гидравлического давления под фундаментами плотин, "Труды МИИТ", вып. VI, М. 1927 г.

³ E. Lane. Security from under-seepage masonry dams on earth foundations, "Proc. of Amer. Soc. Civ. Eng.", 1934, IX, 1935, I.

§ 56. ВОЗМОЖНОСТЬ РАЗМЫВА И РАЗРУШЕНИЯ ГРУНТА ОСНОВАНИЯ ФИЛЬТРУЮЩЕЙ ПОД ПЛОТИНОЙ ВОДОЙ

1. ЯВЛЕНИЕ СУФФОЗИИ ГРУНТА

Перемещения отдельных частиц внутри массы грунта и вынос их за пределы данного объема под действием фильтрующей воды носит название суффозии или подземной эрозии грунта.

В процессе суффозии могут принимать участие физико-химические и механические факторы. Суффозия первого типа, когда изменение структуры грунта связано с выщелачиванием грунта, растворением некоторых соединений, выносом материала в растворенном виде, носит иногда название химической суффозии. В нескальных грунтах это явление встречается не так часто, возникая главным образом в случае присутствия в грунте гипса¹, каменной соли или других легко растворимых веществ.

Механическая суффозия представляет, наоборот, явление, свойственное почти всем нескальным грунтам. В неоднородном грунте при некоторой скорости фильтрации мельчайшие частицы начинают передвигаться и уноситься водой как бы во взвешенном состоянии по направлению линий токов. Вследствие вымыва мельчайших частиц увеличиваются объем пор в грунте и коэффициент фильтрации его, а следовательно и скорости течения. С увеличением скоростей течения начинают выноситься более крупные частицы, что влечет новое увеличение скоростей течения и вымыв еще более крупных частиц. В зависимости от структуры грунта вымыв мелких частиц может вести к образованию каверн, или пустот, и к неравномерным осадкам сооружений, а при дальнейшем развитии процесса механической суффозии — к авариям и разрушению сооружения.

Роль структуры грунта можно пояснить двумя схемами (фиг. 217). Предположим, что частицы грунта размером d_0 и меньше выносятся при данной скорости потока и в общем объеме грунта занимают часть его n_0 , объем частиц $d > d_0$ занимает объем грунта $n = 1 - n_0$. Если относительную пористость грунта², освобожденного от частиц, диаметр которых d_0 и меньше, обозначить через p , то в случае $n_0 \leq p$ имеем структуру, безопасную в отношении суффозии (фиг. 217, а), т. е. не ведущую к осадкам при выносе мелких частиц; в этом случае вынесенные мелкие частицы заполняли поры между крупными, в передаче внешнего давления внутри грунта они не участвовали, а потому унос их не может вызвать осадки грунта.

В случае $n_0 > p$ мы имеем структуру, опасную в отношении суффозии (рис. 217, б), т. е. в этом случае вынос мелких частиц вызывает осадки в грунте и перемещение частиц.

Для оценки грунта в отношении суффозии необходимо механическим анализом определить величины n_0 и p , а также установить d_0 — наибольший диаметр частиц, которые выносятся при данной скорости течения фильтрующей воды, или, наоборот, для данного d_0 установить величину суффозионной скорости.

Вопрос об условиях суффозии теоретически пока очень слабо освещен. Иногда уподобляют движение мелких частиц грунта в порах филь-

¹ Подобное явление например имеет место в правобережном примыкании проектируемой Мингечаурской плотины на р. Куре, где глинистые береговые склоны пронизаны крупными воронками, образовавшимися вследствие растворения гипса (так называемый глиняный карст).

² Относительной пористостью или порозностью грунта вообще называют отношение объема пор к объему, занятому грунтом вместе с порами (грунтовой массой).

рующего более крупнозернистого грунта движению их в стоячей воде. На этом основании пользуются иногда известной формулой Стокса. Однако формула эта дает преувеличенные результаты в отношении суффозионных скоростей.

Более близки к Действительности данные Тима, приводимые в курсах гидрогеологии, но и их рекомендуют в Германии применять с поправочным коэффициентом 0,4—0,6.

Близкие к Тиму данные приводит Джастин (Justin) ¹ (табл. 27).

Таблица 27

Предельные суффозионные скорости по Джастину

d_0 в мм	5,0	3,0	1,0	0,8	0,5	0,3	0,1	0,08	0,05	0,03	0,01
Вымыв. скорость в см/сек. . . .	22,1	17,3	9,85	8,83	6,97	4,88	3,06	2,79	2,19	1,74	0,98

Еще более близкой к условиям суффозии, повидимому, надо считать формулу Зихардта для начальной скорости суффозии v_c , полученную им в условиях откачки из колодцев:

$$v_c = \frac{\sqrt{k}}{15}, \tag{102}$$

где k — коэффициент фильтрации данного грунта в м/сек. Формула эта дает величины v_c меньшие, чем по Тиму. При расчетах суффозии необходимо для создания запаса допустимые скорости фильтрации в грунте принимать в 3—4 раза меньшими, чем по Джастину и в 2 раза меньшими, чем по Зихардту.

По исследованиям Н. М. Бочкова² суффозия зависит от соотношения диаметра вымываемых частиц d_0 и среднего диаметра d в невымываемом скелете, именно суффозия может иметь место, если

$$\frac{d_0}{d} \leq \frac{1}{20}. \tag{103}$$

Опираясь на приведенные данные, можно выяснить, существует ли в массе грунта основания опасность суффозии. Для этого строят гидродинамическую сетку и определяют наибольшие скорости фильтрации в грунте, которые имеют место в зонах, где сетка сгущается. Величина скорости фильтрации в любой клетке сетки определяется по формуле Дарси:

$$v = kJ = k \frac{dh}{ds}, \tag{104}$$

где k — коэффициент фильтрации,

dh — падение напора между соседними эквипотенциалами,

ds — длина линии тока между ними же.

Сравнивая v и допустимую скорость на суффозию v_c , отмечают на сетке места, где $v > v_c$ и где следовательно возможна суффозия. Надо сказать, что наличие гнезд суффозии у оконечностей шпунтов не является особо опасным, если гнезда ограничены по площади, так как шпунты обычно не передают вертикальной нагрузки, а расширение зоны суффозии невозможно ввиду недостаточности скоростей течения в соседних зонах. Более опасны зоны у низового шпунта или зуба.

¹ Д. Джастин, Земляные плотины, пер. с англ., ОНТИ, 1986 г., стр. 169.

² Н. М. Бочков, Механическая суффозия грунта, ОНТИ (Водгео), 1936 г.

2. ЯВЛЕНИЕ ВЫПОРА ГРУНТА

Как известно из механики грунтов, движущаяся при гидравлическом градиенте J грунтовая вода производит на скелет грунта гидродинамическое давление, равное

$$D = \gamma J, \quad (105)$$

где D — отнесено к единице объема грунтовой массы (1 м^3);

γ — вес единицы объема воды в т/м^3 ;

J — гидравлический градиент.

Давление D направлено в любой точке грунта по касательной к линии тока в ту же сторону, куда движется вода.

Если обратиться к гидродинамическим сеткам фильтрующей под плотиной воды (фиг. 199, 200 и др.), то можно видеть, что в зоне верхнего бьефа гидродинамическое давление направлено (по линиям токов) сверху вниз, следовательно грунт основания как бы получает дополнительную нагрузку, что ведет к уплотнению грунта. Непосредственно под флют-бетом линии тока направлены в основном горизонтально от верхнего бьефа к нижнему, а в зоне нижнего бьефа — преимущественно вверх (фиг. 218).

В последнем случае силе гидродинамического давления D , приложенной к единице объема грунта, сопротивляется вес этого объема, равный

$$\gamma_1 - \gamma(1 - p),$$

где γ_1 — объемный вес грунта в воздухе;

p — относительная пористость грунта.

Пренебрегая в запас силами трения между данным объемом грунта и остальной массой, получаем условия равновесия выделенного объема:

$$\gamma J = \gamma_1 - \gamma(1 - p)$$

или

$$J_{кр} = \frac{\gamma_1}{\gamma} - (1 - p). \quad (106)$$

Это есть выражение так называемого критического градиента, при превышении которого возникает подъем массы грунта вверх, или так называемый выпор грунта. Следует отметить, что в отличие от суффозии здесь приходят в движение не отдельные мелкие частицы грунта в порах крупных частиц (скелета), а вся масса грунта; катастрофические последствия для плотины подобной деформации грунта вполне понятны.

Если например принять $\gamma = 1000 \text{ кг/м}^3$, $\gamma_1 = 1600 \text{ кг/м}^3$ и $p = 0,4$, то $J_{кр} = 1,0$. Для речных песчано-глинистых грунтов критический градиент обычно находится в пределах $J_{кр} = 0,9 \div 1,3$.

Ввиду недостаточной изученности явления, особенно в условиях естественного залегания грунтов, при расчетах — ради осторожности, — следует принимать коэффициент запаса $m = 3 \div 4$, т. е. принимать, что допустимый градиент:

$$J_{дон} \leq \frac{1}{3} J_{кр} \leq \frac{1}{3} \left[\frac{\gamma_1}{\gamma} - (1 - p) \right]. \quad (106')$$

Наибольший градиент будет (фиг. 218) у нижней оконечности зуба (или шпунта); однако в этом случае, поскольку слои грунта, лежащие в зоне АВ имеют обычно меньший градиент, равновесие грунта может и не нарушиться. Поэтому поверка здесь должна быть сделана для всего столба грунта, лежащего вдоль зуба (шпунта) высотой I .

Средний градиент J для этого участка равен:

$$J = \frac{\Delta H}{l},$$

где ΔH —разность напоров у точек зуба А и В, равная на фиг. 218 $\Delta H = 5/nH$ (H/n — разность величин давлений на соседних эквипотенциалах).

Гидродинамическое давление на столб грунта длиной l и площадью единица равно $D_1 = \gamma l$.

Условие невыпирания грунта будет:

$$\gamma l \leq [\gamma_1 - \gamma(1-p)] l$$

или

$$J_{кр} = \frac{\gamma_1}{\gamma} - (1-p) \quad (\text{без запаса } m).$$

Для увеличения устойчивости грунта против выпирания устраивают пористую крупнозернистую пригрузку¹ толщиной t (фиг. 218) и объемным весом в воздухе γ_{np} при пористости p_1

Тогда

$$\gamma l = [\gamma_1 - \gamma(1-p)] l + [\gamma_{np} - \gamma(1-p_1)] t$$

и

$$J_{кр} = \frac{\gamma_1}{\gamma} - (1-p) + \left[\frac{\gamma_{np}}{\gamma} - (1-p_1) \right] \frac{t}{l}, \quad (107)$$

$$J_{дон} \leq \frac{1}{m} J_{кр} \quad (m \approx 3).$$

Влияние пригрузки тем эффективнее, чем больше t .

Другой метод борьбы с выпором грунта — увеличение глубины l зуба или шпунта, так как при этом средний градиент U обычно уменьшается.

Для некоторых теоретических схем, рассмотренных в § 55, вычислены величины наибольшего градиента при выходе в нижний бьеф. Для случая незаглубленного флотбета без шпунтов или с одним шпунтом, расположенным у верховой грани флотбета, наибольший градиент теоретически равен бесконечности, следовательно здесь всегда будет иметь место выпор верхних слоев грунта. В табл. 28 приведена для двухшпунтового флотбета по схеме

фиг. 215 (для разных b/s) вели-

Таблица 28

чина наибольшего градиента

J_{max} в долях от среднего для

плотины $J_{cp} = H/L$, где H — напор, L — развернутая длина подземного контура.

$\frac{b}{s}$	0,75	1,0	1,25	2,5
J_{max}	$0,91 \frac{H}{L}$	$1,0 \frac{H}{L}$	$1,08 \frac{H}{L}$	$1,3 \frac{H}{L}$

3. ОЦЕНКА ВОЗМОЖНОСТИ РАЗРУШЕНИЯ ОСНОВАНИЯ ФИЛЬТРУЮЩЕЙ ВОДОЙ (ПО БЛЯЮ И ЛЕНУ)

Явления суффозии и выпора в природных грунтах, различных по механическому составу и далеко в действительности неоднородных, протекают сложно и пока еще теоретически неясны, изменяясь притом во времени: в процессе фильтрации в одних местах образуются облегченные ходы вследствие местной суффозии, в других зонах происходит забивка мелкими частицами, а следовательно и уменьшение фильтрационной способности и т. п. Особенно неблагоприятно ведут себя зоны контакта бетонного флотбета с грунтом, контакты глин с песками, контакты шпун-

¹ Такой пригрузкой обычно является рисберма плотины.

тов и свай с грунтом. Точно так же места, где в грунт вкраплены более крупные частицы, как показывают опыты Лейфера (Laufer), являются фожусами, откуда начинается внутренний размыв или разрушение грунта.

Авария сооружения может произойти как от суффозии (пример — разрушение флютбета Белоомутской плотины на р. Оке в 1911 г., где в основании из гравелистого грунта, был вымыт песок, что явилось одной причин разрушения), так и от выпора.

Однако наши знания в этом вопросе таковы, что целиком на них пока положиться нельзя. Поэтому приходится поверять возможность размыва основания еще и данными опыта.

В этом отношении прежде всего следует указать на долго державшийся в нашей практике метод Бляя с (1910 г.) и новейший метод Лена (1934 г.)

Метод Бляя. Если длина подземного контура сооружения (фиг. 206) $ABCDEF GK$ равна L и напор равен H , то средний гидравлический градиент фильтрации по указанному контуру равен:

$$J_{cp} = \frac{H}{L} = \frac{1}{C},$$

откуда:

$$L = CH. \tag{108}$$

На основе опыта эксплуатации выстроенных плотин, главным образом Нарорской плотины в Индии, Бляй предложил минимальные значения коэффициента $C=1/J_{cp}$ (носящего название коэффициента Бляя), при соблюдении которых с одновременным приданием подземному контуру длины $L \geq CH$ безопасность плотины в отношении фильтрационного размыва основания гарантируется (табл. 29).

Таблица 29

Коэффициенты C по Бляю

№ п/п	Наименование грунта основания	C	J_{cp}
1	Ил и мельчайший песок (типа р. Нила)	18	0,055
2	Мелкий песок (типа р. Колорадо)	15	0,067
3	Грубозернистый песок	12	0,083
4	Гравий и гравелистый песок	5—9	0,11—0,20
5	Лесс, глинистые грунты	6—9	0,11—0,17
6	Щебень, смесь гальки с песком	4—6	0,11—0,25

} Взято из русской практики

Метод Бляя очень прост, но поскольку градиенты вертикальных путей фактически сильно разнятся от градиентов путей горизонтальных, а Бляй полагает их одинаковыми, постольку данный прием вообще неправилен. Кроме того он не всегда гарантировал безопасность сооружения. Так, плотина Келли-Бай-Уеш (Kulli — Bye — Wash) на мелком песке разрушилась, хотя имела $C=15$; плотина Длога (Dloha) на таком же грунте рухнула при $C=17$; с другой стороны, ряд плотин, не удовлетворяющих правилу Бляя, благополучно существует, например плотина Висконсин (Wiskonsin), имеющая $C=3$ при средnezернистом песке основания. Рассчитанные по методу Бляя флютбеты получаются без нужды длинными, удорожающими плотину; например при двухшпунтовом флютбете, как мы

видели (табл. 28), наибольший градиент J_{max} почти равен $J_{cp}=H/L$. Так как по Бляю для песков $J_{cp} \leq 0,06 \div 0,08$, а критические градиенты равны

приблизительно 1,0, то при выполнении такого флютбета по Бляю мы имеем запас в расчете на выпор, равный $1 / 0,06 \div 0,08 = 12 \div 16$ против обычного запаса 3 — 4.

Неудовлетворительность метода Бляя, принципиальная и практическая, заставила Бюро мелиораций США (Reclamation Service) пересмотреть этот вопрос, и в результате изучения более 200 выстроенных плотин (в том числе и потерпевших аварии) руководитель этой работы инж. Лен (Lane) предложил более совершенный метод расчета флютбетов на размыв основания.

По Лену учитывается не фактическая длина подземного контура, как у Бляя, а приведенная, в которой 1 *пог. м* вертикальных частей контура эквивалентен 3 *пог.м* горизонтальных частей, причем участки с наклоном к горизонту более 45° считаются вертикальными, а с наклоном менее 45° — горизонтальными. Минимальная необходимая приведенная длина L_0 определяется по формуле того же типа, что и Бляя:

$$L_0 = C_0 H, \quad (109)$$

но коэффициент C_0 имеет иные значения, чем у Бляя (табл. 30). Например если L_1 — длина вертикальных, а L_2 — горизонтальных путей, то для безопасности плотины должно быть соблюдено условие:

$$L_0 = L_1 + \frac{1}{3} L_2 \geq C_0 H. \quad (110)$$

Таблица 30

Коэффициенты C_0 по Лену

№ л/п	Наименование грунта основания	C_0	J_{cp}	№ п/п	Наименование грунта основания	C_0	J_{cp}
1	Очень мелкий песок, ил	8.5	0,12	7	Крупный гравий с галькой	3.0	0,33
2	Мелкий песок	7.0	0,14	8	Мягкая глина	3.0	0,33
3	Песок средней крупности	6.0	0,17	9	Валуны с галькой и гравием	2.5	0,40
4	Крупный песок	5.0	0,20	10	Глина средней плотности	2.0	0,50
5	Мелкий гравий	4.0	0,25	11	Глина плотная	1,8	0,55
6	Гравий средней крупности	3.5	0,29	12	Очень плотная глина	1.6	0,67

Для расчета по подземному контуру установлены пределы: 1 *пог. м* приведенного пути фильтрации по контуру эквивалентен 2 *пог. м* фильтрационного пути через толщу грунта по кратчайшему направлению. Поэтому, если приведенный (деленный на 2) кратчайший путь через толщу (например между близко расположенными шпунтами) меньше, чем приведенный по контуру, надо в расчет вводить на этом участке путь через толщу грунта.

Сравнивая метод Лена с методом Бляя, можно видеть, что средние допустимые градиенты для тех же грунтов по Лену в 2,5—3 раза выше, флютбеты получаются короче, вертикальные пути особенно ценны и предпочтительны.

Метод Лена с точки зрения теории более правилен, так как учитывает большую эффективность вертикальных путей¹. Однако его следует

¹ Наличие вертикальных путей фильтрации под плотиной надо считать обязательной мерой. Из этого не следует, что нельзя запроектировать флютбет, состоящий только из горизонтальных путей. Однако такой флютбет менее рационален.

использовать исключительно для оценки опасности размыва основания фильтрующей водой как прием валовой практической оценки, опирающейся на большой опыт и учитывающей достижения теории, но не для определения фильтрационного противодействия на флютбет.

§ 57. РАСХОД ФИЛЬТРАЦИИ ПОД ПЛОТИНОЙ

Расход фильтрующей под плотинной воды зависит от гидродинамических условий грунтового потока и фильтрационных свойств грунта.

Таблица 31

Примерные значения коэффициента фильтрации для различных грунтов

№ п/п	Грунты	k в см/сек
1	Гравий 4—7 мм	3,5
2	” 2—4 ”	3,0
3	Песок чистый ”	1,0—0,01
4	Песчаный грунт с примесью глины	0,01—0,005
5	Песчано-глинистые грунты	$5 \cdot 10^{-3}$ — 10^{-4}
6	Глины	10^{-4} — 10^{-7}
7	Глина плотная (утрамбованная)	10^{-7} — 10^{-10}

Последние характеризуются, как известно, коэффициентом фильтрации k , величина которого определяется опытным путем: полевым (откачками) или лабораторным. Для грубых предварительных расчетов можно пользоваться эмпирическими формулами, например формулами Козени, Крюгера, Хазена и др. и ориентировочными данными, приведенными в табл. 31.

Фильтрационные расходы под плотинной имеют значение на реках с песчано-гравелистым или галечниковым дном (горные реки), и то на реках маловодных. Для рек с песчаными и более глинистыми, в определении

фильтрационного расхода обычно нет нужды.

1. ТОЧНЫЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЛЬТРАЦИОННОГО РАСХОДА

Для некоторых случаев акад. Н. Н. Павловский дал точные формулы расхода фильтрующей воды под плотинной. Формулы эти дают значение приведенного расхода ψ , т. е. расхода воды на единицу длины плотинной для напора $H=1$ м при коэффициенте фильтрации $k=1$ м/сек.

Зная приведенный расход ψ , нетрудно определить фактический расход Q для плотинной длиной L с напором H и при коэффициенте фильтрации k , именно:

$$Q = kLH\psi. \quad (111)$$

Приведем несколько таких теоретических решений.

а) Случай плоского фундамента без шпунтов при неограниченной толщине водопроницаемого грунта:

$$\psi = \frac{1}{\pi} \operatorname{arc} \operatorname{sh} \frac{y}{b}, \quad (112)$$

где все обозначения по фиг. 199, а sh — гиперболический синус.

Давая различные значения y , можно получать расход воды через основание плотинной на глубину y от подошвы.

б) Случай плоского фундамента с одним центрально расположенным шпунтом при неограниченной толщине водопроницаемого грунта.

Приведенный расход, считаваемый по выходу из грунта в нижний бьеф (по оси X), составит:

$$\psi = \frac{1}{\pi} \operatorname{arc} \operatorname{ch} \frac{\sqrt{1 + \left(\frac{x}{s}\right)^2}}{\sqrt{1 + \left(\frac{b}{s}\right)^2}}, \quad (113)$$

где b — полуширина флютбета, s — глубина шпунта.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСХОДА ФИЛЬТРАЦИИ ПО ГИДРОДИНАМИЧЕСКОЙ СЕТКЕ

При наличии гидродинамической сетки, построенной тем или иным методом, проводят какое-либо вертикальное сечение, например OY на фиг. 219. В точках пересечения линий токов с линией OY проводят касательные к линиям токов (на фиг. 219,а касательные в данном случае нормальны OY) и откладывают на них величины скоростей движения грунтовых вод v_0, v_1, v_2, \dots , вычисленные по сетке известным уже способом

($v=k \cdot dh/ds$). Соединяя концы горизонтальных проекций векторов скоростей (фиг. 219,б), получают эпюру скоростей, площадь которой (заштрихованная) и выразит с учетом масштабов расход фильтрационных вод q на единицу длины плотины (площадь эту можно вычислить графоаналитически по горизонтальным проекциям a_1, a_2, \dots скоростей v_1, v_2, \dots).

Если сетка построена по Форхгеймеру, то расход определяется следующим образом.

Элементарный расход между соседними линиями тока равен:

$$dq = v ds = k \frac{dh}{ds} ds = k dh,$$

поскольку сетка по Форхгеймеру квадратная (ds — сторона квадрата). Так как при построении сетки по Форхгеймеру число полос между линиями токов будет m , а число полос между эквипотенциалами получается n (фиг. 204, § 54), то

$$dh = \frac{H}{n} \text{ и } dq = k \frac{H}{n}.$$

Полный фильтрационный расход равен сумме элементарных расходов dq ; при принятом делении сетки элементарные расходы, проходящие между каждыми двумя соседними линиями тока, равны; следовательно полный фильтрационный расход:

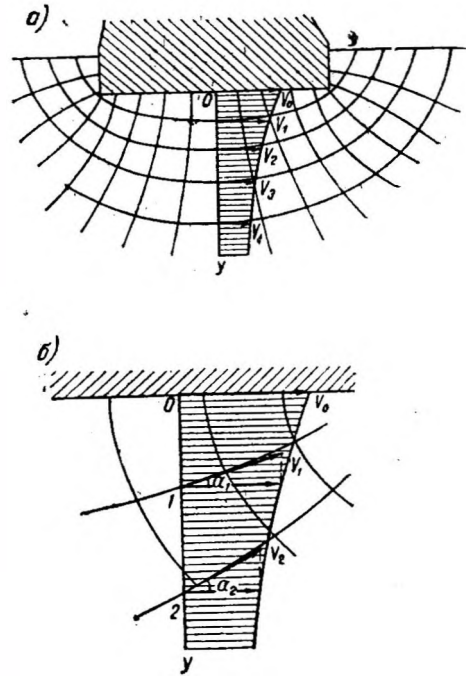
$$q = \sum dq = m dq = kH \frac{m}{n} \quad (114)$$

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСХОДА ФИЛЬТРАЦИИ В СЛУЧАЕ РАЗНОРОДНЫХ ГРУНТОВ (ВИРТУАЛЬНЫЙ СПОСОБ); ПОЛНЫЙ РАСХОД ПОД ПЛОТИНОЙ

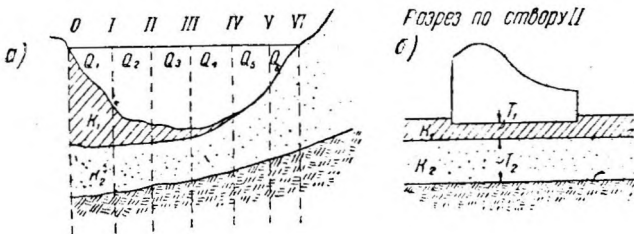
В реальных условиях в разных сечениях поперечного профиля реки (фиг. 220,а) будут разные условия фильтрации воды в основании, зависящие от геологической обстановки створа плотины. В таких случаях подсчет фильтрационного расхода делается по участкам с более или менее одинаковыми условиями, а общий расход определяется суммой:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots$$

Нередко встречающиеся двухслойные и



Фиг. 219.



Фиг. 220.

многослойные основания представляют пока непреодолимые трудности для расчета. Задачу здесь решают приближенно, приводя многослойное основание к условному однослойному, пользуясь методом приведения. Если одинаковый расход проходит по слоям разной толщины t_1, t_2, \dots и с разными коэффициентами фильтрации k_1, k_2, \dots , при одинаковом градиенте, то должно выполняться равенство

$$q = k_1 J t_1 = k_2 J t_2 = k_3 J t_3 = \dots$$

Из этого следует, что

$$k_1 t_1 = k_2 t_2 = k_3 t_3 = \dots,$$

откуда

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{t_2}{t_1}, \quad \frac{k_2}{k_3} = \frac{t_3}{t_2}, \quad ; \dots \quad (115)$$

т. е. при одинаковых градиентах двух слоев разной толщины и с разными коэффициентами фильтрации расходы воды по слоям будут одинаковы, если толщины слоев обратно пропорциональны коэффициентам фильтрации.

Расчет методом приведения (виртуальным) выполняется следующим образом: определяют виртуальную глубину двух слоев T_1 и T_2 (фиг. 220,б), приведенную к одному коэффициенту фильтрации k_1

$$T_e = T_1 + T_2', \quad \text{где } T_2' = T_2 \frac{k_2}{k_1},$$

и для нее подсчитывают расход по одному из указанных выше способов.

Так же можно поступить и с третьим слоем, приводя и его толщину к T_3' по коэффициенту k_1 .

4. ПРОСТЕЙШИЙ СПОСОБ ПОДСЧЕТА ФИЛЬТРАЦИОННОГО РАСХОДА

Самый грубый способ подсчета фильтрационного расхода при однородном грунте с коэффициентом фильтрации k и слоем толщиной T заключается в принятии движения воды равномерным при градиенте

$$J = \frac{H}{B + T},$$

где H —напор плотины,

B — длина водонепроницаемого подземного контура. Тогда расход фильтрации на единицу длины плотины выразится так:

$$q = k \cdot \frac{H}{B + T} \cdot T = \frac{kH}{1 + \frac{B}{T}}. \quad (116)$$

Отклонения результатов по формуле (116) от более точных могут достигать 12—20%, главным образом в сторону уменьшения.

§ 58. КОНСТРУКЦИИ И УСТРОЙСТВА ПОДЗЕМНОГО КОНТУРА ПЛОТИНЫ НА НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

Общий состав и соотношения частей подземного контура плотины довольно разнообразны и зависят от рода грунта основания, величины напора и типа плотины. Многие однако зависят от опыта и взглядов проектировщика, так как теория данного вопроса получила свое развитие главным образом в последнее время и еще не может считаться совершенной. Прежде существовали (а иногда и теперь продолжают применяться) разные эмпирические приемы проектирования флютбета. Например сторонники теории Бляя усиленно развивали длину горизонтальных частей контура плотины, другие, не следовавшие за Бляем, развивали вертикальные пути фильтрации и т. д. Поэтому обзор конструкций подземных частей плотины за последние десятилетия дает довольно пеструю картину.

1. ПОНУР

(фр. — **avant-radier**, нем. — **Vorboden**, англ. — **upstream floor**)

Основное назначение понура — увеличение длины путей фильтрации, уменьшение гидравлических градиентов и снижение фильтрационного противодавления на бетонный флютбет; попутно теми же средствами достигается уменьшение фильтрационного расхода. Поэтому понур должен обладать прежде всего водонепроницаемостью, сохраняя ее в течение всего срока службы плотины.

Материалом для понура служат: глина, суглинок, торф, глинобетон и железобетон.

а) Глиняные понуры устраиваются из жирной и пластичной глины с коэффициентом фильтрации не более $k = 0,000000A$ см/сек, где A — значащая цифра.

Глина укладывается в понур тонкими слоями около 0,10—0,15 м, разминается и укатывается катками или утрамбовывается.

Толщина глиняного понура, минимальная в верховом конце ($t_{\min}=0,75$ м), по мере приближения к флютбету увеличивается до 1—2 м в зависимости от напора на плотине (фиг. 221).

Иногда принимают наибольшую толщину понура по формуле:

$$t_{\max} = 0,75 + 0,05 H, \quad (117)$$

где H — напор в м, t_{\max} — тоже в м.

Проверка толщины понура может быть сделана и путем определения максимальных градиентов фильтрации через понур. Для этого пользуются эпюрой фильтрационного противодавления (фиг. 201 или 206) и определяют наибольшую разность напоров на понур в низовом его конце (у точки B' на фиг. 201 или C на фиг. 206), которая равна $\Delta H = (1-0,75)H$ для фиг. 201 и отрезку эпюры $C'C''$ на фиг. 206. Деля эту разность ΔH на толщину понура t , имеем:

$$J = \frac{\Delta H}{t}. \quad (118)$$

Величина J должна быть меньше $J_{кр}$, для глины считаемого равным $J_{кр} = 3-4$, следовательно

$$\frac{\Delta H}{t} \leq J_{кр}$$

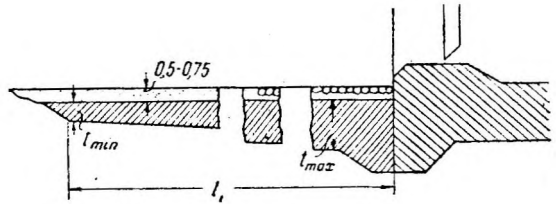
и

$$t \geq \frac{\Delta H}{J_{кр}}. \quad (118')$$

Сверху понур прикрывается защитным слоем из любого грунта, имеющегося под рукой, в целях предохранения глины от образования трещин в период строительства и от размыва водой и других повреждений в период эксплуатации. Ближайшая к порогу плотины часть защитного слоя при низком пороге плотины укрепляется еще во избежание размыва каменной мостовой или бетонными плитами на слое гравия или щебня.

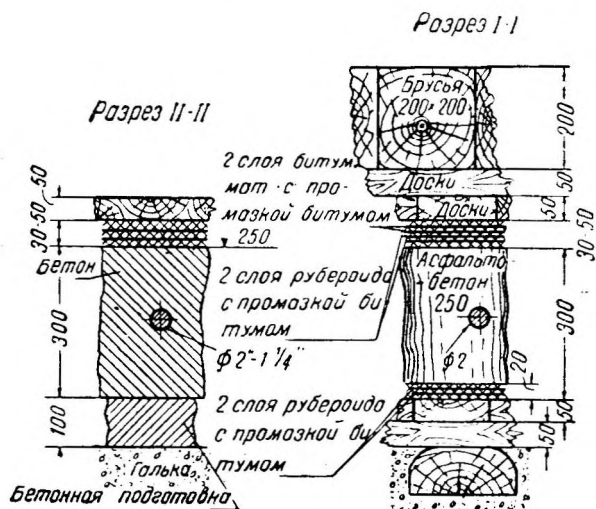
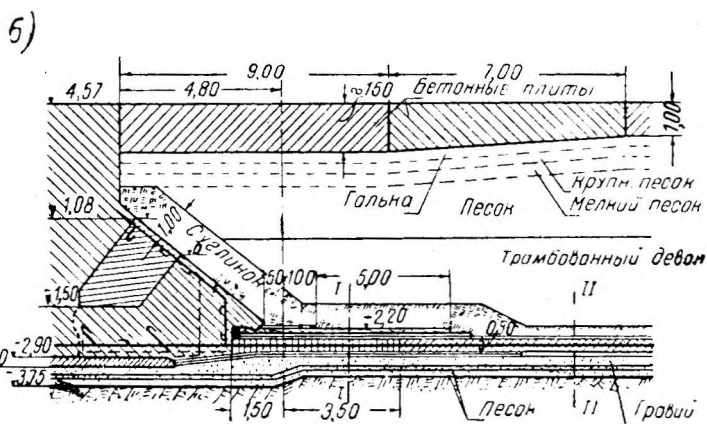
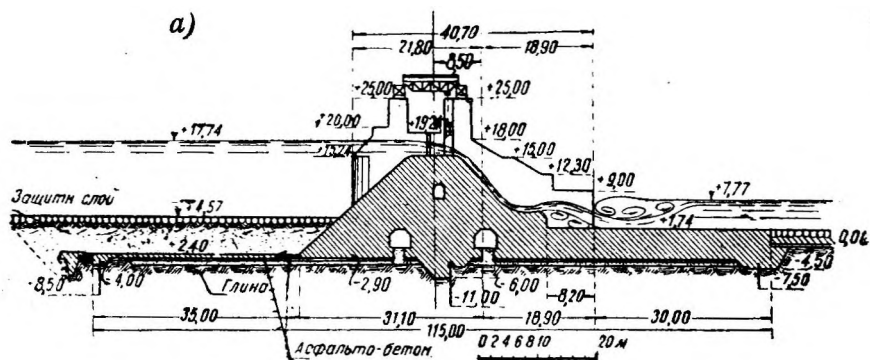
б) Суглинистые понуры выполняются из суглинков, обладающих коэффициентом фильтрации $k \leq 0,000000A$ см/сек. Устраиваются они аналогично глиняным понурам, но толщина делается на 20—30% более, чем у глиняных, ввиду меньшей пластичности суглинка.

в) Торфяные понуры в нашей практике появились недавно, впервые — на Белморстрое. Устраиваются они из торфа, хорош



Фиг. 221. Понур глиняный.

разложившегося (степень разложения 50% и более), с очень малым количеством растительных остатков, достаточно плотного, с влажностью порядка 80—85% (гл. 2).



Фиг. 222. Нижне-Свирская плотина и ее понур.

Сплошные торфяные понуры устраиваются аналогично глиняным, но на 50% толще¹, чем глиняные, и с пригрузкой сверху защитным слоем 1,0—1,25 м.

¹ Надо иметь в виду, что торф сильно сжимается и что после укладки и пригрузки толщина его может уменьшиться иногда почти вдвое.

Слоистые торфяные экраны отличаются от сплошных наличием прослойков песка в 0,5 м, что улучшает фильтрационные свойства понура в целом (т. II).

Торфяные понуры применяются в тех случаях, когда нет глины, а имеется торф. Кладка их должна производиться очень тщательно, по специальной инструкции; особое внимание должно быть уделено качеству торфа.

г) Глинобетонные понуры применяют в тех случаях, когда нет вблизи подходящего естественного материала: глины, суглинка, торфа (гл. 2).

Глинобетон лучше готовить на особой площадке, а не на месте укладки.

Смесь должна быть испытана на водонепроницаемость. При хорошем качестве глинобетона толщина его и способ устройства такие же, как у глиняного понура.

д) Железобетонные понуры применяются очень редко, обычно — в тех случаях, когда понур должен осуществлять одновременно некоторое статическое назначение, будучи неразрывно связан с бетонным массивом плотины или когда отсутствуют глина и тому подобные материалы. Статическая же работа железобетонного понура проявляется в результате того, что он прижат к основанию с силой, равной разности давления воды сверху и снизу (противодавление), помимо собственного веса.

Для случая фиг. 206 сила эта равна:

$$S = \gamma (l_n H - \text{пл. } BCC'B') + \gamma_1 l_n t = \gamma \cdot \text{пл. } B'C'C''B'' + \gamma_1 l_n t, \quad (119)$$

где l_n — длина понура, γ_1 — объемный вес его.

Под действием этой вертикальной силы возникает трение между понуром и основанием $T=fS$ (f —коэффициент трения), учитываемое в числе сил, сопротивляющихся сдвигу плотины.

Такой, довольно редкий, тип понура осуществлен на Нижнесвирской плотине (фиг. 222). Понур состоит из ряда железобетонных плит толщиной 0,4 м с осевой арматурой, проходящей в тело плотины. Для создания гибкого шва между плотиной и понуром (имея в виду осадку плотины) в месте их соединения цементный бетон заменили армированным асфальтобетоном, обладающим гибкостью и водонепроницаемостью (фиг. 222 а, б). Понур уложен на слое гравия, подстилаемого песком. Сверху он прикрыт несколькими слоями битумных матов и рубероида, промазанных битумом, затем 5-см досками. Вся эта конструкция покрыта сверху трамбованным суглинком и слоем девонской глины около 2—2,5 м для увеличения водонепроницаемости.

2. ШПУНТЫ

[фр. — **palplanches**, нем.—**Spundwand, Spundbohlen**, англ. — **sheet piles (sheet piling), sheeting**]

Из теории фильтрации под плотинами известно, что шпунты являются наиболее эффективной мерой для гашения напора фильтрующих вод. Основную роль играет верховой шпунт (фиг. 197—*CD*), низовой же—значительно меньшую; более того, низовой шпунт с точки зрения фильтрации снижает роль верхового, создавая как бы подпор грунтового потока, движущегося под флотбетом, и увеличивая фильтрационное давление на флотбет снизу. Если верховой шпунт гасит до 40—70% напора, то низовой всего 10—20%. Последнее зависит еще от расстояния между шпунтами: оно должно быть минимум $(1,5 \div 2) H$, где H —напор, при меньшем расстоянии второй шпунт почти бесполезен.

Однако низовой шпунт полезен, как мы видели, с точки зрения защиты основания от выпирания его гидродинамическими силами фильтра-

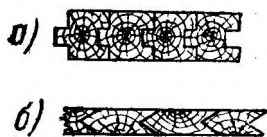
ции (уменьшение градиентов фильтрации при выходе в нижний бьеф) и некоторой защиты плотины на случай частичного размыва рисбермы. Поэтому практически низовой шпунт все же устраивают, но меньшей длины, чем верховой — минимально 2,5—3 м, с поверкой на выпор грунта и на градиенты выхода фильтрующей воды.

Были предложения устраивать этот шпунт дырчатым, т. е. с рядом отверстий в верхней его части, пропускающих фильтрационный поток через шпунт в нижний бьеф. В этом случае низовой шпунт не будет играть заметной роли в образовании подземного контура фильтрации, а будет только служить защитой в отношении возможного разрушения основания плотины и рисбермы. Но в таком случае необходимо устраивать перед отверстиями обратный фильтр, роль которого излагается ниже.

Иногда устраивается понурный шпунт (фиг. 197 — BB'), но значение его сравнительно мало и тем меньше, чем короче понур. Расстояния между понурным шпунтом и верховым также должны быть не менее $(1,5 \div 2) H$.

Глубина забивки шпунтов определяется величиной напора плотины H и производственными условиями. Желательно, чтобы глубина забивки была не менее $(1 \div 1,2) H$, но окончательную величину ее приходится

определять, на основании фильтрационных расчетов (§ 55—56).

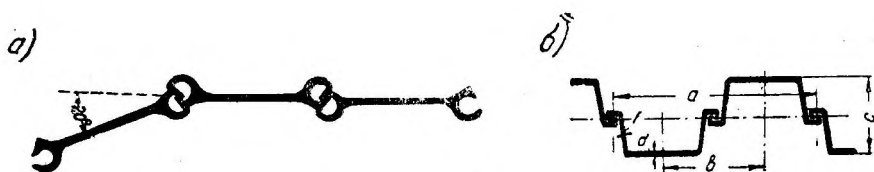


Фиг. 223. Деревянные шпунты.

а) Деревянные шпунты. Деревянные шпунты применяются обычно брусчатые (фиг. 223, а) толщиной 18—22 см, с прямоугольным гребнем; в менее ответственных случаях (небольшой напор, временные сооружения) допускаются дощатые шпунты (8—12 см) с треугольным гребнем (фиг. 223, б); верховой шпунт делается всегда брусчатым.

Глубина забивки шпунта—практически 6—7 м, иногда удается забить до 8 м. Деревянные шпунты можно применять в грунтах песчаных, глинистых, суглинистых, редко в гравелистых и легких галечных, и то при отсутствии крупной гальки и при снабжении шпунтин металлическими башмаками.

Водонепроницаемость деревянного шпунта не всегда удовлетворительна: случайные препятствия (камень и пр.) могут вызвать отклонения шпунтин и расстройство шпунта; качества шпунтовой бойки тоже играют



Фиг. 224. Металлические шпунты.

роль; шпунт часто обладает щелистостью (наличие щелей), что создает иное распределение линий токов и давлений в фильтрующем потоке, чем это дает картина, полученная методом ЭГДА или теоретически.

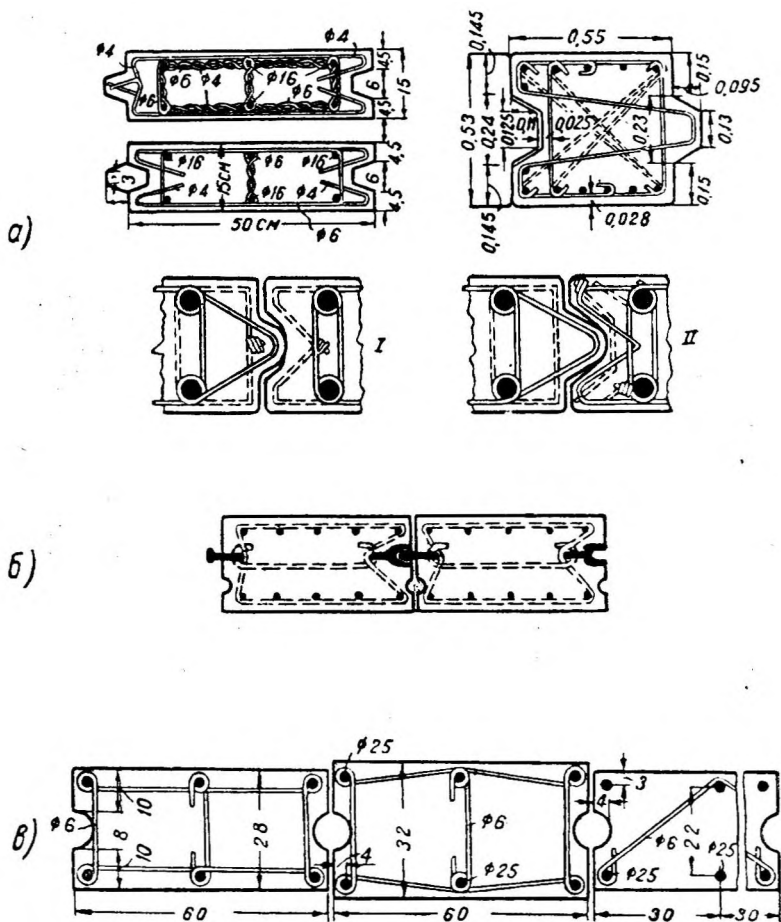
б) Металлические шпунты. Эти шпунты (из антикоррозийной стали) получили в последнее время самое широкое распространение за границей; в СССР тоже поставлено их производство на двух заводах. Длина шпунтин достигает 20 м, а при сварке или склепке можно их забить или опустить подмывом на глубину до 40 м (пример — строящаяся плотина Форт-Пек в США, см. т. II).

Металлические шпунты отличаются высокой водонепроницаемостью благодаря конструкции их замков, допускающих в то же время некоторый поворот шпунтин, и могут применяться при всех видах нескальных грунтов, в частности гравелистых, галечных, щебенистых и т. п.; они проби-

вают остатки деревянных шпунтов, даже бетон. Только наличие крупных валунов может помешать опусканию шпунта или создать неплотность его, но даже и в этих случаях иногда удается подмывом оттеснить валун и пройти шпунтом (примеры — на строительстве канала Москва — Волга).

Из многочисленных типов шпунтов у нас распространены два: тип Лакаванна (фиг. 224, а) и тип Ларсена (фиг. 224, б); последний обладает большей жесткостью и может применяться в тех случаях, когда нужна не только водонепроницаемость, но и сопротивляемость горизонтальным усилиям (набережные, ограждение котлованов и другие случаи).

в) Железобетонные шпунты (фиг. 225) применяются также в самых различных грунтах, вплоть до щебенистых; сечение их изгото-



Фиг. 225. Железобетонные шпунты.

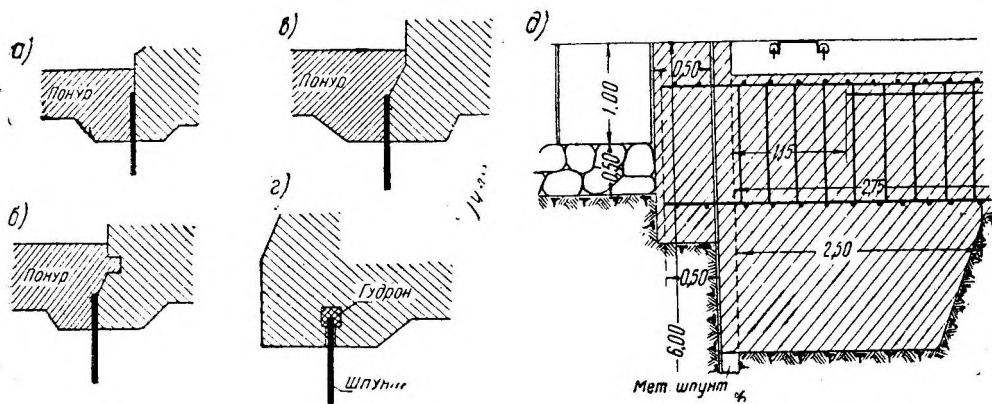
вляется с трапециoidalным гребнем и пазом по типу деревянных (фиг. 225, а) но существуют железобетонные шпунты с замками по типу металлических шпунтов (фиг. 225, б) или с продольными отверстиями, заливаемыми после забивки цементным раствором (фиг. 225, в). Сечение и длина железобетонных шпунтов могут выполняться в зависимости от задания и усилий, которые придется шпунту воспринимать. Толщина шпунтин — от 10 до 50 см, ширина — до 50—60 см.

г) Соединение шпунтов с флютбетом. Шпунты соединяются с флютбетом двояким способом: или они прислонены к флютбету и являются опалубкой для бетонирования флютбета (фиг. 226, а, б, в), или же

входят в тело флюتبета и участвуют тогда в работе последнего на сдвиг (фиг. 226, *з, д*).

Первый способ применяется обычно для низовых шпунтов, где заделка шпунта в бетон не вызывается особой необходимостью, а для верховых — лишь тогда, когда имеется достаточно мощный понур или не требуется учитывать работу шпунтов на боковые усилия. Контакт глиняного понура и бетонного флюتبета вообще является слабым местом плотины. Во избежание образования коротких путей фильтрации по контакту обычно понур в этом месте утолщают до 3—5 м, делается утолщение и во флютбете в виде зуба; шов между глиной и бетоном делают наклонным, чтобы обеспечить прижатие глины к бетону (фиг. 226, *б, в*); иногда удлиняют контакт, делая выемки в бетоне (фиг. 226, *б*), но это не рекомендуется, так как забивка глины в паз бетона затруднена и плотности соединения не получается, конструкция же бетонной части удорожается.

Заделка шпунта в бетон флюتبета при сжимаемых грунтах основания должна допускать осадку флюتبета независимо от шпунта, иначе во флютбете по линии шпунта появятся трещины. Такая заделка достигается оставлением над гребнем шпунта галлерейки в бетоне, заполняе-



Фиг. 226. Сопряжение шпунтов с флютбетом.

мой битумом (фиг. 226, *г*), и обеспечением известной „игры“ между шпунтом и бетоном.

При грунтах несжимаемых (галечные, щебенистые) шпунт может заделываться в бетон жестко; во избежание выкалывания наружной грани флюتبета шпунт иногда соединяется с арматурой, служащей для увеличения прочности бетонной плиты флюتبета, как например на Сюренской плотине (Suresnes) (фиг. 226, *д*).

3. ГЛУБОКИЕ ЗУБЬЯ

(фр. — *mur de garde*, нем. *Herdmauer*, англ. — *cut off wall*)

В тех случаях, когда забивка шпунтов невозможна по условиям грунта (крупногалечные, щебенистые, валунные основания, прослойки слабой скалы) или по условиям значительной глубины, а также в случаях, когда желают получить особо надежную водонепроницаемую преграду, доходящую до водонепроницаемого слоя основания (глины, скалы) и плотно в него заглубленную, прибегают к устройству глубоких бетонных или железобетонных зубьев, выполняемых большей частью опускным или кессонным способом.

Таким путем можно достигнуть глубины до 20—30 м и даже более (например кессонный зуб плотины Рейхенгалль, упоминавшейся в гл. 6, был заглублен на 24 м). При этом могут быть следующие схемы подземного контура (фиг. 227):

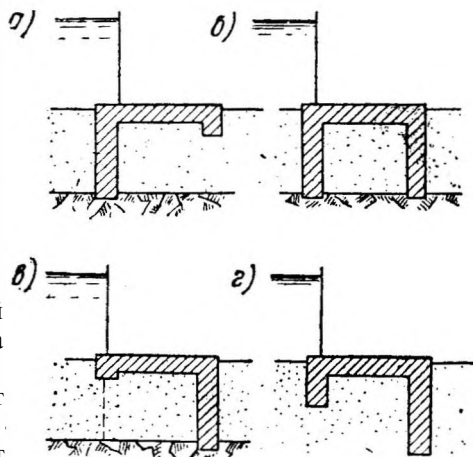
1. Верховой зуб — до водонепроницаемого грунта (фиг. 227,а), в низовом конце — небольшой зуб или шпунт на случай размыва рисбермы. При водонепроницаемости зуба на флютбет передается снизу лишь гидростатическое давление, соответствующее уровню нижнего бьефа.

2. Верховой и низовой зуб опущены до водонепроницаемого грунта (фиг. 227,б). Конструкция эта дорогая и основное назначение ее в том, чтобы в случае дефектов верхового зуба нужная водонепроницаемость была обеспечена низовым зубом. В этом случае (дефект верхнего зуба) фильтрационное противодействие на флютбет будет соответствовать полному напору плотины. Если же верховой зуб удовлетворителен, то низовой может играть только защитную роль на случай размыва рисбермы. Кроме того низовой зуб полезен при некоторых схемах производства работ по плотинам, защищая от вымыва паводком грунт основания между зубьями. Наконец, ограждая основание флютбета, два зуба позволяют допустить большую нагрузку от флютбета на нескальное основание.

3. Низовой зуб — глубокий, с верховой же стороны имеется или небольшой зуб или шпунт (фиг. 227, в). Эта схема является вариантом предыдущей, но более дешевым; здесь наперед учитывают возможность фильтрации верхового зуба и заменяют его шпунтом. Флютбет подвержен полному гидростатическому давлению воды снизу соответственно напору.

4. Оба зуба не достигают водонепроницаемого основания и имеют цель лишь удлинить путь фильтрации (фиг. 227, г). Низовой зуб делается глубже по соображениям возможности размыва рисбермы, хотя в связи с этим и увеличивается фильтрационное противодействие на флютбет, как это было объяснено в предыдущих параграфах.

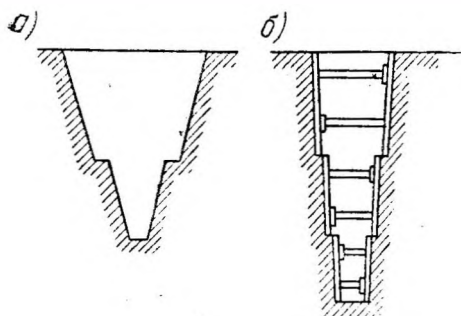
Наиболее целесообразной является 1-я схема при условии обеспечения водонепроницаемости зуба.



Фиг. 227. Схемы флютбетов с глубокими зубьями.

Конструкции

Конструктивно зубья могут выполняться открытым способом, подводной кладкой, в виде опускных колодцев и в виде кессонов.



Фиг. 228.

а) Открытый способ заключается в отрывке котлованов с водоотливом и выполнении бетонной кладки зуба, что возможно лишь при малом притоке грунтовых вод и под защитой перемычек (фиг. 228, а). Если откосы котлована не держатся круче 1:1, выгодно перейти к креплению распорами (фиг. 228, б).

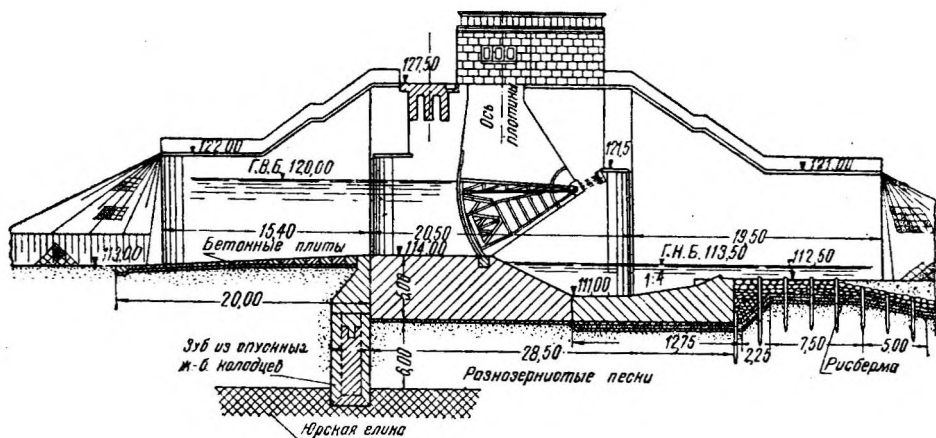
б) Подводная кладка. При этом способе для устройства котлована применяются механические снаряды (дреглайн, грейфер), водоотлив отсутствует, котлован заполнен грунтовой водой. Бетонная кладка делается по одкладки. Указанный метод не всегда

ному из способов подводной дает хорошие результаты.

в) Опускные колодцы. Этим способом можно проходить песчаные, гравелистые и галечные грунты без крупных камней и валунов. Глубина почти не ограничена. Для примера приводим Перервинскую плотину на Москва-реке, законченную в 1936 г., флютбет которой сопрягается с глинистым материком при помощи зуба в виде железобетонного опускного колодца на глубину более 6 м (фиг. 229).

г) Кессонный способ является универсальным, однако он наиболее дорогой; глубина опускания при нем возможна, как известно, приблизительно лишь до 35 м ниже уровня грунтовых вод, но, пользуясь искусственным понижением уровня грунтовых вод, можно кессон опустить и глубже.

Примеры кессонных зубьев приведены на фиг. 230 и 231, 164 (гл. 7) и фиг. 299 (гл. 9). На фиг. 230 приведен зуб плотины Оберфёринг на р. Средний Изар в голове силового канала (тип зуба, показанного на фиг. 227, а); на фиг. 164 — основание плотины Пернегг (типа с двумя зубьями — фиг. 227, б); на фиг. 231 — плотина Йеттенбах на Среднем Инне с одним низовым зубом и верховым шпунтом (тип фиг. 227, в); на фиг. 299 (тип фиг. 227, з) — плотина Гезген.



Фиг. 229. Перервинская плотина на Москва-реке.

При устройстве зуба в условиях вечной мерзлоты целесообразно под зубом применять цементацию грунта (§ 60), что возможно осуществить после предварительного прогрева скважины паром.

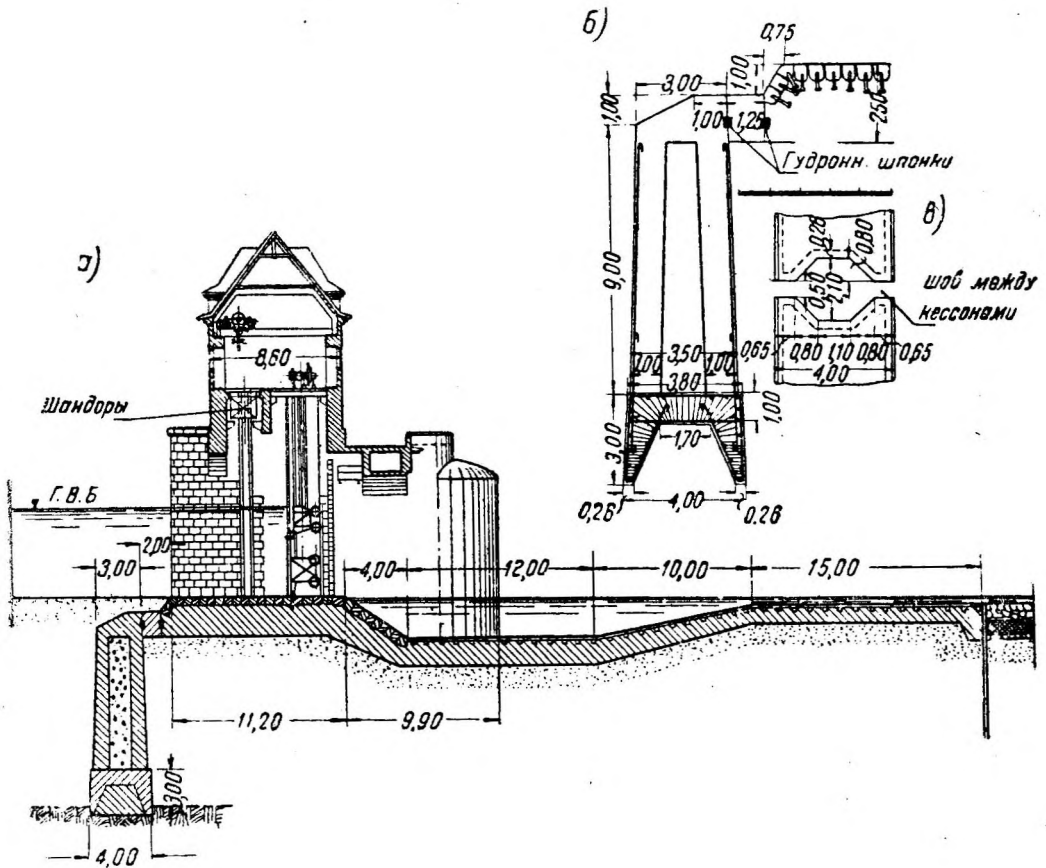
Детали

Толщина зубьев кессонного или опускного типа — от 3 до 5 м, длина отдельных кессонов или колодцев достигает 20—25 м, обычно соответствуя пролетам плотины.

Соединение зубьев с плотинной делается путем водонепроницаемых швов, допускающих независимую осадку тела плотины. Швы имеют 1—2 галереи, заполняемые гудроном (так называемые гудронные шпонки) для обеспечения водонепроницаемости (фиг. 230), но бывает и жесткое соединение с обязательным в этом случае армированием бетона (как например на плотине Пернегг), когда не опасаются осадки тела плотины.

Важной деталью является обеспечение водонепроницаемости в зазорах между кессонами или колодцами, оставляемых по условиям опускания отдельных частей зуба. Зазоры эти достигают 0,5—0,8 м. Заполнение зазоров делается путем последующего бетонирования (с помощью небольшого съемного кессона) особого колодца шириной до 2 м, образуемого

пазами в примыкающих стенах (фиг. 230, в); однако иногда это создает большие неудобства в работе, почему в иных случаях применяют забивку впереди зазора и сзади его металлических шпунтов и нагнетание цементного раствора в огражденное пространство.



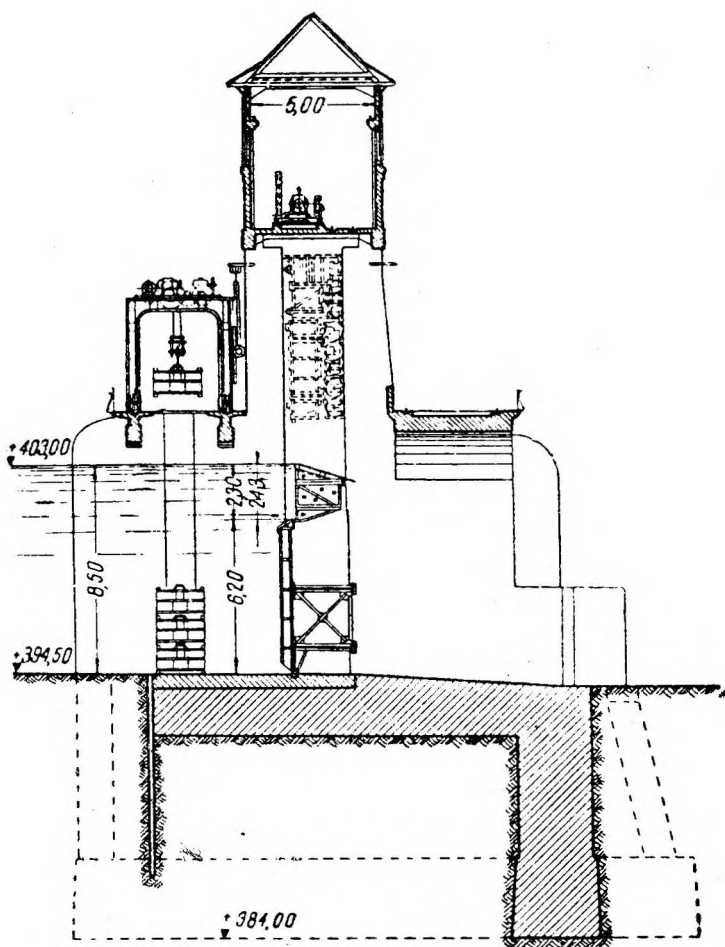
Фиг. 230. Плотина Оберферинг на р. Ср. Изар.

4. ДРЕНАЖ И ОБРАТНЫЕ ФИЛЬТРЫ

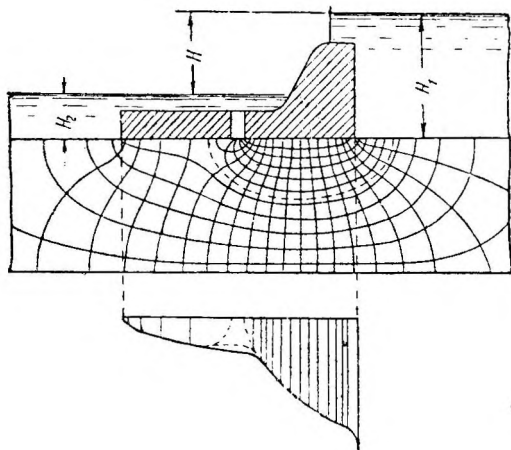
В целях понижения фильтрационного противодействия на флютбет применяют дренаж последнего, т. е. устройство в нем или под ним отверстий, отводящих воду из-под флютбета в нижний бьеф.

Действие дренажа сказывается в уменьшении фильтрационного давления на флютбет, поскольку для части фильтрационного расхода, забираемой дренажем, весь напор гасится до дрены. На фиг. 232 приведены гидродинамическая сетка для случая одного дренажного отверстия во флютбете и эпюра противодействия при наличии дрены. Дренаж вызывает увеличение расхода фильтрационной воды вследствие сокращения путей фильтрации и увеличения градиентов и скоростей.

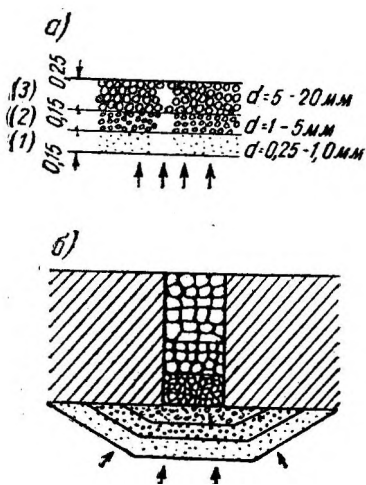
Построение сетки можно выполнять, пользуясь методом ЭГДА. Можно пользоваться и методом Форхгеймера, однако в этом случае несколько неопределенным остается вопрос о расходе, идущем в дренаж, и расходе, достигающем конца флютбета. Для приближенных подсчетов можно сначала построить сетку в предположении, что весь расход q_1 идет в дренажное отверстие, а затем построить сетку в предположении



Фиг. 231. Плотина Йеттенбах.



Фиг. 232. Гидротехническая сетка при дренаже.



Фиг. 233. Обратный фильтр.

отсутствия дренажа (расход будет q_2); приближенно можно принять, что в отверстие идет расход $q_1 - q_2$, но это грубый прием, так как расход дренажа будет зависеть и от размеров дренажных отверстий.

Наличие дренажа ведет к увеличению градиентов фильтрации при выходе в дрены. Величина последних может быть определена по гидродинамической сетке, и, если скорость течения окажется больше допустимой, необходимо устраивать обратный фильтр из нескольких слоев грунта (минимум 3) с постепенно возрастающей крупностью зерен.

В обратный фильтр не допускаются частицы меньше 0,05 мм; различие в размерах частиц смежных слоев фильтра [например на фиг. 233, а слоев (1) и (2) или слоев (2) и (3)] не должно быть значительным и должно подчиняться следующему правилу: если действующий (эффективный) диаметр частиц некоторого слоя a в фильтре равен d_{10}^a (это диаметр частиц, мельче которых содержится в грунте 10% по весу), а контролирующая крупность равна d_{60}^a (это диаметр частиц, мельче которых в грунте содержится 60% по весу) и если в смежном слое b соответственно эти диаметры равны d_{10}^b и d_{60}^b , то требуется, чтобы

$$\frac{d_{10}^b}{d_{60}^a} \leq 5. \quad (120)$$

Это положение читается так: эффективная крупность слоя более крупных частиц дренажа не должна превышать пятикратной контролирующей крупности смежного — более мелкого слоя.

На фиг. 233, а дренаж состоит из трех слоев: (1) — размерами частиц 0,25—1,0 мм; (2) размерами 1—5 мм; (3) размерами 5—20 мм. Толщина фильтра делается не менее 0,5 м. В каждом слое грунт должен быть по

возможности однородным (коэффициент неоднородности d_{60}/d_{10} не должен превышать 5).

Проектирование обратных фильтров не имеет еще надежной теоретической базы, поэтому целесообразно использовать опыт хорошо работающих фильтров и подбирать фильтр путем лабораторных испытаний. Фильтр подвержен двум противоположным опасностям:

1) мелкие частицы из грунта основания могут выноситься через фильтр; 2) мельчайшие частицы грунта основания образуют на поверхности первого слоя фильтра непроницаемую для воды корку, и фильтр перестает работать (фильтр "забит"). Поэтому в большинстве случаев, проектируя фильтры в плотине, считают с тем, что фильтр может перестать работать и фильтрационное давление повысится до такой величины, как если бы фильтра не было.

Профильтрованная через фильтр вода отводится колодцами в бетонном флютбете размерами до 1 м и более, заполненными гравелисто-галечным грунтом и камнем (фиг. 233, б) тоже в порядке обратного фильтра. Колодцы выходят в сборную галлерею, отводящую воду в нижний бьеф.

Пример дренажа плотин можно видеть на фиг. 222 (Свирская плотина), где вода отводится двумя галлереями. В данном случае дренажный слой под плотиной имеет и другое назначение — отводить грунтовую воду, выжимаемую из глинистого основания при его осадке, нормально к поверхности глины в указанные галлереи и тем избежать опасности выпирания глины за гранями плотины.

В последнее время были сделаны предложения усилить дренаж путем непрерывной откачки воды из дрен, поддерживая в них уровень ниже горизонта воды нижнего бьефа на величину h . При этом расход фильтрации возрастает вследствие повышения напора до $H+h$, и противодействие может быть снижено до величины меньшей, чем гидро-

статическое давление нижнего бьефа. Но это предложение едва ли приемлемо, потому что нельзя ставить судьбу плотины в зависимость от надежности работы насосной установки.

Б. СКАЛЬНЫЕ ОСНОВАНИЯ

§ 59. УСЛОВИЯ ФИЛЬТРАЦИИ ВОДЫ В СКАЛЬНЫХ ПОРОДАХ ПОД ПЛОТИНАМИ

1. ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТЬ СКАЛЬНЫХ ПОРОД

Материал скальных пород вообще обладает малой пористостью и влагоемкостью — в пределах от 0,5 до 35% (по объему). Особенно мала порозность изверженных пород (0,5—0,8%), например гранитов, базальтов, порфиоров; в осадочных породах (песчаники, известняки) — она выше: от 4 до 35%. Но размер пор скальных грунтов при этом столь мал, что их коэффициент фильтрации редко бывает больше коэффициента фильтрации глин. Поэтому фильтрация, происходящая в порах скальных грунтов, настолько ничтожна, что с ней вообще можно не считаться.

Однако скальные породы часто являются весьма водоносными в результате трещиноватости, которая свойственна таким породам.

Как правило, верхние поверхностные слои скальных пород бывают пронизаны трещинами различной величины — от долей миллиметра до нескольких сантиметров.

Трещины бывают различного происхождения: 1) тектонического — в результате различных дислокаций (сбросы, сдвиги, изгибы слоев); эти трещины самые крупные по размерам, особенно сбросовые; 2) от выветривания; 3) от вскрытия породы выемками, взрывными работами и тому подобными искусственными воздействиями. Трещины нередко бывают заполнены мелкими частицами, являющимися продуктом разрушения породы; иногда трещины ничем не заполнены; в районах вечной мерзлоты трещины заполнены льдом или смерзшимся грунтом.

Глубина распространения трещин в массиве пород различна и находится в зависимости от их происхождения: тектонические могут иметь место на глубине в несколько десятков и даже сотен метров; трещины выветривания по мере углубления их в толщу породы быстро затухают, но иногда наблюдаются на глубине в 10—20 и более метров. Направление трещин самое разнообразное, иногда оно подчиняется некоторой закономерности.

Степень трещиноватости и водонепроницаемости определяется путем искусственных нагнетаний воды, измерением выхода керна при бурении и другими методами.

2. ФИЛЬТРАЦИОННОЕ ПРОТИВОДАВЛЕНИЕ

Под действием напора на плотину в скальной трещиноватой породе основания возникает фильтрация воды, направленная из верхнего бьефа в нижний, аналогично фильтрации в нескальных породах. Однако законы движения воды в скальных породах значительно менее изучены, чем в зернистых нескальных грунтах; во всяком случае теоретические выводы, рассмотренные в § 53, неприложимы непосредственно к данному случаю.

Вообще говоря, вода движется по трещинам с некоторыми скоростями, причем напор ее постепенно падает к нижнему бьефу, где доходит до нуля. Таким образом общая эпюра фильтрационного противодействия (фиг. 205) под плотиной применима и в данном случае, и так как закон падения напора здесь неизвестен, то он обычно принимается в виде прямой, эпюра же противодействия получает в этом случае вид трапеции (фиг. 234, *a* и 235а).

Устройство у плотины с верховой стороны зуба и вертикальной преграды (фиг. 234, б) в виде цементационной завесы, создаваемой нагнетанием цементного раствора в буровые скважины под зубом (см. ниже), вызывает изменения в движении фильтрационного потока, сходные с действием верхового шпунта (фиг. 211): эпюра противодавления изменяется так, что непосредственно за цементационной завесой удельное давление измеряется уже не полным напором H , а его частью $\alpha_1 H$ (фиг. 234, б), где множитель α_1 — коэффициент уменьшения напора благодаря цементации и зубу.

По аналогии с верховым шпунтом, пользуясь графиком фиг. 211 и имея в виду, что обычно отношение глубины цементации s к ширине основания плотины b находится в пределах $0,2 < s/b < 0,9$, можно считать, что будет иметь значение около $0,3—0,6$.

Многочисленные наблюдения (фиг. 235, б) подтверждают это.

Другое мероприятие—дренаж основания в виде ряда скважин в основании непосредственно за зубом и цементационной завесой (фиг. 234, в) — еще более снижает коэффициент α_1 , что также подтверждается наблюдениями на выстроенных плотинах (фиг. 235 в, г), и величина α_1 падает до $0,1—0,3$.

Зная эпюру противодавления, можно подсчитать и величину его, для этого следует учесть площадь передачи давления фильтрационной воды на подошву плотины, так как вода давит не на всю площадь подошвы b , а только на часть, соответствующую трещинам, неплотностям в контакте и т. п. Обозначая площадь последних (рассматривая 1 пог. м длины плотины) в виде суммы $\Sigma\beta$ (фиг. 236), получим коэффициент площади α_2 :

$$\alpha_2 = \frac{\Sigma\beta}{b} \quad (121)$$

Величина α_2 остается пока мало известной; по некоторым соображениям¹, например о площади передачи давления от веса плотины на основание и др., коэффициент α_2 может иметь значение в пределах

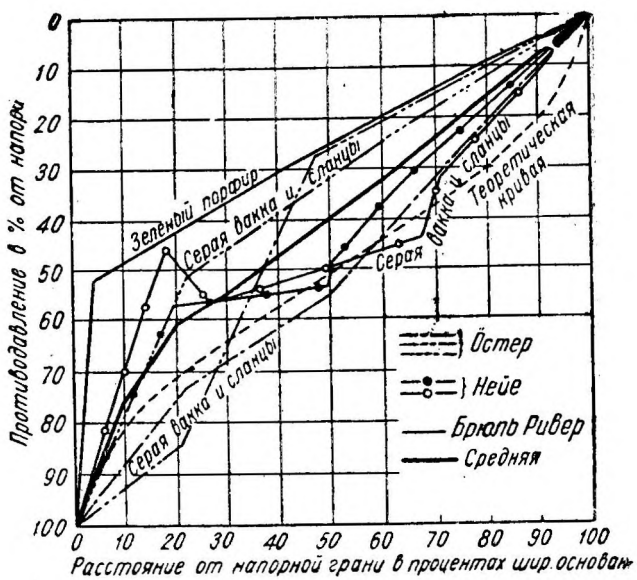
$$\frac{2}{3} < \alpha_2 < \frac{9}{10} \quad (122)$$

Полное фильтрационное противодавление может быть тогда определено по предложенной проф. М. М. Гришиным формуле (фиг. 237, а):

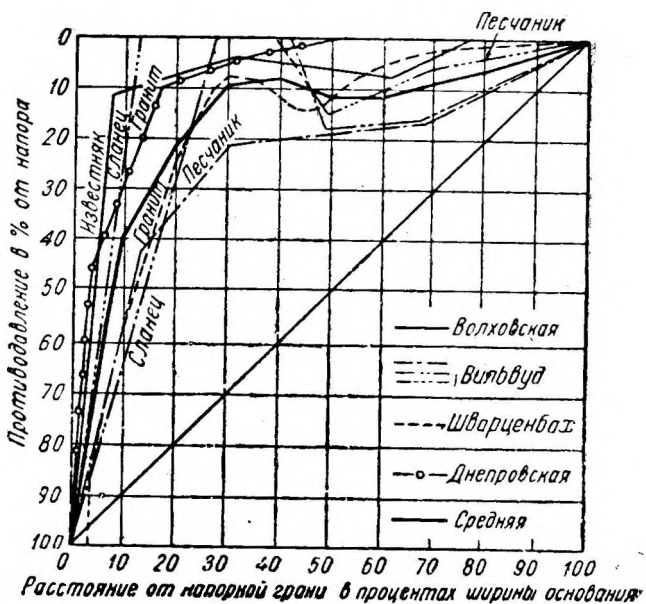
$$N = N_1 + N_2 = \gamma \left(\frac{\alpha_1 H b}{2} + H_2 b \right) \alpha_2 = \frac{1}{2} \gamma \alpha_2 b (\alpha_1 H + 2H_2). \quad (123)$$

Значение величины фильтрационного противодавления в условиях скальных оснований играет большую роль в расчетах устойчивости бетонных плотин; наличие большого противодавления вызывает увеличение объема плотины иногда на 20—30% и более по сравнению с объемом, необходимым в случаях отсутствия или незначительности противодавления. Недоучет противодавления может вызвать аварию плотины

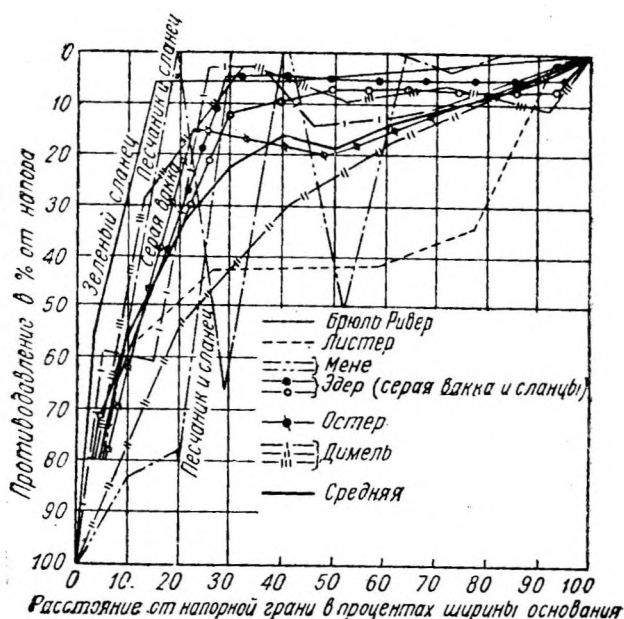
¹М. М. Г р и ш и н, О проектировании и возведении гравитационных плотин, журн. "Гидротехническое строительство" № 4. 1936 г.



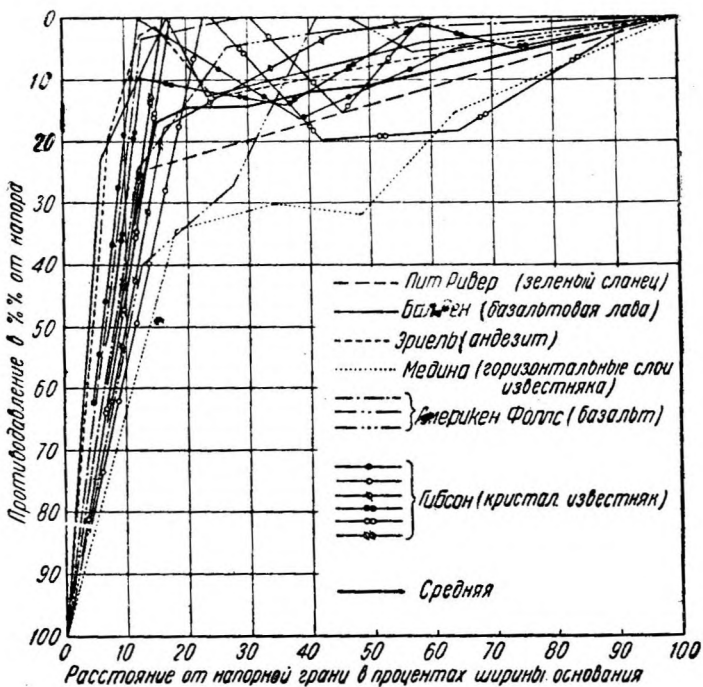
Фиг. 235а. Данные наблюдений над противодавлением.



Фиг. 235 б. Данные наблюдений над противодавлением.

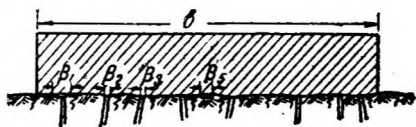


Фиг. 235в. Данные наблюдений над противодавлением.



Фиг. 235г. Данные наблюдений над противодавлением.

(сдвиг, появление трещин на верховой грани и т. п.). Поэтому данному вопросу мировая практика уделяет большое внимание, и во всех нормах для проектирования плотин даются те или иные рекомендации по учету противодействия.

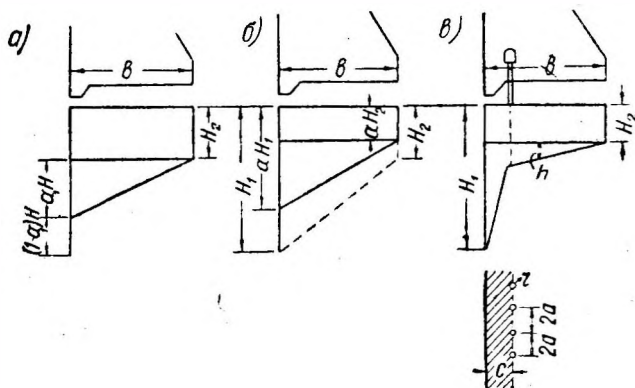


Фиг. 236.

Данные наблюдений над фильтрацией под некоторыми существующими плотинами приведены в четырех графиках (фиг. 235), заимствованных из работы инж. В. И. Дворяшина¹. К ним можно только добавить, что фильтрационное противодействие не остается постоянным: со временем оно постепенно уменьшается, например по ряду плотин оно уменьшалось через 1—4 года на 10—12%, а за более продолжительный срок — на 20 и до 30%; это объясняется заиливанием трещин, каковое конечно не всегда имеет место.

В нормах на бетонные плотины учет противодействия не делается пока тем дифференцированным путем, который дан в формуле (123), ввиду недостаточной определенности коэффициентов α_1 и α_2 , а рекомендуется противодействие учитывать по формуле (фиг. 237, б):

$$N = \alpha \gamma \frac{H_1 + H_2}{2} b, \quad (124)$$



Фиг. 237.

где α — коэффициент, учитывающий и трещиноватость пород, и зуб с цементацией, и прочие факторы.

Временные технические условия и нормы проектирования и возведения гравитационных плотин, разработанные институтом Водгео и утвержденные в 1933 г. Главстройпромом на один год², дают следующие значения коэффициента α (табл. 32).

Таблица 32

№ п/п	Характер основания	Высота плотины		
		до 25 м	от 25 до 50 м	более 50 м
1	Скала однородная водонепроницаемая	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3} - \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2} - \frac{1}{3}$
2	„ с незначительными недостатками	$\frac{1}{3} - \frac{1}{2}$	$\frac{2}{3} - \frac{3}{4}$	$\frac{3}{4} - \Gamma$
3	„ сильно трещиноватая, усиленно цементруемая	$\frac{3}{4} - 1$	$\frac{3}{4} - 1$	—

При наличии исправно работающего дренажа основания за цементационной завесой нормы Водгео рекомендуют определять величину остаточного напора h у дрен по формуле Гофмана:

$$h = \frac{H}{1 + \frac{c\pi}{a \ln \frac{a}{\pi r}}}, \quad (125)$$

¹ В. И. Дворяшин, О нормах на гравитационные плотины, журн. „Гидротехническое строительство“ № 7, 1936 г.

² Новых норм после 1933 г. не издавалось.

где a — половина расстояния между центрами соседних дрен

(фиг. 237, в);

c — расстояние от напорной грани до центра дрены;

r — радиус дрены.

Нормы Водгео считаются, судя по дискуссии, проведенной в журн. "Гидротехническое строительство" в 1936 г., осторожными, например величина $\alpha=1$ физически невозможна и может быть принята лишь условно как выражение запаса.

Германские нормы дают величину коэффициента a от 0,2 до 0,4, разрешая при хорошей цементации и дренаже вообще не учитывать противодействие. Это наиболее смелые нормы. В США в среднем принимают a около 0,5; наиболее осторожными являются итальянские нормы, которые послужили образцом для норм Водгео.

При применении формулы (123) проф. М. М. Гришиным было предложено принимать в случаях наличия зуба и цементации следующие значения α_1 :

1) для скалы однородной водонепроницаемой $\alpha_1 = 0,1 \div 0,35$;

2) „ „ с незначительными недостатками $\alpha_1 = 0,2 \div 0,5$;

3) „ „ сильно трещиновато..... $\alpha_1 = 0,4 \div 0,7$,

величину же α_2 принимать в зависимости от качества подошвенного шва и скалы — от 0,7 до 0,9.

Надо в заключение отметить, что выбор коэффициента α нужно производить после тщательного изучения качеств основания, учитывая способы производства работ, опыт аналогичных сооружений и ответственность плотины. В этой области требуются еще серьезные научно-исследовательские работы.

3. ДРУГИЕ ПОСЛЕДСТВИЯ ФИЛЬТРАЦИИ

Фильтрация в скальных породах может оказаться вредной еще по следующим причинам:

а) ввиду значительных утечек воды из водохранилища;

б) вследствие химического воздействия воды на скальные породы и связанного с этим их разрушения.

Практика плотиностроения знает случаи исключительных расходов фильтрации, как было отмечено в § 37.

Химическое разрушение пород проявляется в тех случаях, когда породы содержат легко выщелачиваемые вещества: гипс, ангидрид, каменную соль. По этой причине например разрушилась плотина Аустин (Austin) в Техасе в 1900 г. (известняки). В плотине Бьер (Biers) около Базеля, построенной на триасовых сланцах, вскоре после постройки обнаружили трещины, плотина осела. Причина — растворение пластов гипса под сланцами, при первоначальных изысканиях не обративших на себя внимания. Одной из причин разрушения плотины Сен-Френсис (S. Francis) близ Лос-Анжелоса было наличие по правому склону долины прослойков гипса, которые вскоре же после постройки плотины были выщелочены.

Что касается возможности часто механического разрушения пород фильтрующей водой, то это мало вероятно, так как скорости фильтрации даже при самых больших градиентах фильтрации недостаточны для этого.

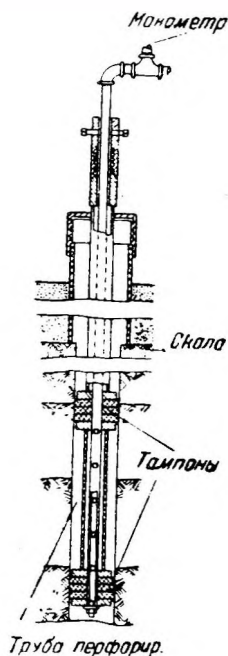
Защитные в отношении фильтрации мероприятия в скальных основаниях обычно ограничиваются устройством зуба и цементации под ним; в случае агрессивных вод применяют специальные составы бетона и изоляционные мероприятия (гл. 2).

§ 60. ЗУБ И ЦЕМЕНТАЦИЯ ОСНОВАНИЯ

Зуб представляет собой заполненную жирным бетоном траншею, глубина которой обычно равна $5—10\%$, а ширина—приблизительно 3% от высоты напора плотины.

1. ПРОИЗВОДСТВО ЦЕМЕНТАЦИИ

Искусственная водонепроницаемая завеса под зубом создается путем бурения в основании зуба вертикальных или наклонных скважин и последовательной их цементации под напором. Порядок цементации обычно таков: под зубом плотины бурится 1-я очередь скважин диаметром 50—150 мм на расстоянии 3—5 м одна от другой, на глубину, зависящую от качества основания и ожидаемого напора. Каждая скважина испытывается водой под давлением, не меньшим, чем высота запроектированной плотины, причем тщательно записываются расходы по каждой скважине. Нагнетание воды в скважины имеет две цели: во-первых, выяснить водопоглощательную способность основания и, во-вторых, промыть скважины и примыкающие к ним трещины для лучшего сцепления их стенок с раствором при цементации. Для того чтобы получить представление о местонахождении наиболее сильно фильтрующих горизонтов в основании, отдельные скважины испытываются водой по вертикальным отсекам путем применения аппаратуры, изображенной на фиг. 238.



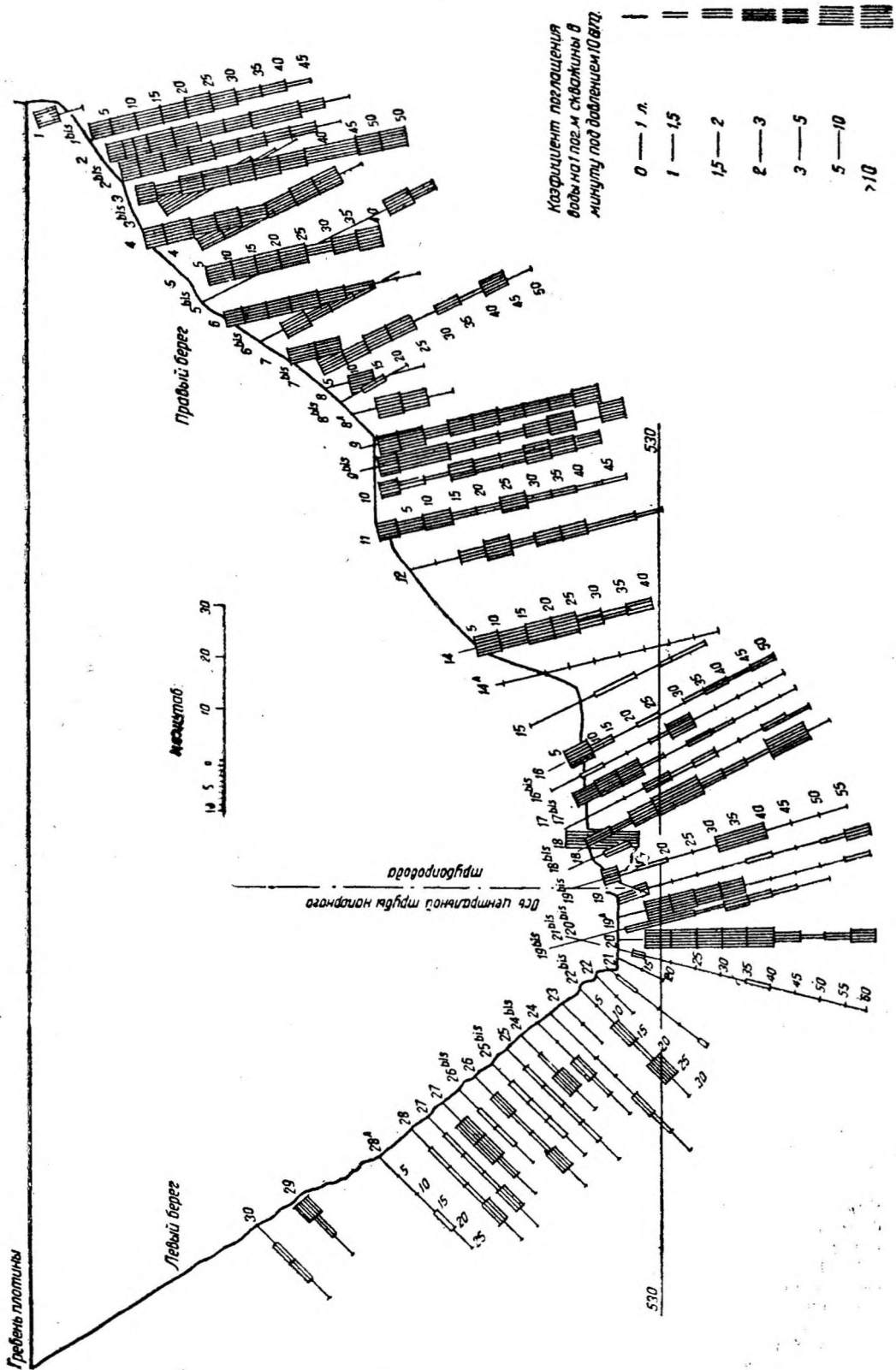
Фиг. 238. Аппарат для испытания скважин нагнетанием воды.

в шахматном порядке пробуриваются промежуточные скважины, которые также сначала испытываются нагнетанием воды, а затем цементируются. Если необходимо, то бурится и третья очередь (или ряд) скважин.

Другой метод заключается в том, что скважины цементируются постепенно: сначала бурение производится на глубину в 5 м, скважина опробывается водой, и если водонепроницаемость ее велика, то она цементируется, затем она разбуривается вновь и углубляется на новые 5 м, которые также испытываются, и т. д. Цементация останавливается на той глубине, где скала достаточно непроницаема для воды, и это делает цементацию надежной и достаточно экономичной.

Однако в практике плотиностроения не имеется единого мнения по вопросу о том, когда скалу можно считать водонепроницаемой. Так, распространено мнение, рекомендуемое считать цементацию законченной, когда фильтрация на 1 пог. м скважины в течение 15 мин. под давлением, соответствующим полуторному напору плотины, не превосходит 1 л/мин; в других случаях довольствуются давлением в 8—10 ат при испытании в течение 10 мин.

Как уже было сказано, цементация скважины начинается при небольшом давлении, которое затем постепенно повышается, достигая максимума в зависимости от величины напора плотины и качеств скалы. Обычно первоначальное давление должно быть несколько выше проектируемого напора. Чрезмерное давление может вызвать нарушение цельности породы, появление новых трещин и пустот, а следовательно может повести к дополнительным расходам по цементации.



Фиг. 239. Схема цементации плотины Сарран.

В практике предельное давление цементации достигает самых разнообразных величин. Обычно для плотин средней высоты оно равно 10 ат, но на плотине Тепукс-Тепек (Терих-Терес) в Мексике (базальты и лава)

высотой 46 м эта величина колебалась от 20 до 100 ат.

Очевидно, что при плотных породах с волосяными трещинами необходимы более высокое давление и более жидкий раствор; при значительных по размерам трещинах и слоистых породах применяют относительно низкое давление и более густой раствор.

Консистенция раствора для волосных трещин применяется порядка: 1 часть цемента на 8—10 частей воды; при значительных размерах трещин соотношение меняют до 1:1 (Днепр); иногда для уменьшения расхода цемента в раствор добавляют песок.

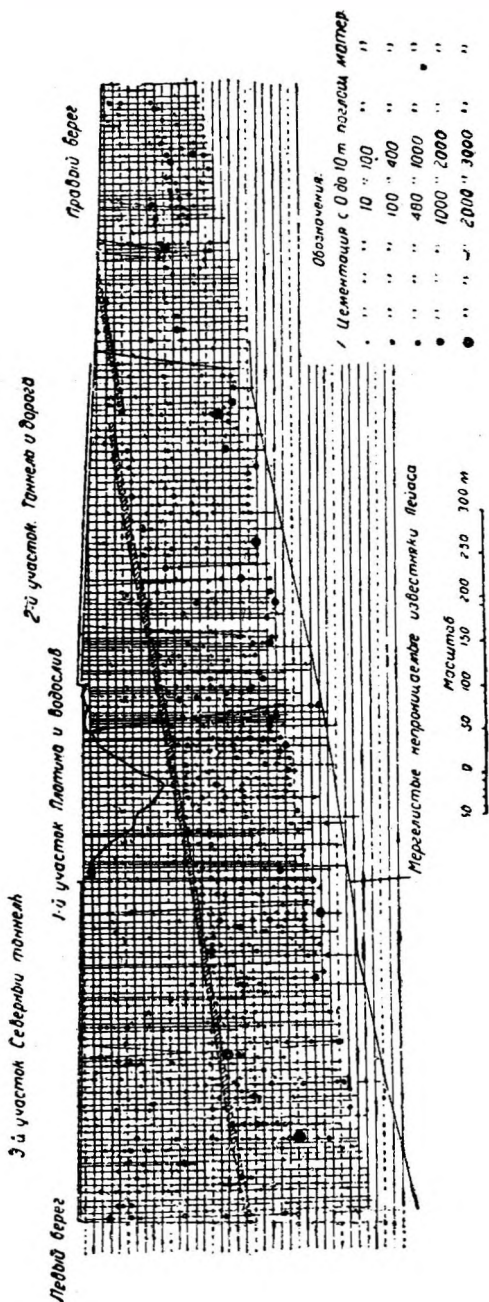
Цементацию предпочитают производить лишь после предварительной укладки на поверхности скалы известной толщи бетона. Такой метод работы гарантирует стабильность поверхностных слоев породы и кроме того чрезвычайно полезен с точки зрения уплотнения стыка между подошвой плотины и основанием. При этом скважины или выводятся при бетонировании на поверхность бетона металлическими трубами, или бурение производится через предварительно выполненную кладку плотины.

2. ПРИМЕРЫ ЦЕМЕНТАЦИИ

Эффект цементации как мероприятия против фильтрации воды из водохранилища чрезвычайно велик. Об этом наглядно свидетельствует успех работ в этой области, достигнутый на вышеупомянутой (100-метровой) плотине Камараза (§ 37). Работы по цементации, длившиеся здесь в течение четырех лет, уменьшили утечку воды с 11,26 м³/сек до 2,5 м³/сек. Пришлось подвергнуть цементации не только зону плотины, но далеко захватить и оба берега, как это видно из фиг. 240. Отдельные скважины поглощали до 3000 т раствора. Глубина отдельных скважин достигала 400 ж, следуя залеганию водонепроницаемого слоя. Кроме 41 000 т цемента (ввиду больших размеров трещин) в раствор было пу-

щено 20 000 т шлакового песка и 130000 т речного песка. Осложняющим обстоятельством было то, что цементация производилась при полном напоре, так как плотина не имела донного водоспуска.

Цементация Днепровской плотины, основанной на граните с трещиноватостью, убывающей по мере углубления, была осуществлена в два приема. В первую очередь бурились и цементировались непосредственно с поверхности скалы скважины глубиной в 8 м при диаметре 5 см. Основная глубокая цементация производилась затем уже через слой бетона толщиной не менее 8—10 м, причем скважины имели диаметр 15 см и глубину в скале до 25—30 м и располагались на расстоянии 3,62 м от напорной грани плотины и через 1,625 м одна от другой (фиг. 241). После тщательной цементации эти скважины бурились



Фиг. 240. Схема цементации плотины Камараза.

и испытывались воздухом контрольные скважины. Давление воздуха назначалось в соответствии с весом бетона и скалы над испытуемым местом. Цементация считалась удовлетворительной, если в течение 10 мин. давление воздуха в скважине падало не больше чем на 15%. При неудовлетворительных результатах испытания контрольные скважины цементировались и бурились новые.

3. АСФАЛЬТИЗАЦИЯ И ГЛИНИЗАЦИЯ ОСНОВАНИЯ

В случае, если нагнетаемый цементный раствор вымывается фильтрующей водой, не успевая схватиться, прибегают к уплотнению скалы нагнетанием расплавленного асфальта.

В плотине Таларн (Talaran) в Испании ($H = 104$ м) потери воды достигали 2563 л/сек.

После нагнетания цементного раствора и асфальта фильтрация уменьшилась до 24 л/сек.

Асфальтизация применялась и на плотине Хельс-Бер (Hales Bar) в США на р. Тенесси, где цементация известняков не дала результатов. Асфальт пропускаться через трубу с отверстиями и проводником электрического тока в середине трубы для прогрева асфальта. Длина пути асфальта достигала 305 м.

На плотине Медден (Madden — система Панамского канала) применялась глинизация известняков и песчаников основания, оказавшаяся лучше цементации, так как глинисто-песчаный раствор не имеет присущего цементному раствору дефекта — быстрого схватывания. Насыщение глинисто-песчаного раствора характеризовалось 55% воды по весу, раствор проникал в трещины размером не менее 1—1,5 см. При наличии движущихся подземных вод нагнетание глины не дает результатов.

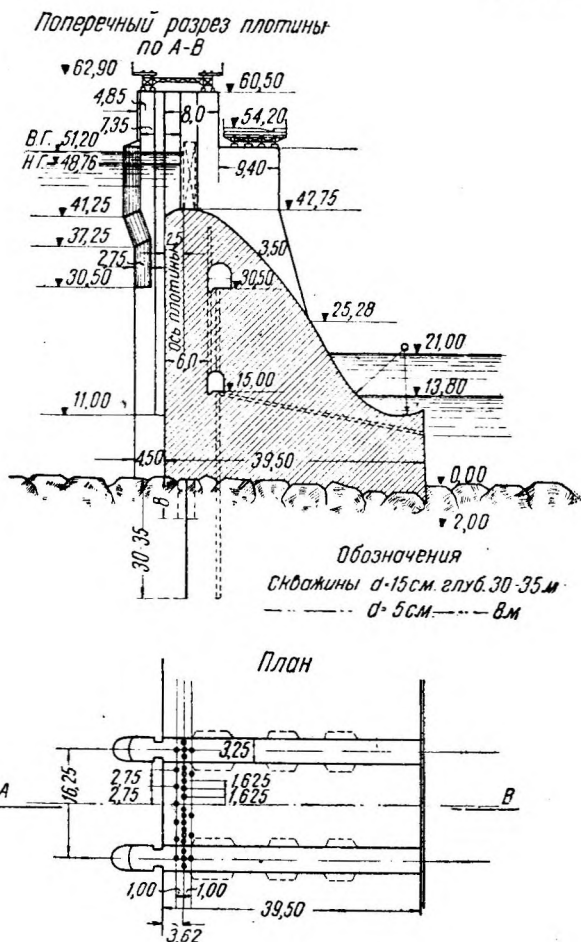
4. ЗАМОРАЖИВАНИЕ ГРУНТА

В проекте плотины на р. Каме у г. Перми был разработан вариант создания завесы вместо цементации путем замораживания грунта на значительную глубину и поддержания низкой температуры в течение эксплуатации специальной холодильной установкой.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 8

А. На русском языке

1. По общему списку — № 1, 2, 7, 10, 11, 12.
2. Журнал "Гидротехническое строительство" за 1935 г., № 10; за 1936 г. № 4, 7, 12; за 1937 г. № 6.
3. Давидович В. И., Метод электродинамических аналогий, Л. 1932 г., изд. Ленинградского гидротехнического института.
4. Замарин Е. А., Расчет движения грунтовых вод, Ташкент 1928 г.



Фиг. 241. Схема цементации Днепроvской плотины.

5. З а м а р и н Е. А. и Ш и п е н к о П. И., Номографические расчеты гидросооружений М. 1934 г.
6. Люжон М., Плотины и геология, пер. с франц., ОНТИ, 1936 г.
7. Павловский Н. Н., Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями и ее основные приложения, 1922 г.

Б. Иностранная

1. По общему списку — № 1, 2, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16.
2. Lane E., Security from under-seepage masonry dams on earth foundations, "Proc. -Amer. Soc. Civ. Eng.," 1934, IX; 1935, 1.
3. Christians, Asphalt grouting under Hales Bar Dam., "Eng. News Record", 1926, 4, p. 798.

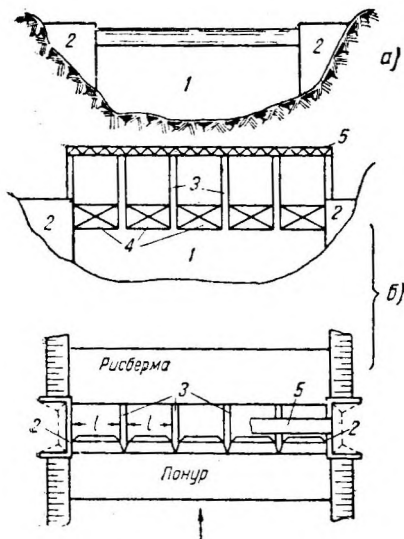
ГЛАВА ДЕВЯТАЯ

ВОДОПОДЪЕМНЫЕ ПЛОТИНЫ

§ 61. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ОТВЕРСТИЙ ПЛОТИН

Водоподъемные плотины (гл. 6, § 41) характеризуются относительно невысокими подпорами и способностью пропускать значительные расходы воды, мало или совсем не отличающиеся от бытовых (незарегулированные).

По последнему признаку водоподъемные плотины, как правило, являются водосливноыми с затворами на гребне или без них. Плотины с затворами называются еще щитовыми, разборчатыми.



Фиг. 242. Схема водоподъемной плотины.

1. ОСНОВНЫЕ ЧАСТИ ПЛОТИНЫ

На фиг. 242 представлены схемы водосливной плотины — без затворов (а) и с затворами (б); на схемах показаны отдельные части плотины: 1 — тело плотины или флютбет; 2 — береговые глухие части, сопрягающие тело с грунтом берега и называемые береговыми устоями; 3 — промежуточные опоры, называемые быками или бычками; 4 — затворы или щиты, передающие воспринимаемый ими напор на быки; 5 — служебный мост (мостик), перекрывающий пролеты между быками и устоями и используемый для управления затворами и сообщения по плотине.

Расстояния между плоскостями соседних бычков по нормали к ним называются пролетами плотины (l), сумма всех пролетов (Σl) носит название полного отверстия плотины.

2. РАСПОЛОЖЕНИЕ ПЛОТИНЫ В РУСЛЕ РЕКИ

Обычно плотины располагаются нормально к оси потока (фиг. 243, а), что соответствует минимуму длины плотины и расхода материалов. В некоторых случаях ось плотины располагается наискось (фиг. 243, б), что может быть вызвано или геологическими условиями (простираение прочных слоев, на которых располагается плотина), или желанием увеличить длину отверстия плотины для пропуска паводка при небольшом переливающемся слое, или наконец иногда для удобства входа в ответвляющийся из реки канал, (например при лесосплавных каналах). Увеличение водосливноого фронта может быть достигнуто и устройством плотины ломаной в плане или криволинейной (фиг. 243, в, г) выпуклостью к верхнему бьефу (по этим соображениям устроена криволинейной

Днепровская плотина). Последнее имеет еще то преимущество, что падающие с плотины струи воды концентрируются в середине реки и меньше размывают берега. Наконец встречаются и своеобразные ломаные очертания плотин в плане вроде показанного на фиг. 243, д, вызванные также соображениями об увеличении длины водосливного фронта.

3. ФОРМЫ ВОДОСЛИВНЫХ ЧАСТЕЙ

Водосливные части (фиг. 244) плотин могут выполняться в виде одноступенчатой *a* и многоступенчатой *б*, стенки с плавным криволинейным очертанием *в*, трапецеидальной стенки *г* и плоской или одноступенчатой плиты *д*.

Тип *a* (одноступенчатой стенки) применяется при небольших напорах (до 3—4 м), наличии надежного основания и отсутствии более или менее значительного ледохода и крупногалечных наносов. Положительным его качеством является простота, но существенным дефектом — разрушительное действие свободно падающей струи на дно русла и его крепления.

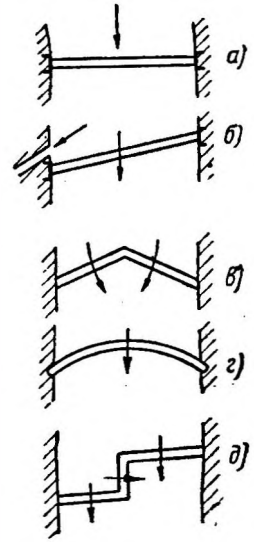
Кроме того при известном наклоне низовой грани струя может падать на эту грань и разрушать ее, особенно при ледоходе. В настоящее время такие плотины применяются редко.

Тип *б* (многоступенчатой стенки) представляет в гидравлическом отношении многоступенчатый перепад, в котором частичное гашение энергии сливающейся воды происходит в пределах перепада, почему дно ниже плотины размывается меньше, чем в типах *a*, *в*, *г*. Однако такой тип приводит к значительной ширине основания и перерасходу материала по сравнению с другими типами, так как уклон низовой грани в среднем получается не менее 1:2.

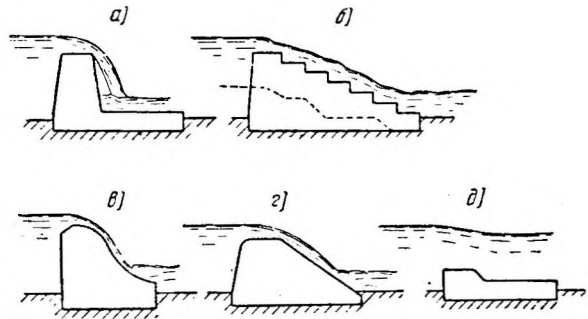
Гашение энергии при таком уклоне далеко несовершенное. Поэтому указанный тип может быть оправдан при наличии значительного падения скального дна реки в месте плотины (пунктирная линия фиг. 244, б) или же на искусственных водотоках (водосбросы на каналах, в обход глухой плотины в берегах), где он и находит себе применение; в современном плотиностроении он не принят [примеры существующих плотин: Гиндукушская в Средней Азии, Гильбо (Gilboa) в США].

Тип *в* (с криволинейной гранью) называется иногда гуськовым (гуськообразным), имеет очень широкое распространение в практике. Наличие криволинейной грани обеспечивает плавный спуск воды из верхнего бьефа без отрыва струи и ударов в нижний бьеф, с которым струя сопрягается также плавно благодаря закруглению грани. По такому типу устроены известные водосливные плотины: Днепровская (фиг. 241, гл. 8), Волховская (фиг. 245), Сызранская, Земоавчальская на р. Куре (фиг. 246).

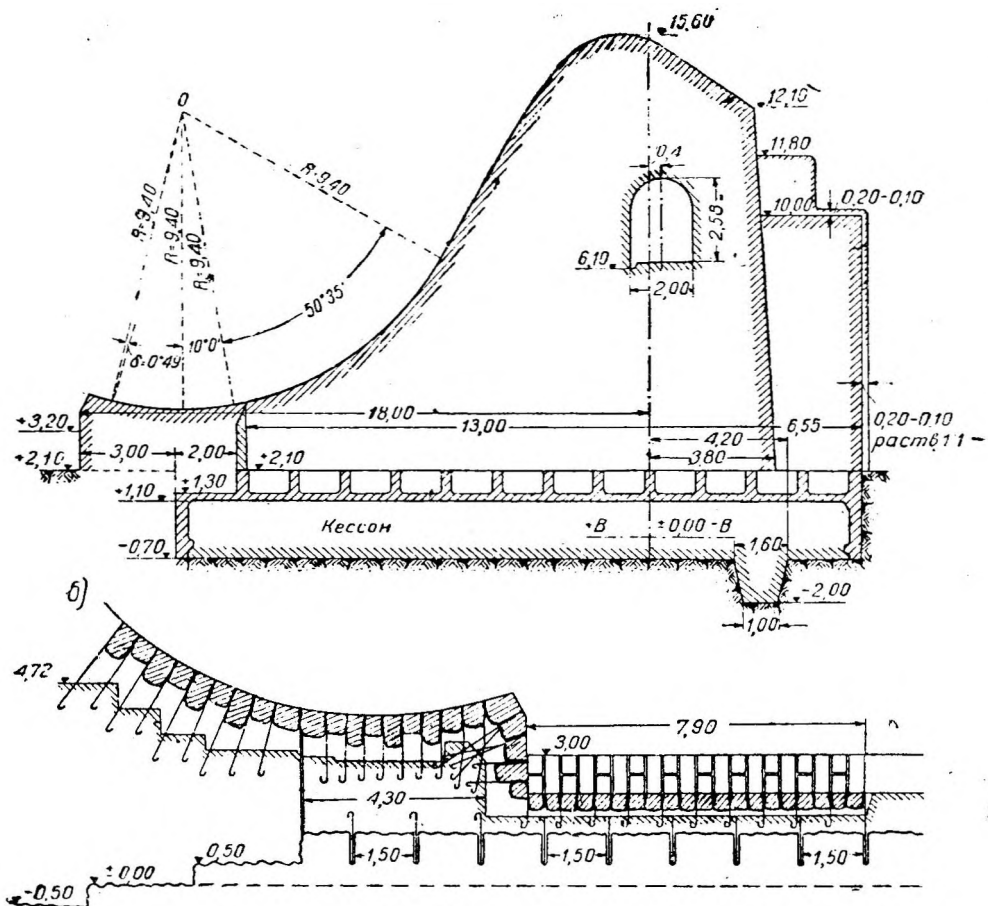
Тип *г* (трапецеидальной формы) применяется, когда нужен широкий гребень водослива для размещения затворов, в большинстве случаев опускающихся в нишу, устроенную в теле плотины. Низовая грань делается и криволинейной (фиг. 247) и прямолинейной (фиг. 248 —



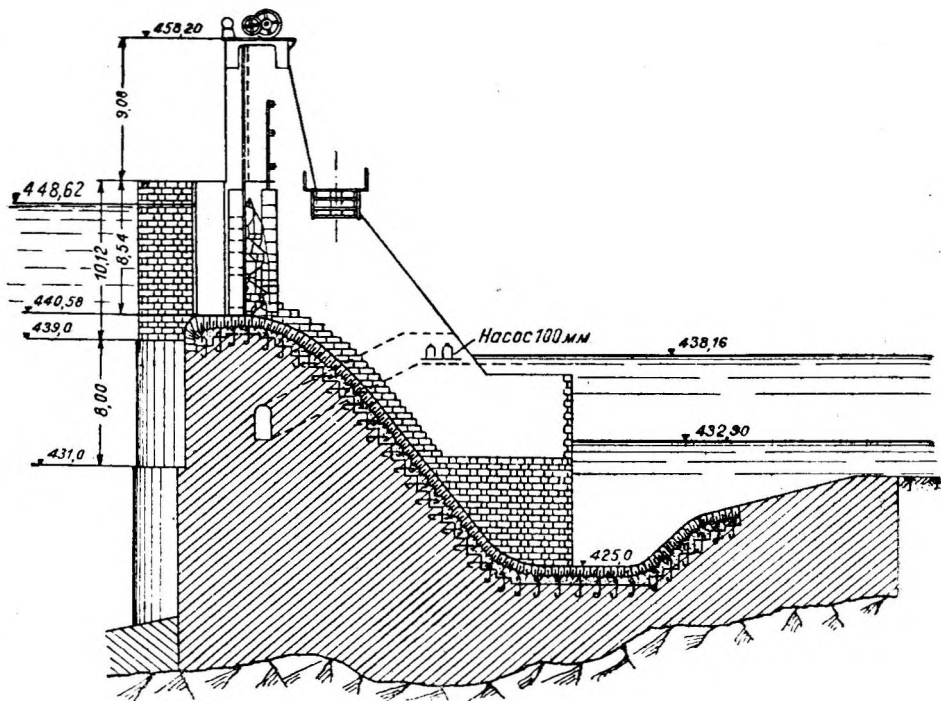
Фиг. 243. Расположение плотин в плане.



Фиг. 244. Схемы водосливов.

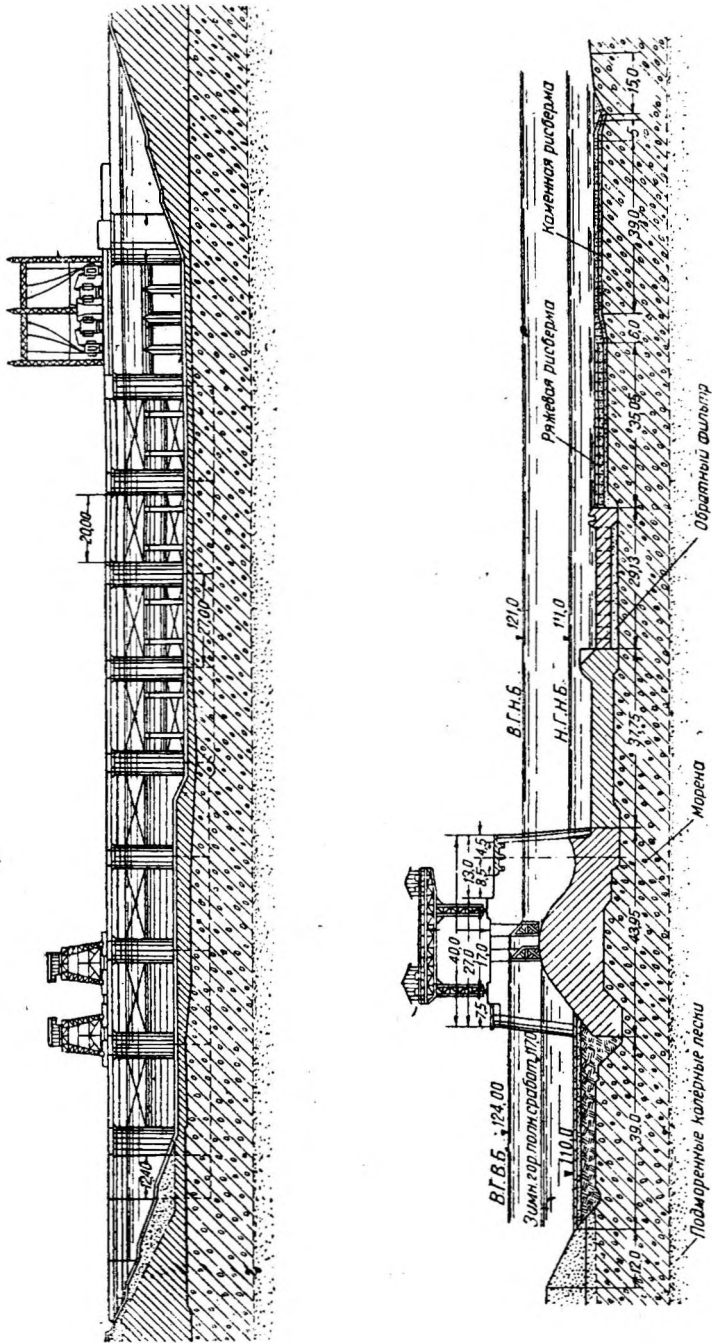


Фиг. 245. Волховская плотина.



Фиг. 246. Земо-Авчальская плотина на р. Куре.

плотина Раанасфосс в Норвегии). В гидравлическом отношении этот тип уступает предыдущему.

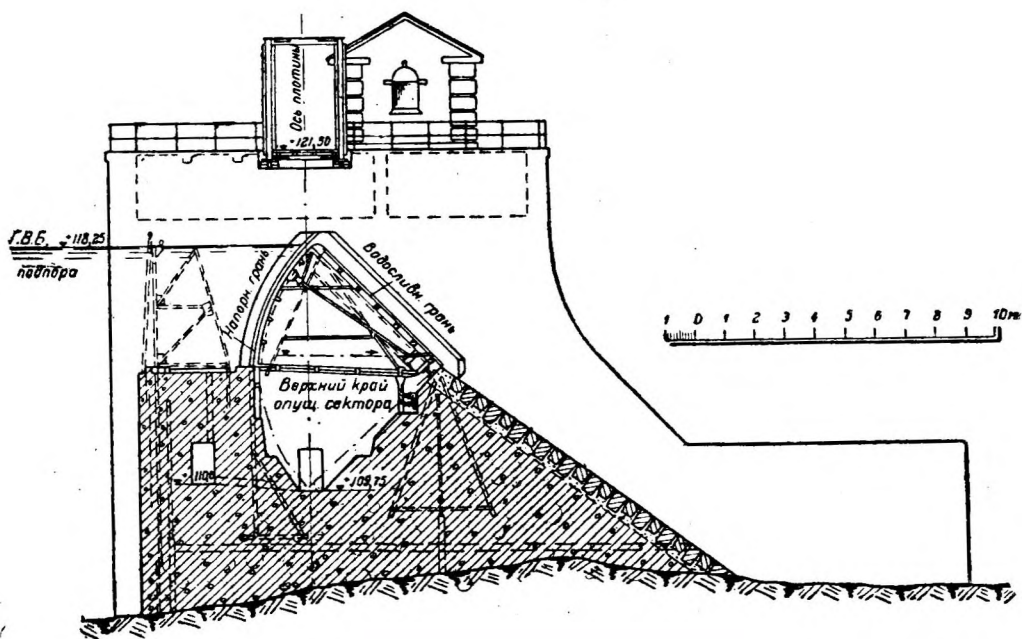


Фиг. 247. Ивановская плотина на р. Волге.

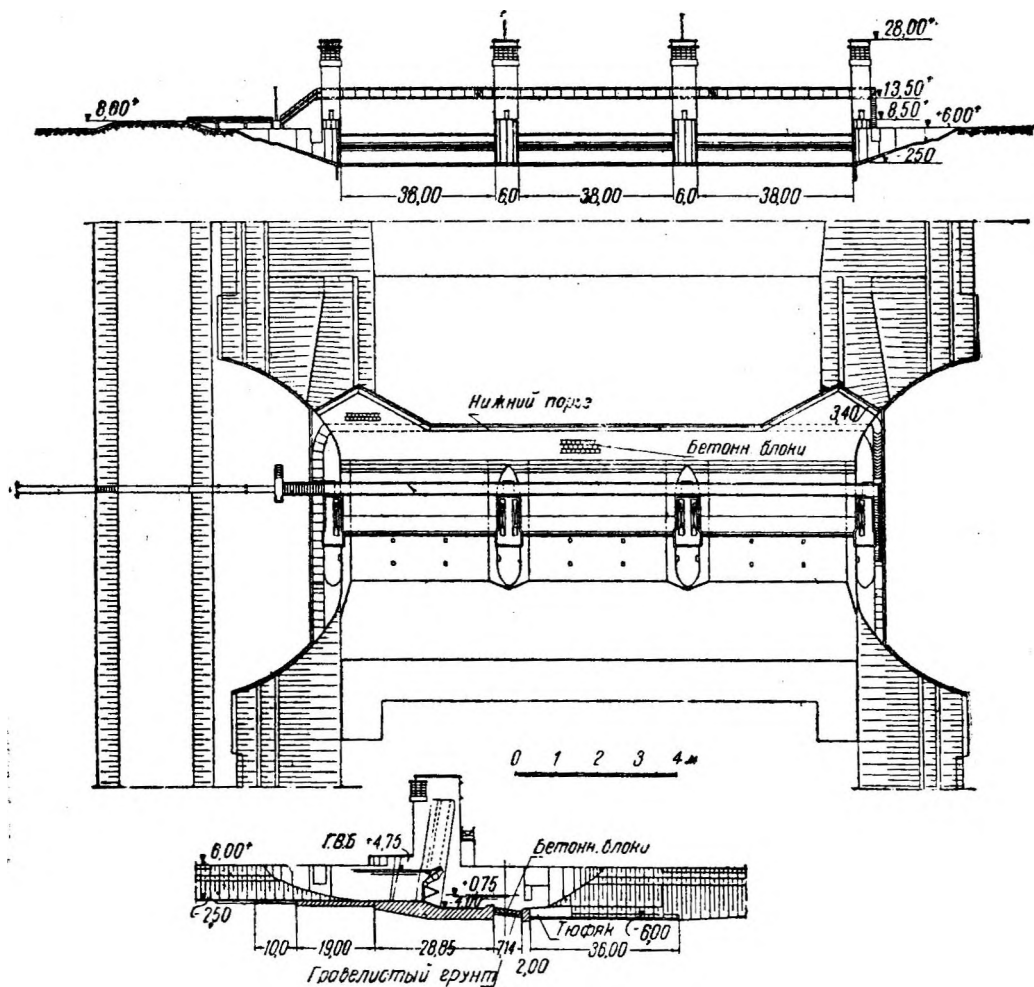
Тип д представляет собой обычно низкий или пониженный порог щитовых плотин, применяется в тех случаях, когда плотина должна минимально стеснять сечение во время паводка (фиг. 249, 250а, 251).

Кроме перечисленных основных форм в практике встречаются и некоторые своеобразные, примененные лишь в отдельных случаях.

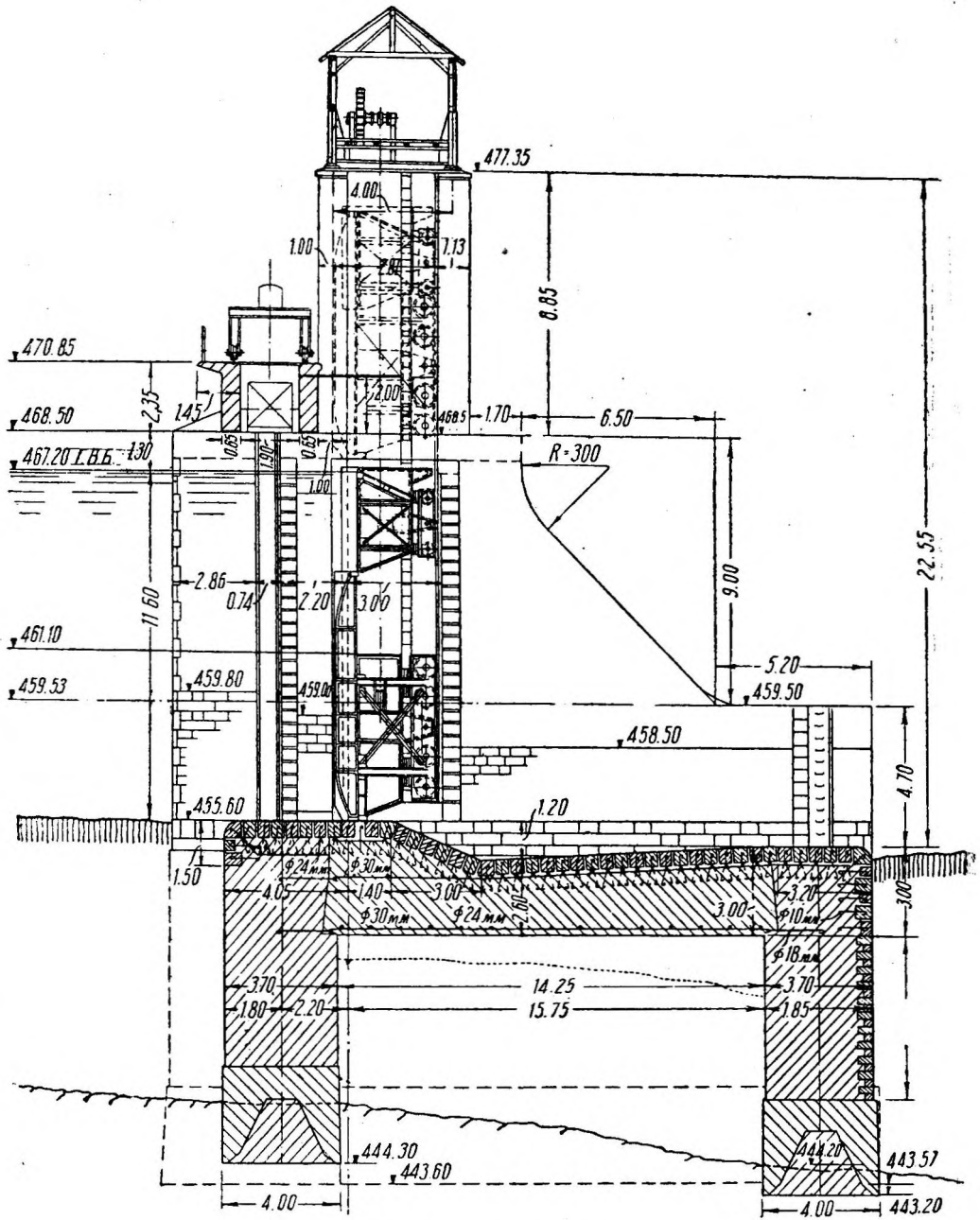
Так, на фиг. 252 изображен профиль плотины Авиньоне (Avignonet) с вогнутой криволинейной гранью без округления гребня (на этой же



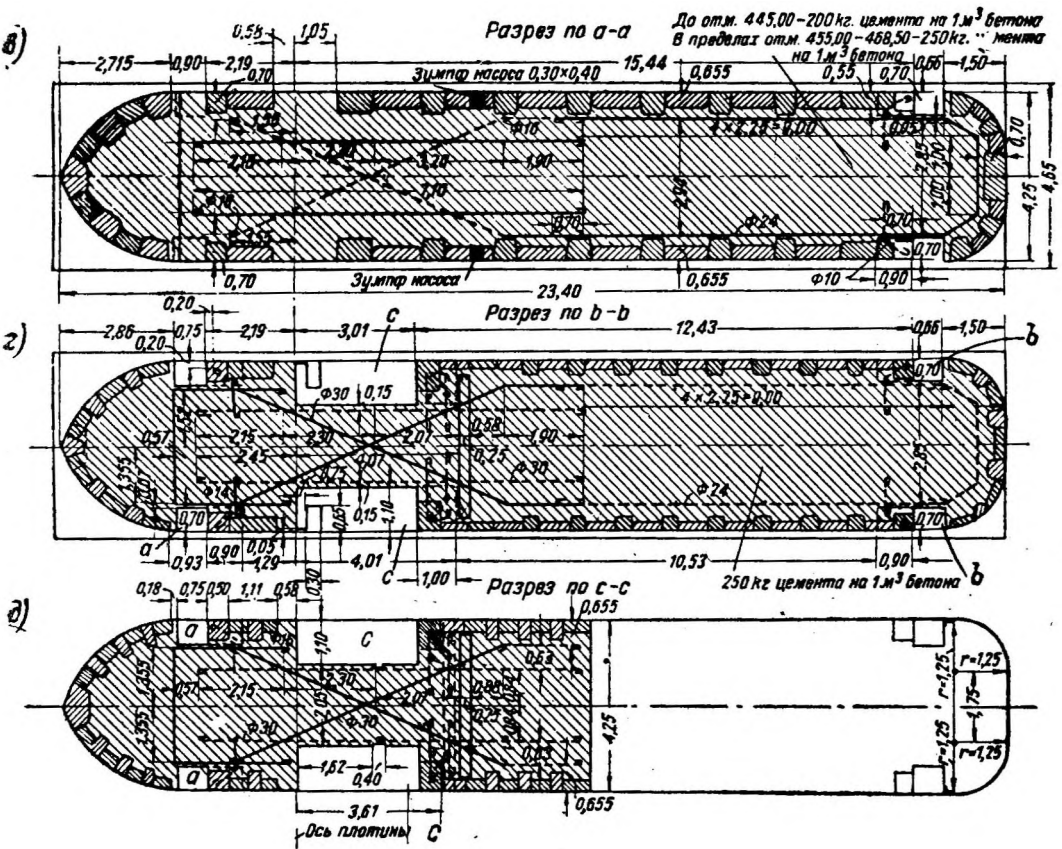
Фиг. 248. Плотина Раанасфос.



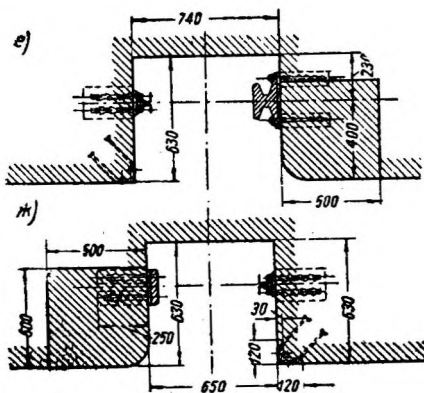
Фиг. 249. Плотина Лит.



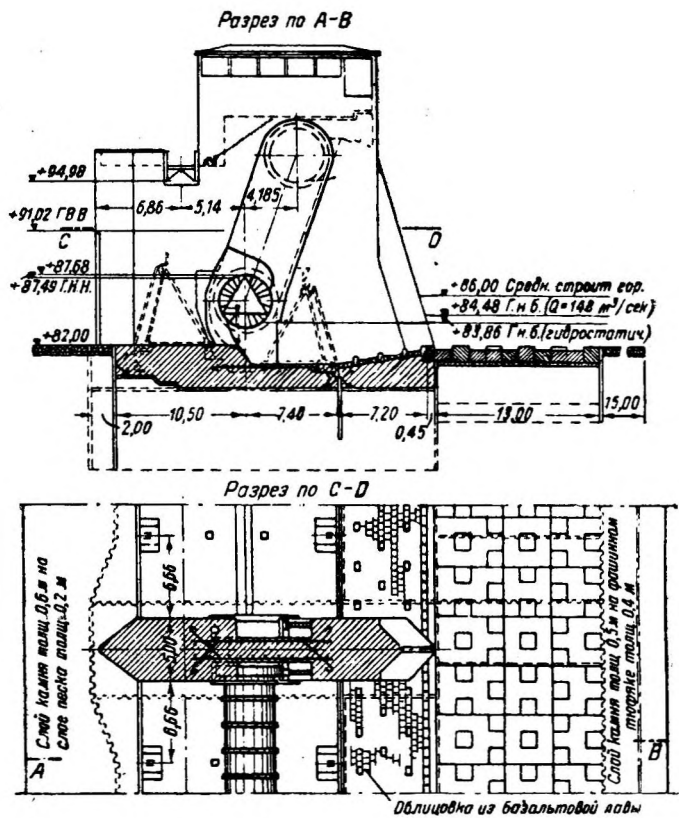
Фиг. 250а. Плотина Пернегг, флютбет и бык.



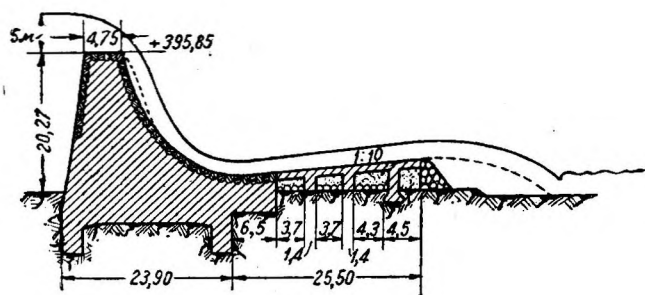
Фиг. 250, в, г, д. Плотина Пернегг, быки.



Фиг. 250, е, ж. Плотина Пернегг, быки.



Фиг. 251. Плотина Эдерсгейм.



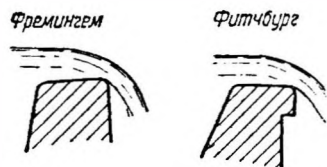
Фиг. 252. Плотина Авиньоне.

плотине применен оригинальный водобой в виде трамплина, отбрасывающего струю от подножия плотины). На фиг. 253 представлен профиль плотины на р. Чиппева (Chippewa) с носком, выдвинутым в верхний бьеф для размещения шандоров (временных затворов); сходную с этим конструкцию, но гидравлически лучшую, применили на плотине Коновинго (США). Своеобразный водослив с гашением энергии на сливной поверхности представляет упоминавшаяся ранее плотина Мюлеберг (фиг. 187, гл. 7).

4. ВАКУУМНЫЕ И БЕЗВАКУУМНЫЕ ОЧЕРТАНИЯ ВОДОСЛИВОВ

Оголовок, или верхняя часть водослива, может быть очерчен различным образом. Если очертание таково, что на всем протяжении оголовка сохраняется под струей положительное давление, т. е. больше атмосферного, то такое очертание и самый водослив называются безвакуумными, при появлении же в каком-либо месте под струей давления ниже атмосферного (вакуум) мы будем иметь вакуумный оголовок и водослив.

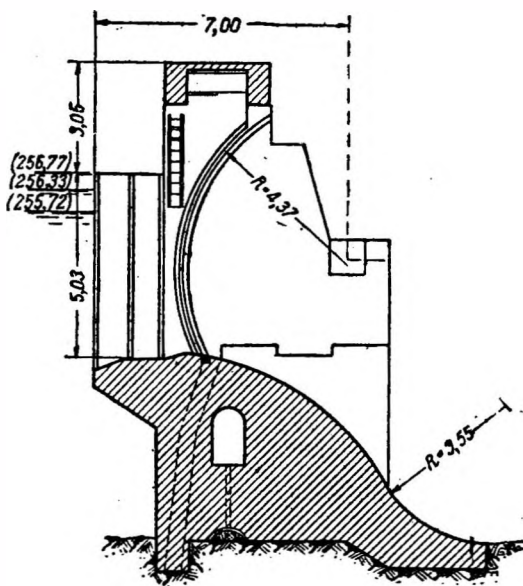
В гл. 18 выяснены положительные и отрицательные гидравлические свойства тех и других профилей: при наличии безвакуумного оголовка истечение воды происходит спокойно, без ударов; при вакуумных оголовках в случаях прорыва воздуха под струю (фиг. 254) сооружение подвергается толчкам, ударам¹; можно вообще ожидать несколько большей вибрации, чем при безвакуумном, зато коэффициент расхода, а следовательно и пропускная способность водослива выше (при рациональном его очертании, гл. 18), чем безвакуумного, на 7—15%.



Фиг. 254.

Последнее обстоятельство существенно, так как при этом уменьшается длина водосливного фронта или толщина переливающегося слоя.

Необходимо отметить, что в зоне вакуума при приближении величины последнего к пределу кавитации происходят некоторые физические явления, до сего времени мало изученные, следствием которых может быть некоторое разедание бетона на водосливной поверхности. Кроме того в некоторых донных отверстиях с большими вакуумами имели место случаи вырывания болтов и закладных стальных частей. Возможно при значительном вакууме и вырывание камней облицовки. Вследствие вышеуказанного не следует допускать значительного вакуума (больше 4—6 м вод. ст.). С точки зрения статики наличие в известных местах оголовка вакуума означает как бы



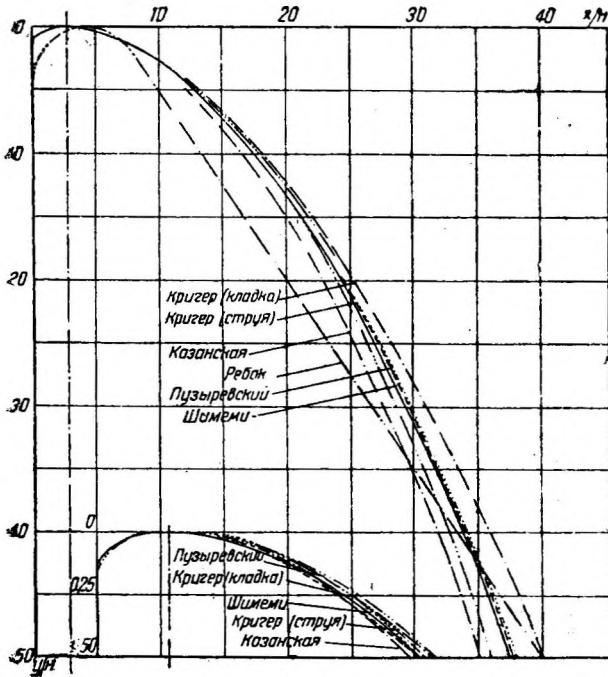
Фиг. 253. Плотина Чиппева.

¹ Следует отметить, что такие явления наблюдались лишь на плотинах с весьма неправильными очертаниями оголовков, как например на плотинах Фремингем и Фитчбург (фиг. 254), при которых струя отделялась от нижней грани и имел место неполный подвод воздуха под струю, следствием чего и являлись периодические прорывы воздуха под струю в область вакуума, вызывающие вибрацию. При рационально запроектированных вакуумных профилях (гл. 18) эти прорывы должны отсутствовать.

появление силы, вырывающей кладку, но на общей устойчивости плотины почти не отражающейся, если не считать вибраций.

Оголовки безвакуумные дают более полный профиль плотины, хотя это иногда условиями статики и не требуется, следовательно безвакуумные профили ведут еще и к перерасходу материала в некоторых случаях; (на фиг. 255 сопоставлены с вакуумным профилем Ребока безвакуумные профили Кригера, Пузыревского, Казанской, Шимеми).

В советской практике применялись, как правило, безвакуумные профили, но в последнее время в кругах гидротехников шла дискуссия по проблеме вакуума в сооружениях, причем намечались тенденции к допущению в практике вакуумных плотин при толщинах переливающегося



Фиг. 255. Сравнение водосливных профилей разных типов.

плотины тоже имеют небольшой вакуум как от дефектов теоретической формы, так и от местных неправильностей бетонной поверхности (Днепроовская около — 0,5 м вод. ст., Волховская — 0,25 м, Земоавчальская — 0,7 м, Сызранская — 0,4 м).

Мерой борьбы с вакуумом является подвод наружного воздуха трубами в зону вакуума, что немедленно создает в этой зоне нормальное атмосферное давление. Коэффициент расхода при этом сейчас же уменьшается. Такая мера была принята на плотине Грин-Ривер (Green-River) и весьма распространена в железобетонных водосливах.

5. ВЫБОР СХЕМЫ ОТВЕРСТИЙ ПЛОТИНЫ И ИХ РАСЧЕТ

Задача выбора схемы отверстий плотины заключается в том, чтобы:

- 1) пропускать через плотину различные в течение года расходы воды при данном подпорном горизонте или с допущением небольшого его повышения, иногда — снижения;
- 2) пропускать через отверстия лед, идущий сверху в период осеннего и весеннего ледохода, не допуская ледяных заторов, опасной навалки льда и пр.;

¹ Zeitschrift für angewandte Mathem. u. Mechanik, 1925, № 1.

слоя воды до 5 м. Институтом Водгео поставлены серьезные исследования по моделированию вакуума.

Из безвакуумных форм следует считать лучшим профиль Кригера (Creager), координаты которого даны в гл. 18, а также более новый профиль Лаука (Lauck)¹; из профилей вакуумных лучшими являются профили Ребока с эллиптическими очертаниями оголовка (при отношении полуосей эллипса $\alpha = 2,0$ и $3,0$, гл. 18), дающие коэффициент расхода $m = 0,54 \div 0,56$. Следует отметить, что многие профили, считавшиеся или выдвигаемые авторами как безвакуумные, фактически имеют вакуум, особенно при больших расходах.

Осуществленные советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

советские и иностранные "безвакуумные" водосливные

3) в некоторых случаях иметь возможность производить частичное удаление наносов, скопляющихся близ плотины в верхнем бьефе, допуская снижение подпорного горизонта воды;

4) в некоторых случаях пропускать через плотину плавающие по реке суда, или сплавляемый лес, или плавающие тела (карчи и т. п., например на Земоавчальской плотине);

5) так распределять по отверстиям плотины общий расход воды, чтобы в нижнем бьефе создавались наиболее благоприятные условия для гашения энергии, сливающейся через плотину воды, и чтобы русло в нижнем бьефе было максимально обеспечено от разрушения (размывов).

При выборе схемы отверстий необходимо иметь в виду, что очень часто помимо плотины в том же створе реки располагаются и другие гидротехнические сооружения, например здание гидроэлектростанции, судоходные шлюзы, лесоспуски, рыбоходы, головные устройства каналов и пр., составляющие вместе с плотиной речной гидротехнический узел (т. II). Указанные сооружения пропускают в известные периоды часть общего речного расхода, что должно быть учтено при анализе гидравлического режима плотины (т. е. назначении расчетного расхода воды).

Основные проверки полного отверстия плотины проводятся для двух случаев: пропуск максимального расхода воды и пропуск ледохода. Если намечены тип водосливных отверстий, примерные их размеры, то пропускная способность 1 пог. м отверстия, или удельный расход q , легко определяется по формулам гидравлики (гл. 18).

Зная число отверстий того или иного типа n_1, n_2, \dots и их пролеты b_1, b_2, \dots , можно подсчитать суммарный пропускаемый ими расход при том или ином горизонте воды:

$$Q = n_1 (b_1 - 0,2 \xi H_0') q_1 + n_2 (b_2 - 0,2 \xi H_0'') q_2 + \dots, \quad (126)$$

где ξ — коэффициент, характеризующий обтекание бычка (гл. 18);

$H_0', H_0'' \dots$ — высоты переливающего слоя (с учетом скоростного напора) над порогами рассматриваемых отверстий.

$q_1, q_2 \dots$ — удельные расходы отверстий с порогом того или иного типа и той или иной глубины.

а) Первую проверку производят на максимальный паводочный расход, пропускаемый при заданном подпорном горизонте.

Максимальный расход назначают, исходя из гидрологических расчетов (например выбирается расход повторяемостью 1 раз в 1000 лет, или еще более редкий), при этом учитываются возможности зарегулирования его в верхнем бьефе и возможность пропуска части расхода через другие сооружения узла, которые несомненно будут работать в паводок.

б) Затем производят проверку на пропуск плотину льда при наименьшем горизонте ледохода в нижнем бьефе и соответствующем ему расходе Q_l (с учетом опять-таки других сооружений узла). Здесь ставится задача пропустить расход Q_l при заданном (подпорном) горизонте верхнего бьефа при условии, чтобы ширина открытых водосливных отверстий была не менее 50—70% ширины зеркала реки в верхнем бьефе.

Для удовлетворения этого требования приходится иногда уменьшать толщину переливающегося слоя на водосливе, т. е. повышать отметку гребня с целью увеличения длины последнего, или применять устройство опускаемых затворов или специальных ледосбросных клапанов в затворах.

Минимальная толщина переливающегося слоя, допустимая при пропуске льда через плотину, определяется следующим образом. Если k — толщина льдин в период ледохода, H — толщина переливающегося слоя (напор) на незатопленном водосливе, то на гребне водослива будет глубина

около $0,77 H$, которая и должна быть достаточной для беспрепятственного прохождения льдины, погруженной в воду на $0,9 k$. Следовательно:

$$0,77 H \geq 0,9 k + 0,1 м,$$

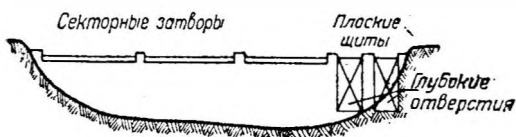
или, округляя:

$$H_{\min} \geq 1,15 k + 0,15 м. \quad (127)$$

Удовлетворить условию (127) и обеспечить нужную длину ледопроемного фронта иногда при малых расходах ледохода не удается. Тогда приходится мириться с временными подъемами горизонта воды верхнего бьефа и периодическим спуском льда, если ледовый режим реки это допускает.

в) Если ставится условие удалять наносы, отложившиеся у плотины в верхнем бьефе, то в схеме отверстий должны быть предусмотрены глубокие отверстия с низким порогом (фиг. 256), располагаемые обычно у того берега, близ которого необходим смыв наносов (например у водоприемника, забирающего воду из верхнего бьефа для отвода в канал и т. п., см. т. II). При значительной высоте плотины глубокие отверстия могут быть заменены донными отверстиями (гл. 6).

Промывные отверстия рассчитываются на минимальный расход, допустимый по водохозяйственным соображениям к сбросу через плотину



Фиг. 256.

в периоды, когда промыв необходим. Высота подпертого уровня верхнего бьефа может на этот период снижаться, что устанавливается специальными водохозяйственными расчетами.

В сравнительно редких случаях практики требуется обеспечить общий промыв наносов верхнего бьефа; в этих случаях допускается значительное снижение подпорного горизонта, и глубокие отверстия необходимо иметь по всему фронту плотины.

г) Пропуск судов и леса через плотину допускается лишь в низконапорных судоходных или лесосплавных плотинах в период паводка или вообще высоких бытовых горизонтов. В таких случаях требуется, чтобы скорость течения воды в отверстии плотины, каковое для пропусков судов должно быть не менее $50 м$, а на крупных реках $80 \div 150 м$, не превышала бы $1,8 м/сек$ для судов и $2,5—3,0 м/сек$ — для плотов.

д) Глубина водосливных отверстий. На незатопленном водосливе возможно задавать различную толщину переливающегося слоя воды, однако практически установлены некоторые пределы ее. Чем больше толщина слоя, тем больше удельный расход воды через водослив и скорости течения на гребне. Поэтому нежелателен напор на водосливе, больший $7—10 м$, а лучше снижать его до $6—7 м$, так как при этом в потоке развивается значительная пульсация и плотина подвергается действию вибрационных сил. Учет последних пока не может быть произведен за отсутствием специальных исследований.

Далее, чем выше плотина и ее напор, тем труднее гасить энергию в нижнем бьефе и защищать русло от размыва. Поэтому с увеличением высоты плотины следует толщину переливающегося слоя, а с нею и удельный расход воды снижать, учитывая при этом геологическое строение основания плотины. Критерием здесь может служить величина энергии, развиваемой потоком в реке непосредственно ниже плотины на $1 пог. м$ ее длины $E \approx 10 q H л. с.$ (гл. 7).

При затопленных отверстиях условия работы водосливов легче, глубина отверстий и удельный расход могут быть значительными.

е) Ширина отверстий зависит от ряда причин. Так, для пропуска ледохода требуется минимальная ширина отверстия от 10 до $25 м$ в зависимости от климатических условий (в южной части СССР — меньше, на

севере — больше) и мощности реки, а вместе с этим и крупности льдин. Судходство налагает свои ограничения, отмеченные выше (п. "Г").

Довольно сложна зависимость ширины отверстия от типа затвора, выбор которого в свою очередь представляет серьезную инженерную задачу (гл. 16). Условия эксплуатации и экономики плотины выдвигают дополнительные требования.

Таким образом выбор схемы отверстий в плотине представляет собой весьма трудную задачу, которая решается лишь путем анализа нескольких вариантов с постепенным подходом к наилучшему. Вначале намечают примерное расположение глубоких и мелких (высоких) отверстий, исходя из пропуска льда и паводка, затем намечают размеры отверстий, поверяют их расчетом (гл. 18) и уточняют. Расположение отверстий (в какой части русла — мелкие, в какой — глубокие) зависит от общей компоновки узла сооружений: например ледопропускные отверстия располагаются в той части русла, где по преимуществу идет лед, в стороне от здания гидростанции, глубокие отверстия — близ водоприемников и т. д.

Водохозяйственные условия (использование водной энергии, транспорт, рыбное хозяйство и пр.) выдвигают ряд специальных требований, которые в данном курсе не могут быть рассмотрены.

§ 62. УСТОЙЧИВОСТЬ ПЛОТИН НА НЕСКАЛЬНОМ И СКАЛЬНОМ ОСНОВАНИЯХ

Прежде чем перейти к описанию конструкций плотин, необходимо остановиться на устойчивости их, так как основные размеры плотин в значительной мере определяются степенью их сопротивляемости силам, на них действующим.

1. СИЛЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ПЛОТИНУ И ЕЕ ОСНОВАНИЕ

Рассмотрим вначале один из часто встречающихся случаев, изображенный на фиг. 257, бетонной водосливной плотины, состоящей из бетонного тела, понура 1-2-3-*b''* толщиной *t*, рисбермы и двух шпунтов 3-4-5 и 6-7-8.

Для расчета выделяем по длине плотины отрезок ее длиной 1 м.

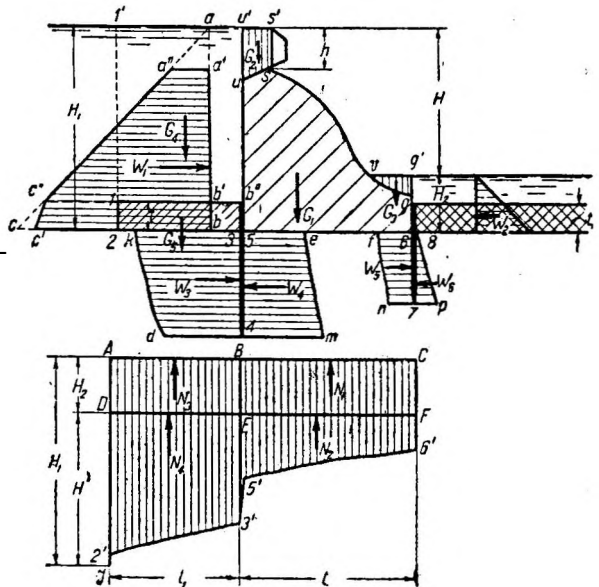
На сооружение действуют следующие силы:

1. Давление воды

а) Горизонтальное давление W_1 на напорную грань сооружения. Полное давление выразилось бы по формуле:

$$W_1 = \frac{\gamma H_1^2}{2},$$

или эпюрой *abc* прямоугольного треугольника, но так как часть сооружения на глубину *t* находится в грунте основания, а на пути 1-2 теряется часть напора (гл. 8) *cc'* (на эпюре давлений воды снизу $J2' = cc'$), то нижняя часть эпюры ограничивается линией *c''c'*. Затем, поскольку в рассматриваемом случае затвор, расположенный



Фиг. 257.

на гребне плотины, передает давление от

воды на бычки, обычно отделенные от тела плотины швами, верхняя часть эпюры $aa'a''$ не должна приниматься в расчет. Следовательно окончательно:

$$W_1 = \gamma \cdot (\text{пл. } a'a''c''c'bb'a').$$

б) Горизонтальное давление воды со стороны нижнего бьефа:

$$W_2 = \frac{\gamma H_2^2}{2}.$$

в) Вертикальное давление воды на выступающую часть плотины в верхнем бьефе G_2 легко определяется площадью $uss'u'$.

г) То же—на низовую грань G_3 — пл. vgg' .

д) То же—на понур G_4 по площади прямоугольника $ll'n'b''$.

Давление подземного потока фильтрующей под сооружением воды определяется эпюрой, построенной тем или иным способом (гл. 8).

е) Взвешивающая часть давления на флютбет:

$$N_1 = \gamma H_2 l \text{ и } N_3 = \gamma H_2 l_1.$$

ж) Фильтрационное противодействие снизу на флютбет N_2 — по эпюре $EF6'5'$ и на понур N_4 — по эпюре $DE3'2'$.

з) Горизонтальное давление фильтрующей воды на шпунты за вычетом гидростатического давления от воды нижнего бьефа, одинакового с обеих сторон каждого шпунта, равно:

$$\begin{aligned} W_3 &= \gamma \cdot (\text{пл. } 3 \text{ kd } 4); \\ W_4 &= \gamma \cdot (\text{пл. } 4 \text{ me } 5); \\ W_5 &= \gamma \cdot (\text{пл. } 6 \text{ fn } 7); \\ W_6 &= \gamma \cdot (\text{пл. } 7 \text{ p } 8). \end{aligned}$$

2. Собственный вес

а) Плотины $G_1 = \gamma_1$ (пл. $5usvg6$).

б) Понура $G_5 = \gamma_2 t l_1$; здесь $\gamma_2 = 1,8 \div 2,0 \text{ т/м}^3$, если материал понура — глина или глинобетон.

3. Давление грунта основания

Эти силы сказываются лишь при достаточном заглублении тела плотины в грунт основания.

а) Со стороны верхнего бьефа давление грунта равно:

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma_1 t^2 \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (128)$$

где γ_1 — объемный вес грунта;

φ — угол внутреннего трения его в воде;

t — толщина слоя понура и грунта до подошвы зуба.

б) Со стороны нижнего бьефа действует пассивное давление каменной засыпки:

$$E_2 = \frac{1}{2} \gamma_0 t_1^2 \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_0}{2} \right), \quad (129)$$

где γ_0 — объемный вес засыпки камня;

φ_0 — угол трения засыпки в воде;

t_1 — толщина рисбермы.

Вопрос о силе E_2 обычно бывает весьма спорным.

Рисберма, как известно, подвержена сильному размыву и может деформироваться, особенно за время паводка, когда целые слои камня могут быть унесены водой. Далее, для того чтобы пассивное сопротивление грунта могло возникнуть, надо, чтобы плотина была сдвинута на известную величину (гл. 3), что вообще недопустимо.

Поэтому чаще всего силу E_2 совсем не учитывают, создавая этим некоторый запас устойчивости, или учитывают ее уменьшенной, задаваясь

возможным уменьшением толщины рисбермы до $1/2t_1$ или даже менее, уменьшая γ_0 на неплотность и разрыхленность наброски и пр.¹.

в) Если возможно занесение верхнего бьефа наносами, то учитывается также вертикальное (на понур) и горизонтальное (на флютбет) давление слоя наносов. Высота слоя оценивается на основании расчета занесения подпертого бьефа.

г) Давление грунта основания на шпунты обычно не учитывается, так как деревянный шпунт может легко деформироваться и даже изломаться, и статическая роль его поэтому невелика; кроме того верховой шпунт нередко конструктивно не связан с бетонной частью плотины (фиг. 226, гл. 8). Роль низового шпунта, а также верхового, когда последний, заглублен в бетон флютбета, особенно если шпунты металлические, пока неясна, но она несомненно положительна в отношении устойчивости плотины. Этот вопрос нуждается в специальном исследовании, так как получаемый благодаря неучету сопротивляемости шпунтов запас неизвестен по величине²

2. ПОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ ПЛОТИНЫ

В большинстве случаев понур не связан конструктивно с бетонным флютбетом, поэтому необходимо рассматривать равновесие флютбета без участия понура. В таком случае на бетонный флютбет действуют следующие результирующие силы (фиг. 258):

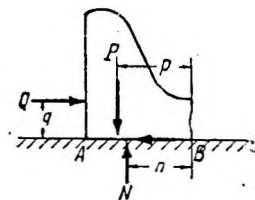
1) горизонтальная:
 $Q = W_1 - W_2 + E_1 - E_2$ (пренебрегая прочими силами);

2) вертикальная вниз:

$$P = G_1 + G_2 + G_3;$$

3) вертикальная вверх:

$$N = N_1 + N_2.$$



Фиг. 258.

Если бы флютбет был связан с понуром, то к силе P надо было бы добавить $G_4 + G_5$, а к силе N еще $N_3 + N_4$.

Равновесие плотины при достаточно устойчивом основании может быть нарушено в следующих случаях:

- 1) сооружение будет сдвинуто по плоскости основания;
- 2) сооружение будет поднято вверх давлением N ;
- 3) сооружение будет опрокинута вокруг низового ребра.

Первая проверка заключается в сопоставлении действующих и сопротивляющихся сил, последние представлены в данном случае силами трения подошвы плотины о грунт $S = f(P - N)$, где f — коэффициент трения, бетона по грунту (гл. 2).

$$K_c = \frac{f(P - N)}{Q} > 1. \quad (130)$$

Отношение $\frac{f(P - N)}{Q} = K_c$ носит название коэффициента устойчивости на сдвиг по плоскости подошвы. Если $K_c > 1$, сооружение устойчиво.

Вторая проверка:

$$K_g = \frac{P}{N} > 1. \quad (131)$$

Отношение K_g носит название коэффициента устойчивости на всплывание флютбета и конечно должно быть $K_g > 1$.

¹ При расчете зуба плотины отпор грунта учитывается, если приняты меры по уплотнению грунта за зубом.

² В расчетах набережных шпунт нередко учитывается.

Третья поверка:

$$K_o = \frac{P \cdot p}{Q \cdot q + N \cdot n} > 1. \quad (132)$$

Отношение $\frac{P \cdot p}{Q \cdot q + N \cdot n} = K_o$ называется коэффициентом устойчивости на опрокидывание, величина K_o должна быть больше единицы.

Из приведенных трех поверок самой важной является первая, затем вторая—для тонких плоских флютбетов, хотя при повышенных и высоких порогах второй поверки нет нужды делать, так как условие (131) всегда удовлетворено. Третья поверка при наличии обычных требований к телу плотины, чтобы кривая давления в основании не выходила за пределы средней трети, всегда удовлетворяется, и потому нет нужды ее делать. Кроме того на нескальном основании опрокидывание плотины вообще невозможно, так как при этом на низовом ребре появятся столь большие напряжения на грунт, что должны произойти деформация грунта основания и неравномерная осадка плотины, но не опрокидывание ее.

В отношении важнейшей проверки на сдвиг обычно требуется, чтобы коэффициент устойчивости K_c не падал ниже 1,2—1,4, т. е.:

$$K_c \geq 1,2 \div 1,4 \text{ (гл. 3).}$$

Надо сказать, что для одной и той же системы сил величина K_c может получиться разная в зависимости от того, как составлены выражение K_c (130) и входящие в него результирующие силы¹.

В том виде, как записано выражение (130), K_c показывает, во сколько раз допустимо ошибиться в оценке величины трения в основании плотины, если P , N и Q оценены правильно; другие выражения K_c показывают во сколько раз та или иная сила из упомянутых или ее составляющая может возрасти или уменьшиться против расчетного значения без нарушения равновесия сооружения.

Наиболее трудно оценить истинную величину коэффициента трения f , так как даже для одних и тех же грунтов величина угла трения в грунте может быть получена разной в зависимости от метода и аппаратуры определения, а для разных проб грунта могут получиться разные величины углов трения даже при одном и том же методе определения². Все прочие силы за исключением разве противодействия воды в основании определяются достаточно точно.

Поэтому следует считать наиболее правильным выражением коэффициента K_c именно уравнение (130). Величине N в этом выражении надо давать наибольшее возможное значение при определении ее приближенными способами. Что касается величины f , то опыты института Водгео (проведенные под руководством проф. М. М. Гришина) показывают, что за f следует принимать коэффициент внутреннего трения данного грунта основания, определенный лучше всего путем ряда полевых опытов в условиях данного же основания.

При поверке на всплывание коэффициент устойчивости K_g берется небольшим, если величина IV определена достаточно точным методом (напр. ЭГДА), именно $K_g = 1,15—1,20$; при определении противодействия N приближенными способами коэффициент K_g должен иметь наименьшее значение $K_g = 1,3$.

¹ Например, если $Q = W_1 - W_2 + E_1 - E_2$, то могут быть написаны следующие выражения:

$$\begin{aligned} 1) K_c &= \frac{fP}{Q - fN}, & 2) K_c &= \frac{f(P - N) + (W_2 + E_2)}{W_1 + E_1}, \\ 3) K_c &= \frac{f(P - N) - (E_1 - E_2)}{W_1 - W_2}, & 4) K_c &= \frac{fP - Q}{fN} \text{ и т. д.} \end{aligned}$$

² Вопросам правильного определения коэффициента устойчивости посвящена статья проф. М. М. Гришина "О коэффициенте устойчивости сооружений", "Гидротехническое строительство" № 12, 1936.

3. ПОВЕРКА ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТА ПЛОТИНЫ (ПОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ОСНОВАНИЯ)

Предыдущие расчеты делались в предположении достаточной прочности основания. Последняя поверяется в месте, где основание получает наибольшее сжимающее напряжение, т. е. при наличии напора на плотине, обычно на низовом ребре плотины.

От плотины на основание передаются напряжения, которые можно определить по известной формуле неравномерного сжатия:

$$\sigma = \frac{P-N}{b} \pm \frac{M b}{2I} = \frac{P-N}{b} \pm \frac{6 M}{b^2}, \quad (132)$$

где b —ширина плотины в основании.

Эти напряжения не должны быть больше "допускаемых", последние же должны быть получены расчетом прочности грунта. Простейший расчет, применяемый в предварительном проектировании, делается путем проверки глубины заложения фундамента. Более точные расчеты заключаются в определении напряженного состояния грунта основания и сопоставлении наибольших касательных напряжений с силами трения и сцепления в грунте.

Пусть ребро B передает наибольшее давление σ_{\max} (фиг. 259).

Обозначим:

γ_1 — объемный вес грунта основания и γ_0 — рисбермы, взвешенных в воде;

φ — угол внутреннего трения грунта основания в воде;

$J_{\text{ср}}$ — средний градиент фильтрации при выходе в нижний бьеф.

Для элементарного расчета можно пользоваться одной из известных формул Герсеванова, Белзецкого, Паукера, вводя в них поправки на специфические условия плотины (гидродинамическое давление). Возьмем для простоты формулу Паукера¹:

$$h = m H \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (134)$$

Фиг. 259.

где h и H —приведенные к одному грунту с углом внутреннего трения φ глубина заложения h и высота нагрузки от плотины, равная $H = \sigma_{\max}/\gamma_1$, а m — коэффициент запаса.

Для определения h нужно знать вес G столба загрузки ниже флют-бета высотой $t+s$ и площадью единица (фиг. 259) с учетом уменьшения веса вследствие действия гидродинамического давления $\gamma J_{\text{ср}} s$ (гл. 8):

$$G = \gamma_1 s + \gamma_0 t - \gamma J_{\text{ср}} s$$

и

$$h = \frac{G}{\gamma_1} = s + \frac{\gamma_0}{\gamma_1} t - \frac{\gamma J_{\text{ср}} s}{\gamma_1} = s \left(1 - \frac{\gamma J_{\text{ср}}}{\gamma_1} \right) + \frac{\gamma_0}{\gamma_1} t,$$

следовательно по Паукеру:

$$s \left(1 - \frac{\gamma J_{\text{ср}}}{\gamma_1} \right) + \frac{\gamma_0}{\gamma_1} t = m \frac{\sigma_{\max}}{\gamma_1} \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

или

$$m = \frac{s(\gamma_1 - \gamma J_{\text{ср}}) + \gamma_0 t}{\sigma_{\max} \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (135)$$

Для обеспечения прочности основания необходимо принимать

$$m \geq 1,5 \div 2,0.$$

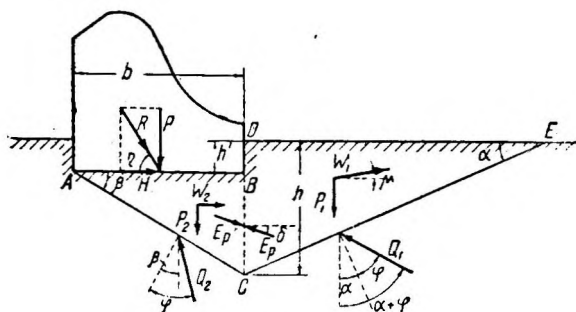
¹ Приводимый метод пригоден для расчета небольших сооружений.

Аналогичным образом можно проверить прочность грунта основания под плотиной и по другим формулам, о которых упоминалось выше.

4. ПОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ ПЛОТИНЫ НА СДВИГ ВМЕСТЕ С ЧАСТЬЮ ОСНОВАНИЯ, СКОЛЬЗЯЩЕГО ПО ДВУМ ПЛОСКОСТЯМ (МЕТОД проф. ГЕРСЕВАНОВА-инж. ЛАУПМАНА)

Наблюдения над авариями подпорных стен и набережных, работающих в условиях, аналогичных бетонным плотинам на не скальных основаниях (боковое давление на них создается только не подпором воды, а распором грунта засыпки), показали, что типичной деформацией сооружения является сдвиг стенки одновременно с неравномерной ее осадкой, причем часть грунта основания скользит по некоторой кривой и выпучивается впереди стенки. Подобные аварии претерпели например набережные в Гётеборге, Триесте, воллолом в Ревеле и другие сооружения.

Теоретические исследования, в частности: проф. Н. М. Герсеванова, Н. П. Пузыревского и др., показывают, что линии скольжения внутри грунта должны быть кривыми, причем по Пузыревскому¹ эти кривые очень близки к окружности, по Герсеванову² их можно заменить двумя пересекающимися под фундаментом прямыми. На последнем и основан приближенный метод расчета, данный проф. Н. М. Герсевановым и дополненный инж. П. П. Лаупманом⁸, излагаемый ниже.



Фиг. 260.

Пусть (фиг. 260) равнодействующая всех сил, действующих на плотину, R направлена под углом η к подошве AB . Под действием этой силы пусть возможна деформация основания, заключающаяся в скольжении призмы грунта ABC по плоскости AC и

выпирании призмы DCE путем скольжения по плоскости CE .

Задача расчета состоит в том, чтобы найти минимальную силу R_{\min} действующую по направлению R , которая (R_{\min}) может вызвать выпирание призмы DCE . Отношение

$$K_R = \frac{R_{\min}}{R}$$

будет коэффициентом устойчивости, показывающим, во сколько раз сила R может возрасти, не вызывая еще скольжения грунта основания.

Для нахождения R_{\min} определим сначала силы, действующие на призму отпора DCE :

1) P_1 — вес грунта призмы DCE :

$$P_1 = \frac{\gamma_1 h^2}{2 \operatorname{tg} \alpha},$$

где γ_1 — объемный вес грунта (взвешенного в воде).

2) W_1 — гидродинамическое давление фильтрующей воды в пределах DCE , представляющее собой объемную силу, равную произведению площади DCE на некий средний градиент J (считая объемный вес воды за единицу):

$$W_1 = J \frac{h^2}{2 \operatorname{tg} \alpha}.$$

¹ Н. П. Пузыревский, Основания и фундаменты, 1934 г.

² Н. М. Герсеванов, Расчеты фундаментов гидротехнических сооружений, М. 1923 г.

³ "Гидротехническое строительство" № 1, 1933 г.

Эту силу, наклоненную под углом μ к горизонту, разлагаем на два направления:

горизонтальное:

$$W_h = \frac{J h^2}{2 \operatorname{tg} \alpha} \cos \mu$$

и вертикальное:

$$W_v = \frac{J h^2}{2 \operatorname{tg} \alpha} \sin \mu.$$

3) Q_1 — реакция по плоскости CE , наклоненная под углом трения φ к нормали, опущенной на линию CE .

4) E_p — распор призмы ABC , наклоненный к нормали к линии CD под углом δ (угол трения между призмами¹). В предельном случае равновесия это будет вместе с тем и отпором, или пассивным давлением призмы DCE .

Выпишем условия равновесия проекций всех сил на горизонтальную и вертикальную плоскости.

$$E_p \cos \delta + W_h - Q_1 \sin(\alpha + \varphi) = 0;$$

$$E_p \sin \delta + P_1 - W_v - Q_1 \cos(\alpha + \varphi) = 0.$$

Исключая из этих уравнений Q_1 , решаем их относительно E_p

$$E_p = \frac{(P_1 - W_v) \operatorname{tg}(\alpha + \varphi) - W_h}{\cos \delta - \sin \delta \operatorname{tg}(\alpha + \varphi)}. \quad (136)$$

После подстановки сюда значения P_1 , W_v , W_h (см. выше) и преобразования $\operatorname{tg}(\alpha + \beta) = \frac{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta}{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}$ получаем:

$$E_p = \frac{h^2}{2} \frac{Ay + B}{Cy^2 + Dy} = \frac{(h' + b \operatorname{tg} \beta)^2}{2} \cdot \frac{Ay + B}{Cy^2 + Dy}, \quad (136)$$

где $h = h' + b \operatorname{tg} \beta$ и

$$\left. \begin{aligned} A &= \gamma_1 + J \frac{\sin(\varphi - \mu)}{\cos \varphi}; \\ B &= \gamma_1 \operatorname{tg} \varphi - J \frac{\cos(\varphi - \mu)}{\cos \varphi}; \\ C &= -\frac{\sin(\delta + \varphi)}{\cos \varphi}; \\ D &= \frac{\cos(\delta + \varphi)}{\cos \varphi}; \\ y &= \operatorname{tg} \alpha. \end{aligned} \right\} \quad (137)$$

Для определения минимума E_p в зависимости от $y = \operatorname{tg} \alpha$, приравняем $\partial E_p / \partial y = 0$ и решаем последнее равенство относительно y :

$$y = -\frac{B}{A} + \sqrt{\left(\frac{B}{A}\right)^2 + \frac{B}{A \operatorname{tg}(\delta + \varphi)}} \quad (138)$$

(здесь отрицательное решение отброшено, так как y не может быть отрицательным). Итак, при значении y по уравнению (138) отпор будет минимальным ($E_{p \min}$).

Теперь определим то минимальное усилие R , которое необходимо для создания ($E_{p \min}$), т. е. для сдвига призмы DCE .

На призму ABC действуют:

1) R — усилие, только что упомянутое.

2) P_2 — вес призмы ABC :

$$P_2 = \gamma_1 \frac{b^2}{2} \operatorname{tg} \beta,$$

где b — ширина фундамента.

¹ Проф. Герсеванов полагает $\delta = 0$, инж. П. П. Лаупман учитывает его.

3) W_2 — гидродинамическое давление фильтрующей воды на призму ABC .

По Лаупману W_2 принимается горизонтальным (на самом деле например при одном шпунте это не так):

$$W_2 \approx J \frac{b^2}{2} \operatorname{tg} \beta,$$

где J — средний градиент фильтрации.

4) Q_2 — реакция неподвижной части грунта.

5) $E_{p \min}$ — отпор призмы DCE , определенный по формулам (136') и (138).

Выпишем условия равновесия:

$$P_2 - E_p \sin \delta - Q_2 \cos (\varphi - \beta) + R \sin \eta = 0;$$

$$W_2 - E_p \cos \delta - Q_2 \sin (\varphi - \beta) + R \cos \eta = 0.$$

Исключая из этих уравнений Q_2 путем умножения первого на $\operatorname{tg} (\varphi - \beta)$ и вычитания из него второго уравнения, решаем новое уравнение относительно R . При этом подставляем значения P_2 и W_2 , раскрываем $\operatorname{tg} (\varphi - \beta)$ и заменяем $\operatorname{tg} \beta = y_1$, а для $E_{p \min}$, исходя из выражения (136'), пишем упрощенно:

$$E_{p \min} = n \frac{\gamma_1 h^2}{2}, \quad (136'')$$

где:

$$n = \frac{Ay + B}{\gamma_1(Cy^2 + Dy)},$$

где y берется по уравнению (138).

Тогда получаем для R следующее решение:

$$R = \frac{Fy_1^3 + Gy_1^2 + Iy_1 + K}{L + My_1}, \quad (139)$$

где

$$\left. \begin{aligned} F &= \frac{\gamma_1 n \cos \delta}{2} b^2 (\operatorname{tg} \delta + \operatorname{tg} \varphi); \\ G &= -\frac{\gamma_1 b^2}{2} - \frac{Jb^2}{2} \operatorname{tg} \varphi + \frac{\gamma_1 n \cos \delta}{2} \left[2h' b (\operatorname{tg} \delta + \operatorname{tg} \varphi) + b^2 (1 - \operatorname{tg} \delta \operatorname{tg} \varphi) \right]; \\ I &= \frac{\gamma_1 b^2}{2} \operatorname{tg} \varphi - \frac{Jb^2}{2} + \frac{\gamma_1 n \cos \delta}{2} \left[h'^2 (\operatorname{tg} \delta + \operatorname{tg} \varphi) + 2h' b (1 - \operatorname{tg} \delta \operatorname{tg} \varphi) \right]; \\ K &= \frac{\gamma_1 n \cos \delta}{2} h'^2 (1 - \operatorname{tg} \delta \operatorname{tg} \varphi); \\ L &= \cos \eta - \sin \eta \operatorname{tg} \varphi; \\ M &= \sin \eta + \cos \eta \operatorname{tg} \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (140)$$

Для получения R_{\min} необходимо приравнять производную от R по y_1 нулю:

$$\frac{dR}{dy_1} = \frac{(3Fy_1^2 + 2Gy_1 + I)(L + My_1) - (Fy_1^3 + Gy_1^2 + Iy_1 + K) \cdot M}{(L + My_1)^2} = 0.$$

Это возможно при равенстве нулю числителя, каковое равенство может быть преобразовано в уравнение 3-й степени вида:

$$y_1^3 + u y_1^2 + v y_1 + w = 0, \quad (141)$$

где

$$u = \frac{3FL + GM}{2FM}, \quad v = \frac{2GL}{2FM} \quad \text{и} \quad w = \frac{IL - KM}{2FM}. \quad (142)$$

Заменяя в этом уравнении y_1 новой переменной $y_1 = z - \frac{u}{3}$, получаем уравнение вида:

$$z^3 + \alpha z + \beta = 0, \quad (143)$$

где

$$\alpha = v - \frac{u^2}{3} \quad \text{и} \quad \beta = \frac{2u^3}{27} - \frac{uv}{3} + w. \quad (144)$$

Решив уравнение (143), найдем z , выбирая положительные корни, отыскиваем затем $y_1 = z - u/3$, и, подставив y_1 в уравнение (139), находим R_{\min} и величину коэффициента устойчивости

$$K_R = \frac{R_{\min}}{R},$$

который должен быть больше единицы, чтобы сооружение было устойчивым.

Аналогично можно определить устойчивость относительно только горизонтальной составляющей H силы R , которая могла бы вывести сооружение из состояния равновесия при постоянной вертикальной составляющей P .

В этом случае уравнения (136)—(138) остаются теми же, а уравнение (139) получает новый вид. Для этого решаем два уравнения равновесия призмы ABC :

$$P_1 + P_2 - E_p \sin \delta - Q_2 \cos(\varphi - \beta) = 0;$$

$$W_2 - E_p \cos \delta - Q_2 \sin(\varphi - \beta) + H = 0;$$

Тем же путем, что и выше, получаем решение для H :

$$H = \frac{F_1 y_1^3 + G_1 y_1^2 + I_1 y_1 + K_1}{L_1 + M_1 y_1}, \quad (145)$$

в котором:

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= \frac{\gamma_1 n \cos \delta}{2} b^2 (\operatorname{tg} \delta + \operatorname{tg} \varphi); \\ G_1 &= -\frac{\gamma_1 b^2}{2} - \frac{Jb^2}{2} \operatorname{tg} \varphi + \frac{\gamma_1 n \cos \delta}{2} [2h' b (\operatorname{tg} \delta + \operatorname{tg} \varphi) + b^2 (1 - \operatorname{tg} \delta \operatorname{tg} \varphi)]; \\ I_1 &= -P + \frac{\gamma_1 b^2}{2} \operatorname{tg} \varphi - \frac{Jb^2}{2} + \frac{\gamma_1 n \cos \delta}{2} [h'^2 (\operatorname{tg} \delta + \operatorname{tg} \varphi) + 2h' b (1 - \operatorname{tg} \delta \operatorname{tg} \varphi)]; \\ K_1 &= P \operatorname{tg} \varphi + \frac{\gamma_1 n \cos \delta}{2} h'^2 (1 - \operatorname{tg} \delta \operatorname{tg} \varphi); \\ L_1 &= 1, 0; \\ M_1 &= \operatorname{tg} \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (146)$$

Далее находят значение y_1 , при котором сила H имеет минимум, для чего поступают аналогично предыдущему: берут производную dH/dy_1 , приравнивают нулю, находят из кубического уравнения типа (141) или (143) корень y_1 и определяют окончательно H_{\min} , а затем и коэффициент устойчивости по сдвигающей силе:

$$K_H = \frac{H_{\min}}{H},$$

где H —фактически действующая на сооружение сила.

Аналогичным путем, делая переменной вертикальную силу P , можно найти

$$K_P = \frac{P_{\min}}{P},$$

где K_P — коэффициент устойчивости на выпирание основания от вертикальной нагрузки.

В методе Герсеванова — Лаупмана не учитывается положение действующей силы R (эксцентриситет) и других сил, между тем моменты силы играют свою роль. Гидродинамическое давление учитывается очень условно, так как угол μ остается неопределенным, далее принимается не реальный градиент J , а "средний". Формулировки коэффициента устойчивости тоже не выражают реальной устойчивости, потому что показывают, во сколько раз может возрасти сила R , или H , или P без нарушения устойчивости сооружения, между тем эти силы обычно в

проекте определяются очень точно и могут увеличиваться против расчетных на незначительную долю; следовательно коэффициенты K_R , K_H и K_P не дают представления о действительной устойчивости сооружения (например при ошибке в определении угла φ).

5. ПОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ ПЛОТИНЫ НА СДВИГ ПО КРИВОЛИНЕЙНЫМ ПОВЕРХНОСТЯМ СКОЛЬЖЕНИЯ В ОСНОВАНИИ

Выше было указано, что кривые скольжения в грунте основания близки к круговым кривым, хотя и не являются дугами круга.

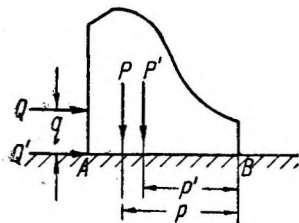
Метод расчета стенок и земляных откосов по круговым кривым скольжения был предложен впервые шведами (Петерсон, Гультин, Фелле-ниус), в приложении к плотинам метод этот разработан проф. М. М. Гришиным¹.

а) Вывод формулы коэффициента устойчивости. Для удобства расчетов все силы, действующие на 1 пог. м. плотины, сводятся прежде всего к двум равнодействующим: вертикальной P (фиг. 261) и горизонтальной Q с плечами p и q относительно ребра B . Эту систему сил мы заменяем системой сил $Q' = Q$, приложенной по линии подошвы плотины, и $P' = P$, перемещенной параллельно себе так, чтобы момент системы остался неизменным. Следовательно:

$$Pp - Qq = P'p' - Q' \cdot 0.$$

Новое плечо силы P (т. е. плечо силы P') равно

$$p' = \frac{Pp - Qq}{P} = p - q \cdot \frac{Q}{P}. \quad (147)$$



Фиг. 261.

Далее, определяем условия устойчивости системы в предположении, что плотина вместе с грунтом может скользить по круговой кривой, проведенной из некоторого центра O через точку A (ребро напорной грани) радиусом (фиг. 262):

$$OA = OB = R.$$

На плотину и выделенный таким образом сегмент грунта основания действуют следующие силы:

1) Сила P с плечом a относительно центра вращения кривой O .

Перенеся P по линии ее действия

до встречи с дугой сегмента, разложим силу P по направлению радиуса $N = -P \cos \beta$ и касательной $T = P \sin \beta$.

2) Под действием силы N на кривой скольжения появится при скольжении плотины сила трения

$$S_N = N \operatorname{tg} \varphi = P \cos \beta \operatorname{tg} \varphi,$$

где φ — угол внутреннего трения грунта основания.

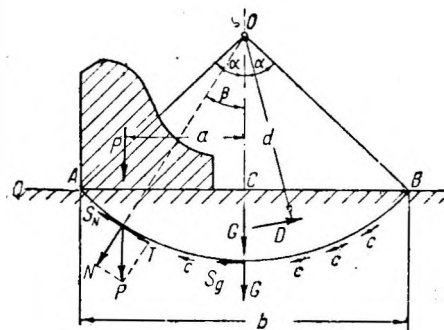
3) Сила Q с плечом $OC = R \cos \alpha$.

4) Вес сегмента грунта при объемном весе грунта γ_1 (принимается взвешенный в воде грунт):

$$G = \gamma_1 \left(\frac{\alpha^2 \pi}{180^2} - \sin \alpha \cos \alpha \right) R^3.$$

5) Сила трения S_G как результат действия нормальной к кривой скольжения силы G , равная:

$$S_G = G \operatorname{tg} \varphi.$$



Фиг. 262.

¹ "Гидротехническое строительство" № 7, 1935 г.

6) Гидродинамическое давление воды на выделенный сегмент грунта D , представляющее собой геометрическую сумму гидродинамических давлений, вычисленных для отдельных клеток гидродинамической сетки (фиг. 263):

$$D = \Sigma \gamma \cdot (\text{пл. } abcd) \cdot J$$

с плечом d .

7) Наконеч по круговой линии скольжения может действовать сила сцепления грунта, равная:

$$C = 2\alpha R \cdot c,$$

где $2\alpha R$ — длина дуги сегмента, а c — удельное сцепление грунта.

Для песчаных грунтов $c = 0$, для глинистых $c = 0 \div 20 \text{ м/м}^2$, обычно $1 \div 5 \text{ м/м}^2$. Поскольку основание насыщено водой, сцепление должно быть близко к нулю, и поэтому им иногда пренебрегают в расчетах.

Условие устойчивости всех этих сил может быть охарактеризовано коэффициентом устойчивости K_c :

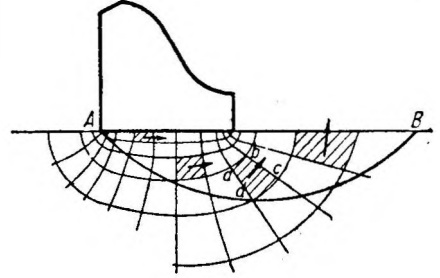
$$K_c = \frac{M_{\text{сопр}}}{M_{\text{сдв}}},$$

где $M_{\text{сопр}}$ — момент сил сопротивления сдвигу по кривой;

$M_{\text{сдв}}$ — момент сил сдвигающих.

В развернутом виде:

$$K_c = \frac{S_N R + S_G R + 2\alpha R c R}{Q R \cos \alpha + TR + D d}.$$



Фиг. 263.

Сокращая на R и вводя значение отдельных сил, получаем

$$K_c = \frac{P \cos \beta \operatorname{tg} \varphi + G \operatorname{tg} \varphi + 2\alpha R c}{Q \cos \alpha + P \sin \beta + D \cdot \frac{d}{R}}, \quad (148)$$

или

$$K_c = \frac{\operatorname{tg} \varphi [P \cos \beta + \gamma_1 \left(\frac{\alpha^2 \pi}{180^\circ} - \sin \alpha \cos \alpha \right) R^2] + 2\alpha R c}{Q \cos \alpha + P \sin \beta + D \frac{d}{R}}. \quad (1480)$$

Замечая далее, что

$$R = \frac{b}{2 \sin \alpha}, \quad \text{где } b = AB;$$

$$\sin \beta = \frac{a}{R} = \frac{2a}{b} \sin \alpha;$$

$$\cos \beta = \sqrt{1 - \frac{4a^2}{b^2} \sin^2 \alpha},$$

имеем окончательно после подстановки последних выражений в (148')

$$K_c = \frac{\operatorname{tg} \varphi \left[P \sqrt{1 - \frac{4a^2}{b^2} \sin^2 \alpha} + \frac{\gamma_1 b^2}{4 \sin^2 \alpha} \left(\frac{\alpha^2 \pi}{180^\circ} - \sin \alpha \cos \alpha \right) \right] + \frac{abc}{\sin \alpha}}{Q \cos \alpha + \frac{2a}{b} P \sin \alpha + \frac{2Dd}{b} \sin \alpha}. \quad (149)$$

Это и есть общая формула коэффициента устойчивости.

Если не учитывать сцепления, т. е. положить $c = 0$, то

$$K_c = \operatorname{tg} \varphi \frac{P \sqrt{1 - \frac{4a^2}{b^2} \sin^2 \alpha} + \frac{\gamma_1 b^2}{4 \sin^2 \alpha} \left(\frac{\alpha^2 \pi}{180^\circ} - \sin \alpha \cos \alpha \right)}{Q \cos \alpha + \frac{2a}{b} P \sin \alpha + 2 \frac{Dd}{b} \sin \alpha}. \quad (150)$$

Если же не учитывать и гидродинамического давления, то получим следующую формулу устойчивости:

$$K_c = \operatorname{tg} \varphi \frac{P \sqrt{1 - \frac{4a^2}{b^2} \sin^2 \alpha} + \frac{\gamma_1 b^2}{4 \sin^2 \alpha} \left(\frac{\alpha^\circ \pi}{180^\circ} - \sin \alpha \cos \alpha \right)}{Q \cos \alpha + \frac{2a}{b} P \sin \alpha}. \quad (151)$$

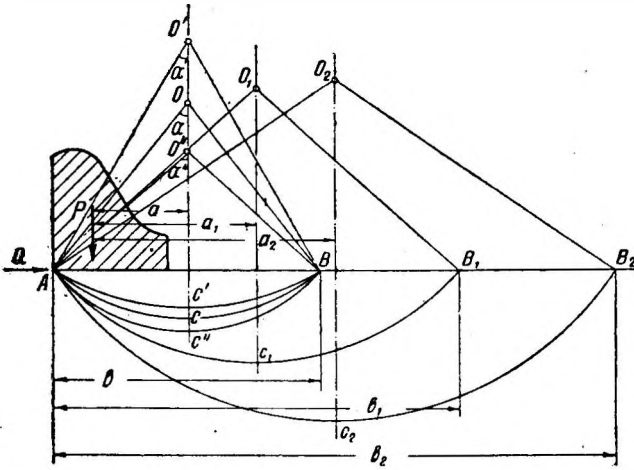
- б) Анализ формул. Из формул (149) — (151) видно, что
- 1) наличие сцепления в грунте повышает устойчивость сооружения;
 - 2) наличие гидродинамического давления понижает коэффициент устойчивости;
 - 3) положение точки приложения силы P или ее эксцентриситета влияет также на устойчивость, причем увеличение эксцентриситета (в сторону верхнего бьефа) понижает устойчивость плотины;

4) если принять $\alpha = 0$, кривая AB превратится в прямую, т. е. мы будем иметь ранее рассмотренный случай скольжения по плоскости и

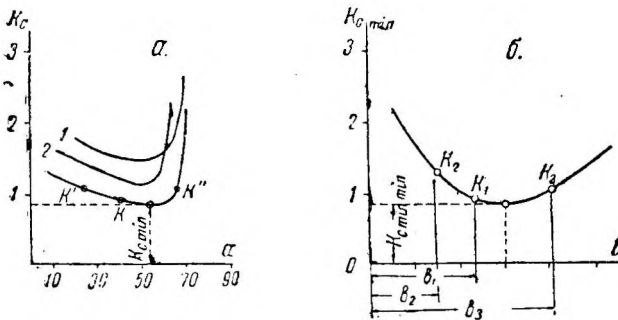
$$K_c = \operatorname{tg} \varphi \frac{P}{Q}.$$

в) Нахождение $K_{C \min}$. Формулы (149) — (151) выражают меру устойчивости сооружения для одного случая с поверхностью скольжения AB . Но таких круговых поверхностей можно через ребро A провести бесчисленное множество, и устойчивость плотин в каждом случае будет разной. Однако найдется, очевидно, поверхность скольжения, для которой коэффициент устойчивости будет наименьшим; эта поверхность будет самой опасной, и ее коэффициент $K_{C \min}$ будет являться действительно мерой устойчивости.

Для нахождения $K_{C \min}$ задаются некоторой точкой O (фиг. 264), проводят



Фиг. 264.



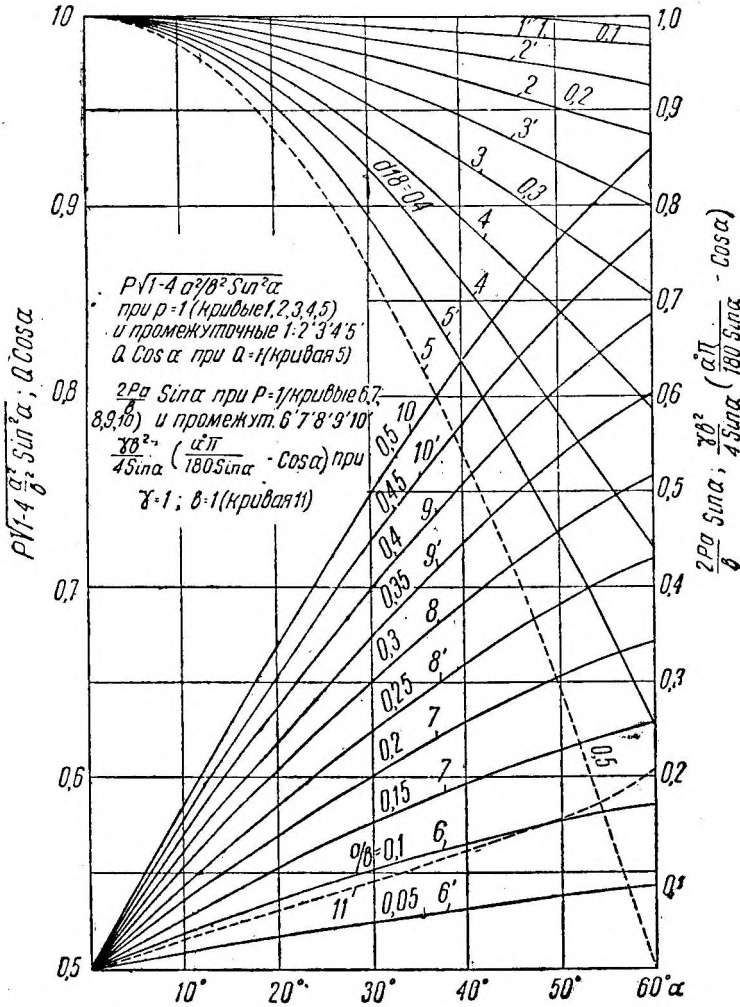
Фиг. 265.

дугу ACB радиусом $R = OA = OB$, определяют a, b, α и по формулам (149) — (151) — величину K_c . Затем на вертикали берут еще ряд центров O', O'', \dots , из которых описывают дуги через те же точки A и B и вычисляют соответственно K'_c, K''_c, \dots . Когда получен ряд значений K_c , можно графически найти $K_{C \min}$. Для этого на графике (фиг. 265, а) откладывают значения K_c, K'_c, K''_c, \dots в зависимости от угла α , соединяют точки кривой и по горизонтальной касательной к этой кривой получают $K_{C \min}$; обычно для этого достаточно взять 3 — 4 точки.

Далее берут еще несколько вертикалей $O_1C_1, O_2C_2 \dots$ с новыми величинами $b_1, b_2 \dots$ и для каждой из них проделывают по предыдущему определение $K_{c \min}$, строя кривые (1, 2, ... на фиг. 265, а).

Получив ряд значений $K_{c \min}$ для разных b , графически находят $K_{c \min \min}$ (фиг. 265, б).

Для уменьшения счетной работы можно нахождение $K_{c \min \min}$ производить по формуле (151), пользуясь графиком (фиг. 266); силу D учитывают уже после нахождения $K_{c \min \min}$ по формуле (151), для чего при найден-



Фиг. 266. График для расчета коэффициента устойчивости плотины на скольжение по ф-ле проф. М. М. Гришина.

ных уже a, b, R и пр. для соответствующего $K_{c \min \min}$ вычисляют D и вновь определяют $K_{c \min \min}$ при тех же данных по формуле (150) или (149).

Этот прием конечно является приближенным, но приемлемым.

Анализ формул (149) — (151), которого здесь не приводим, показывает, что $K_{c \min \min}$ в большинстве случаев менее K_c для скольжения по плоскости, и лишь при малых удельных нагрузках на основание p и относительно широком флютбете b , а также малом эксцентриситете a более опасным может оказаться скольжение по плоскости.

Далее надо отметить, что если равнодействующая вертикальных сил имеет вообще малый эксцентриситет или направленный в сторону низовой

грани плотины, то опасные кривые скольжения начинаются не от верхнего ребра подошвы плотины, а примерно где-то в средней трети ее. Такой расчетный случай часто оказывается наиболее опасным. Самый расчет отличается от предыдущего только тем, что в расчетных формулах за силу P принимается нагрузка на основание в пределах кривой скольжения (в соответствии с эпюрой напряжений в основании), т. е. некоторая $P_1 < P$. Сила Q в связи с этим уменьшается на величину

$f(P - P_1)$, т. е. в расчет вводится величина:

$$Q_1 = Q - f(P - P_1), \text{ где } f = \operatorname{tg} \varphi.$$

Эта схема расчета приближенная, лабораторные опыты показывают, что в формулу для K_c можно вводить поправочный коэффициент 1,1.

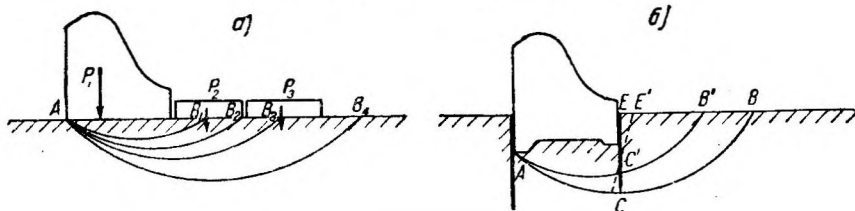
г) Расчет устойчивости плотин в некоторых частных случаях. Общий метод, изложенный выше, применим не только к схеме фиг. 262, но и к более сложным контурам.

1. Если фундамент плотины, как это обычно бывает, заглублен в грунт основания (фиг. 267), то формулы (149) — (151) могут быть

приложены к данному случаю после следующего преобразования.

Вычисляем отдельно вес надземной части плотины $P_1 = \gamma_1 \omega_1$ и отдельно подземной (заштрихованной) $P_2 = \gamma_1 \omega_2$, где γ_1 — объемный вес кладки плотины, и затем из веса подземной части вычитаем вес грунта в том же объеме, т. е. $P_2' = \gamma_2 \omega_2$, если γ_2 — объемный вес грунта основания. Остаток веса:

$$P_2'' = P_2 - P_2' = (\gamma_1 - \gamma_2) \omega_2$$



Фиг. 268.

складываем по правилам сложения параллельных сил с весом P_1 . Сумма эта пусть будет равна:

$$P = P_1 + P_2'' = \gamma_1 \omega_1 + (\gamma_1 - \gamma_2) \omega_2 = \gamma_1 (\omega_1 + \omega_2) - \gamma_2 \omega_2. \quad (152)$$

Тогда при рассмотрении равновесия сил в данной системе мы будем иметь Q и $P = \gamma_1(\omega_1 + \omega_2) - \gamma_2 \omega_2$ и кроме того вес сегмента CAB , т. е. полностью можем применить формулы (149) — (151).

Далее при поисках $K_{c \min}$ дуги кривых проводятся все время через точку A — ребро напорной грани в основании; при нахождении $K_{c \min \min}$ строят график, аналогичный фиг. 265, б, но на оси абсцисс откладывают не b, b_1, \dots , а расстояния e, e_1, \dots

2. Учет влияния различных водобойных устройств за плотинной и рисбермы делается следующим образом.

Если за плотинной имеется несколько бетонных плит (фиг. 268, а) весом P_2, P_3 (гасители, крепление), то наиболее опасные кривые должны проходить через точки B_1, B_3 — середины плит — или через B_2, B_4 — концы

плит. При исследовании например случаев $b = AB_1$ и $b = AB_2$ за величину P [формулы (149) — (151)] принимается $P = P_1 + P_2$, при исследовании кривых с $b = AB_3$ или $b = AB_4$ за P принимается $P = P_1 + P_2 + P_3$. В остальном расчет не отличается от общей схемы.

3. Наличие шпунтов влияет положительным образом на устойчивость плотины. При этом (фиг. 268, б) верховой шпунт, если он просто прислонен к плотине, не окажет никакого действия на устойчивость последней. Низовой шпунт EC для всех кривых скольжения, проходящих ниже точки C , не имеет никакого значения; для кривых же, пересекающих шпунт, он дает добавочное сопротивление сдвигу. Проведенными пока небольшими опытами проф. М. М. Гришина вопрос далеко еще не выяснен, но в расчетах можно для кривых типа $AC'B'$ (пересекающих шпунт) увеличивать получающийся обычным методом для данной кривой $K_{c \min}$ приблизительно на 10%. Лабораторные опыты это подтверждают (шпунт при этом перекашивается в положение $E'C'$), но в ответственных случаях до окончания исследований будет осторожнее пока не учитывать и этого 10%-ного увеличения $K_{c \min}$.

6. СРАВНЕНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА

Метод расчета устойчивости плотин на скольжение по горизонтальной плоскости основания недостаточно надежен, давая во многих случаях преувеличенные коэффициенты устойчивости, и допустим лишь при относительно небольших удельных нагрузках на основание, а также для предварительных соображений по подбору размеров плотины.

Ближе к реальным условиям стоят методы расчета устойчивости, учитывающие возможный сдвиг плотины вместе с основанием.

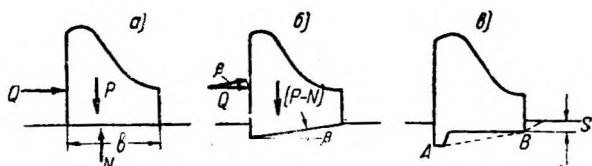
7. ПОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ ПЛОТИНЫ НА СДВИГ ПО СКАЛЬНОМУ ОСНОВАНИЮ

Сдвигу плотины по плоскости подошвы сопротивляются (фиг. 269) прежде всего силы трения $S = f(P - N)$, где f — коэффициент трения (гл. 3) бетона по скале основания, находящийся в пределах 0,5—0,7, а N — противодействие. Поэтому условие устойчивости может быть выражено уже известной формулой (130):

$$K_c = f \frac{P - N}{Q} > 1.$$

Однако почти во всех случаях практики¹ имеет место сцепление бетона с материалом основания. Величина этого сцепления может быть весьма значительна, например по лабораторным опытам д-ра инж. Н. Келена указанное сцепление доходит до 16 кг/см². Тем не менее до сего времени сцепление в расчетах сдвига не учитывалось и никакими нормами еще не рекомендуется, так как неизвестно, какой величины сцепление может достигать в производственных условиях, в действительном шве, при трещиноватой скале, фильтрующей воде, при возможностях отслаивания бетона по условиям твердения раствора и пр.

Несомненно, что к учету сцепления скоро перейдут; во всяком случае небольшое сцепление порядка $c = 1 \div 2$ кг/см² для пород, хорошо схватывающихся с бетоном, следовало бы по нашему мнению учитывать и теперь, принимая однако при этом, что это сцепление может быть только на той части площади основания, на которую непосредственно не передается



Фиг. 269.

¹ Исключение могут составить лишь некоторые породы, например глинистые сланцы, иногда плохо сцепляющиеся с бетоном.

фильтрационное противодействие (гл. 8). Тогда коэффициент устойчивости будет равняться:

$$K_c = \frac{f(P-N) + (1-\alpha_2)cb}{Q}, \quad (153)$$

где c — удельное сцепление;

α_2 — коэффициент площади передачи противодействия.

В случае наклона подошвы основания (фиг. 269, б) под углом β к горизонту в сторону верхнего бьефа коэффициент устойчивости K_c возрастет. В этом случае по подошве действуют силы, если не учитывать сцепления:

1) сдвигающая: $+Q \cos \beta$;

2) составляющая силы $(P-N)$, равная $-(P-N) \sin \beta$; нормально к подошве действуют силы:

$$(P-N) \cos \beta + Q \sin \beta,$$

следовательно:

$$K_c = f \frac{(P-N) \cos \beta + Q \sin \beta}{Q \cos \beta - (P-N) \sin \beta} = f \frac{(P-N) + Q \operatorname{tg} \beta}{Q - (P-N) \operatorname{tg} \beta}. \quad (154)$$

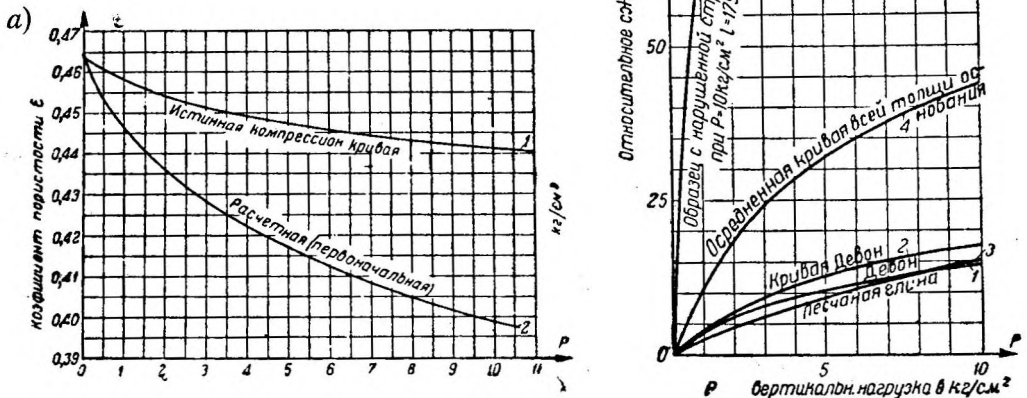
При наличии зуба (фиг. 269, в) и заделки тела плотины в скалу на величину S сопротивление сдвигу еще более возрастает. Наличие зуба при Достаточной его прочности позволяет учесть при сдвиге скальвание по линии AB и выкальвание призмы скалы у грани B .

§ 63. ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ И ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ И ДЕФОРМАЦИИ ПЛОТИН НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

1. ОСАДКИ СООРУЖЕНИЙ НА СЖИМАЕМЫХ ГРУНТАХ

Как известно, большинство так называемых нескальных грунтов под действием нагрузок изменяют свой объем, сжимаются за счет уменьшения пористости. Это свойство характеризуется так называемой компрессионной кривой, связывающей удельные нагрузки на грунт p при невозможности бокового расширения грунта и коэффициент пористости его e (фиг. 270, а).

[По предложению Н. Н. Маслова компрессионная кривая связывает удельные нагрузки p и относительное сжатие e , выра-

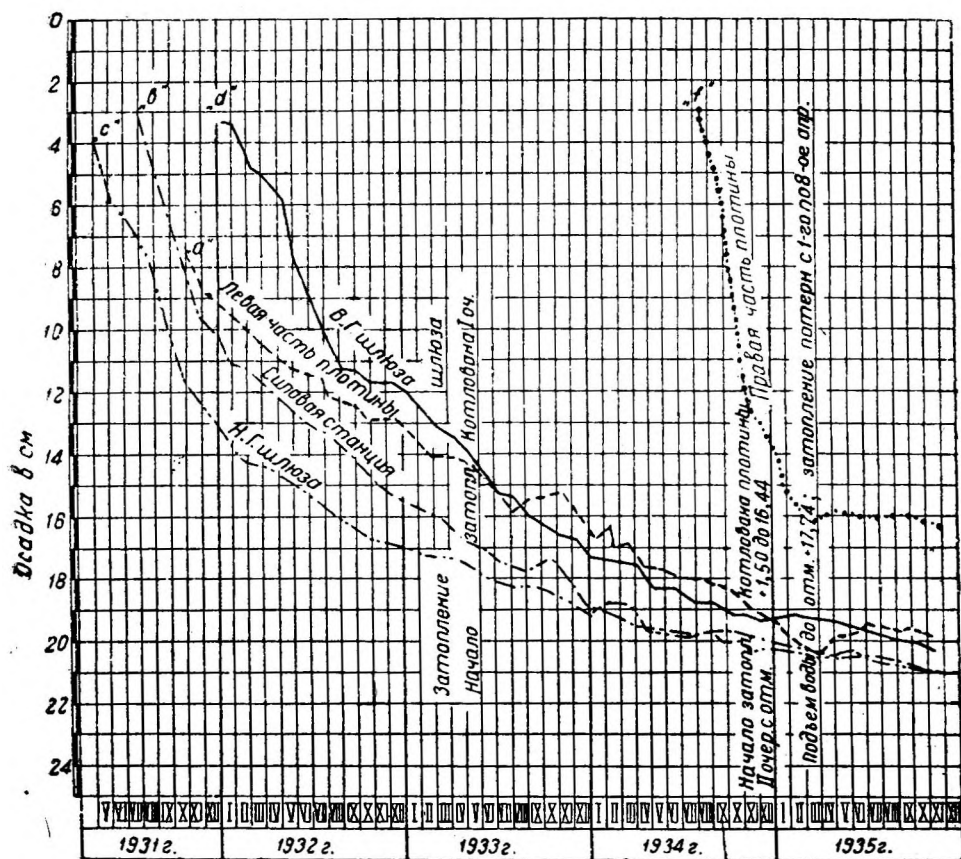


Фиг. 270 Компрессионные кривые грунтов в основании Нижнесвирской плотины.

женное в миллиметрах на 1 м высоты обжимаемого слоя грунта¹ и получающееся от изменения нагрузки от нуля до p кг/см² (фиг. 270, б).]

¹ Н. Н. Маслов и Д. В. Шнитников, К вопросу расчета осадок и деформаций сооружений. „Свирстрой“, вып. IX, 1936 г.

Поэтому и плотина, выстроенная на сжимаемых грунтах, дает известную осадку, зависящую от свойств грунта. Осадки сооружений на обломочных, галечных и гравелистых грунтах весьма невелики и могут не учитываться, если в грунтах этих нет глинистых примесей. То же можно сказать и о чистых песках; но на песчано-илистых, песчано-глинистых, илистых и особенно глинистых грунтах сооружения могут давать значительные и неравномерные осадки; так например, фактические осадки сооружений Нижнесвирской ГЭС достигли к 1936 г. величины 21 см (фиг. 271).



Фиг. 271. Осадки Нижнесвирских сооружений.

Величина осадки сооружения, имеющего неограниченные размеры а плане, при равномерной нагрузке на глинистое основание через T лет при наличии дренирующего под фундаментом слоя может быть определена по известной формуле проф. Н. М. Герсеванова:

$$s = \frac{ah(p_1 - p_0)}{1 + \epsilon_0 + ap_0} \left(1 - \frac{\gamma}{\pi^2} \cdot \frac{1}{e^{\frac{\gamma T}{a}}} \right), \quad (155)$$

где s — осадка фундамента сооружения через T лет после постройки;
 a — коэффициент уплотнения, равный

$$a = \frac{\epsilon_0 - \epsilon_1}{p_1 - p_0} \left(\frac{с.м^2}{кг} \right) \quad (1550)$$

и определяемый по компрессионной кривой;

h — толщина сжимаемого суглинистого или глинистого слоя;

ϵ_0 — коэффициент пористости грунта основания до постройки сооружения, соответствующий нагрузке на грунт p_0 (например нагрузке вышележащих слоев основания, удаляемых перед постройкой);
 p_1 — удельная нагрузка от сооружения на основание;
 ϵ_1 — коэффициент пористости грунта при нагрузке p_1 ;
 e — основание натуральных логарифмов;
 ζ — коэффициент, зависящий от упругих и фильтрационных свойств грунта:

$$\zeta = \frac{75 \cdot 10^6 \cdot k (1 + \epsilon_0 + ap_0)}{\gamma_1 h^2}, \quad (155'')$$

где ϵ_0, p_0, a, h имеют то же значение, что и выше в формуле (155);

k — коэффициент фильтрации грунта;

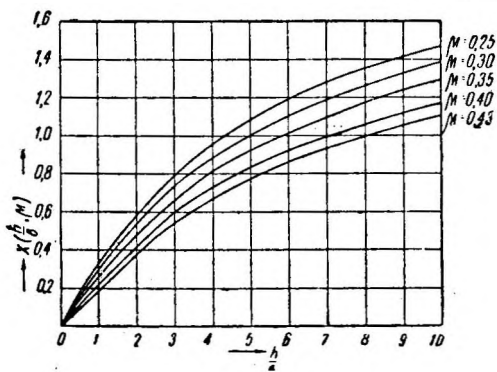
γ — вес 1 см³ воды в кг;

γ_1 — вес 1 см³ грунта в кг.

Все измерения в этих формулах берутся в сантиметрах, килограммах и секундах, время T — в годах.

Конечная осадка сооружения ($T = \infty$) будет равна:

$$s_\infty = \frac{ah (p_1 - p_0)}{1 + \epsilon_0 + ap_0}. \quad (156)$$



Фиг. 272. График функций $X(h/b, \mu)$ по Хакимову.

Для сооружений, имеющих ограниченные размеры в плане, расчет конечной средней осадки можно производить по новой формуле Х. Р. Хакимова¹:

$$y = \frac{2bp}{E} X\left(\frac{h}{b}, \mu\right), \quad (157>)$$

где b — полуширина основания плотины;

h — толщина обжимаемого слоя грунта;

μ — коэффициент Пуассона для грунта;

E — модуль нормальной упругости грунта (при сжатии) или так называемый обобщенный модуль Юнга по Герсеванову;

p — равномерная нагрузка от сооружения на грунт;

$X\left(\frac{h}{b}, \mu\right)$ — функция, представленная на графике фиг. 272 (можно пользоваться и таблицей, помещенной в работе инж. Хакимова, упомянутой на стр. 279).

При пользовании формулами Герсеванова (155), (156) надо иметь в виду, что они не учитывают распределения напряжений в толще грунта, почему следовало бы производить расчет осадки по небольшим слоям грунта, учитывая для каждого свою нагрузку, полученную вычислениями, на основе закона распределения напряжений в грунте (формулы Мелана и др.). Но для некоторых значений $\frac{h}{b}$ и μ ошибки при пользовании формулой (155) невелики (например при $\frac{h}{b} = 1,5 \div 4$ и $\mu = 0,4$ — ошибки в пределах до 25%).

При наличии в основании плотины слоев грунта разной сжимаемости (разные коэффициенты уплотнения a) расчеты следует тоже вести по слоям, суммируя затем осадку.

¹ Х. Р. Хакимов, Расчеты осадки сооружений на естественном основании и определение активной зоны грунта, ОНТИ, 1936 г.

Надлежит также учитывать природное уплотнение грунтов, увеличивающееся книзу.

Касаясь компрессионных кривых, получаемых лабораторным путем, следует отметить, что обычно они, как показал опыт Свирьстроя, дают преувеличенные результаты (фиг. 270 а, б¹).

С точки зрения строительной важно, как вдут осадки плотин во времени: быстро или медленно. Если осадки в основном совершаются в процессе строительства (3—5 лет), то их приходится анализировать по стадиям и этапам постройки.

Зная ход осадок во времени, можно самый ход строительства наметить таким образом, чтобы заранее были приняты нужные строительные запасы или подъемы, соответственно были заложены оси механизмов, разбиты конструктивные швы, предусмотрено надлежащее время их закрытия и т. п.

Следует еще отметить, что кроме опусканий сооружения и его частей в связи со сжатием грунта возможны и отрицательные осадки, т. е. выпучивания основания, которые вызывают перекашивание сооружений и увеличение их осадки против расчетной.

Выпучивание происходит при открытии котлованов в глинистых грунтах благодаря снятию нагрузки в виде удаляемого слоя грунта (на Свирьстрое величина выпучивания достигала до 13 см., причем обычно высота выпучивания глины в сантиметрах соответствовала числу метров глубины выемки).

Выпучивание в грунтах происходит и вследствие водоотлива или действия напорных грунтовых вод на основание.

Поэтому земляные и бетонные работы в глинистых грунтах должны быть строго регламентированы во времени, чтобы избежать значительных деформаций выпучивания, перекашивания и пр. (например отрывка котлована небольшими участками, быстрое их бетонирование, равномерность бетонирования по площади и пр.).

2. ДЕФОРМАЦИИ СДВИГА СООРУЖЕНИЙ

Эти деформации возникают под действием горизонтальных сил. При некоторой величине этих деформаций (в пределах упругости) они неопасны. Так, на Свирьстрое силовая станция сдвинулась в сторону нижнего бьефа на 10,4 мм, плотина — на 4,7 мм.

Деформации сдвига могут представить некоторые неудобства, если они значительны и главным образом если неудачно расположены конструктивные швы в сооружении.

Расчет деформаций сдвига пока не имеет выработанной теории; в этом отношении мы имеем пока единичный опыт Свирьстроя² и некоторые работы, начатые в Институте Водгео.

Значительные деформации сдвига в сооружении помимо расстройств работы швов, механизмов, затворов могут вызвать появление трещин в бетоне, расхождение контакта с верховым шпунтом или зубом и привести к аварии. Примерно при таких условиях произошел сдвиг плотины Гробуа (Франция) и Бузей (Франция), расположенных: первая — на плотной глине лейаса, вторая — на сланцах с прослойками глины и кварцевого песчаника. Плотина Бузей изогнулась в 1884 г. в плане по кривой с наибольшей стрелой прогиба в 37 см при длине 120 м, причем была нарушена связь с верховой шпорой и расход фильтрации достиг 0,35 м³/сек (в 1895 г. плотина эта разрушилась).

¹ См. "Свирьстрой", вып. III, статью Н. Н. Маслова.

² "Свирьстрой", вып. X, Н. Н. Маслов, Локализованный сдвиг.

3. ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ И ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ОСНОВАНИЙ ПЛОТИН

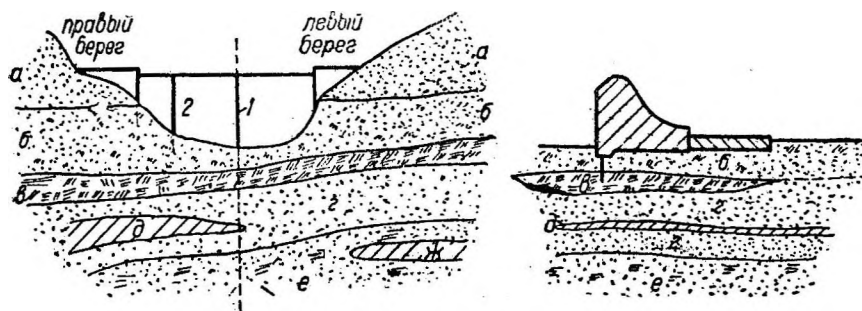
Природные условия для постройки плотин чрезвычайно разнообразны. Водоподъемные плотины чаще всего приходится устраивать на нескальных основаниях, которые мы и рассмотрим здесь. Скальные основания, совершенно необходимые для возможности постройки плотин напором более 20—25 м (исключение—земляные плотины), будут подробнее рассмотрены в т. II.

а) Геологические условия. При выборе места под плотину, естественно, стремятся найти скальное основание и берега на небольшой глубине от поверхности. Если скала прикрыта небольшим слоем наносов в несколько метров, то слой этот убирается и плотина строится непосредственно на скале.

В противном случае основание плотины располагается на слое аллювия. При этом могут быть два решения:

1) при небольшой глубине аллювия — пересечь его вертикальной водонепроницаемой преградой в виде шпунта до непроницаемой породы (если толщина аллювия 6—15 м) или глубокого зуба (при толщине аллювия приблизительно до 30 м) и

2) при значительной мощности аллювия ограничиться развитием подземного водонепроницаемого контура: понура, шпунтов и т. п., не



Фиг. 273.

достигающих скалы или глины (висячих), для создания удовлетворительных условий фильтрации.

Выбор решения зависит от величины напора и других технических (гл. 8) и экономических факторов и производится путем сравнения ряда вариантов и выбора наиболее надежного и экономически выгодного.

Подстилающий водонепроницаемый слой в случае доведения зуба или шпунта до него должен обладать малым коэффициентом фильтрации (глина, скальные малотрещиноватые породы) и иметь достаточную мощность, если ниже идут опять водопроницаемые слои. Шпунты или зубья должны быть достаточно заглублены в водонепроницаемый пласт, чтобы обеспечить нужную плотность контакта (до 1 м).

Аллювиальные отложения, являющиеся основанием плотин, в силу своего происхождения отличаются обычно чрезвычайной неоднородностью, иногда рыхлостью, разнородностью механических (упругих) свойств помимо значительной водонепроницаемости. Особенно характерно для них линзообразное залегание отдельных прослоек, что всегда следует учитывать. Это имеет значение как в отношении фильтрации, так и в отношении возможных деформаций основания.

На фиг. 273 представлен случай, когда слой глины б на поперечном профиле реки был принят за сплошной слой, а после тщательных исследований оказалось, что это короткая линза. Поэтому шпунты, запроектированные до слоя глины, оказались бы малоэффективными.

Из той же фиг. 273 можно заключить, что осадка плотины даже при равномерной нагрузке ее в пределах глинистой линзы δ будет большей, чем в левобережной части створа. Мощность глинистых прослоек v тоже играет роль.

В соответствии с фиг. 273 плотина должна быть обязательно разрезана швом по 1 и затем по 2 помимо обычных конструктивных швов, чтобы сделать безопасной различную осадку левой и правой частей сооружения.

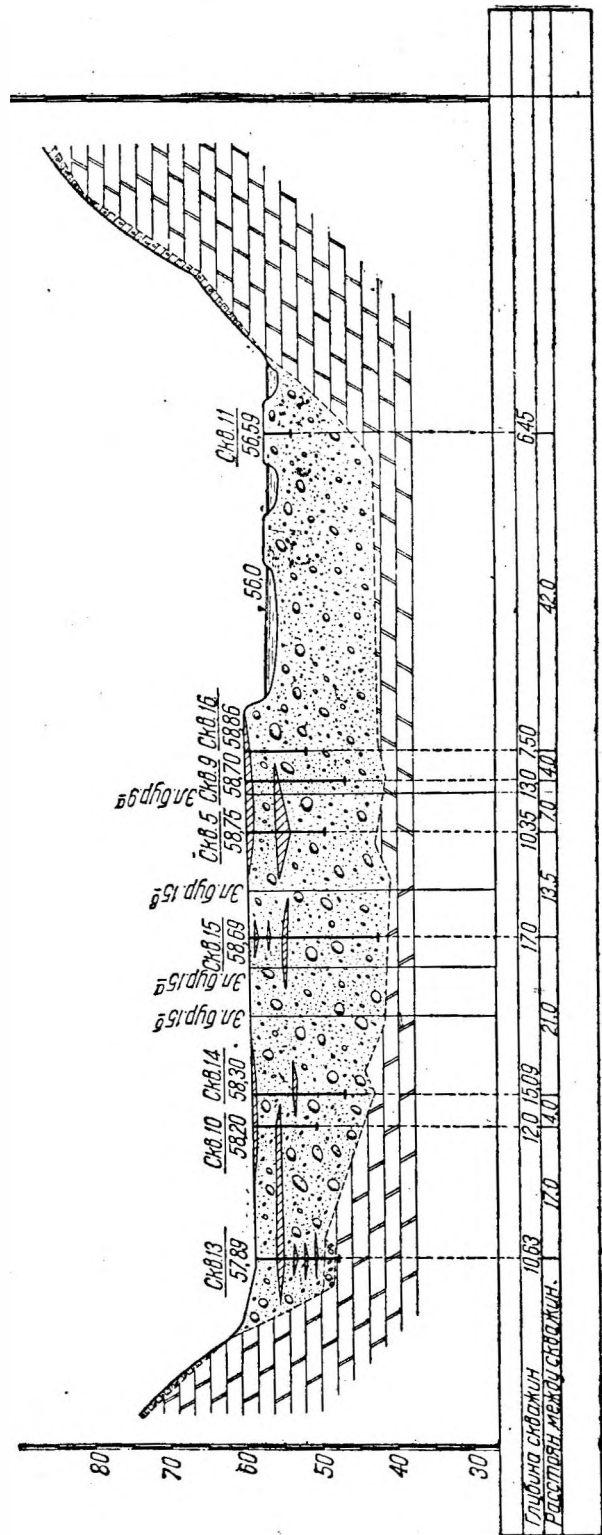
Особый интерес представляют еще так называемые плавунные грунты, или плавуну. Они представляют собой мелкозернистые водоносные породы, которые характеризуются малым коэффициентом фильтрации, малой порозностью, большим объемным весом (до $2,1 \text{ т/м}^3$). На строительстве некоторых шлюзов Беломорско-Балтийского канала (ББК) имени т. Сталина плавуну по своему составу содержали около 54% фракций крупнее $0,05 \text{ мм}$ (песок) и 46% — менее $0,05 \text{ мм}$.

Однако при влажности 13—14% они начинали течь; угол естественного откоса был 3° — 7° , при влажности до 17,5% угол естественного откоса — 0° .

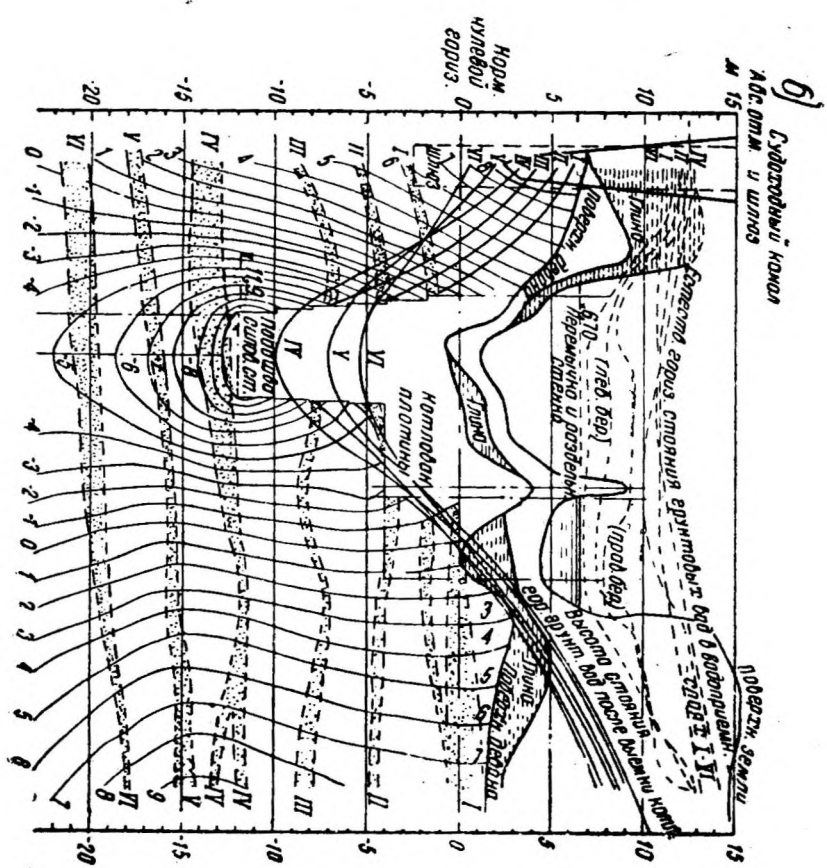
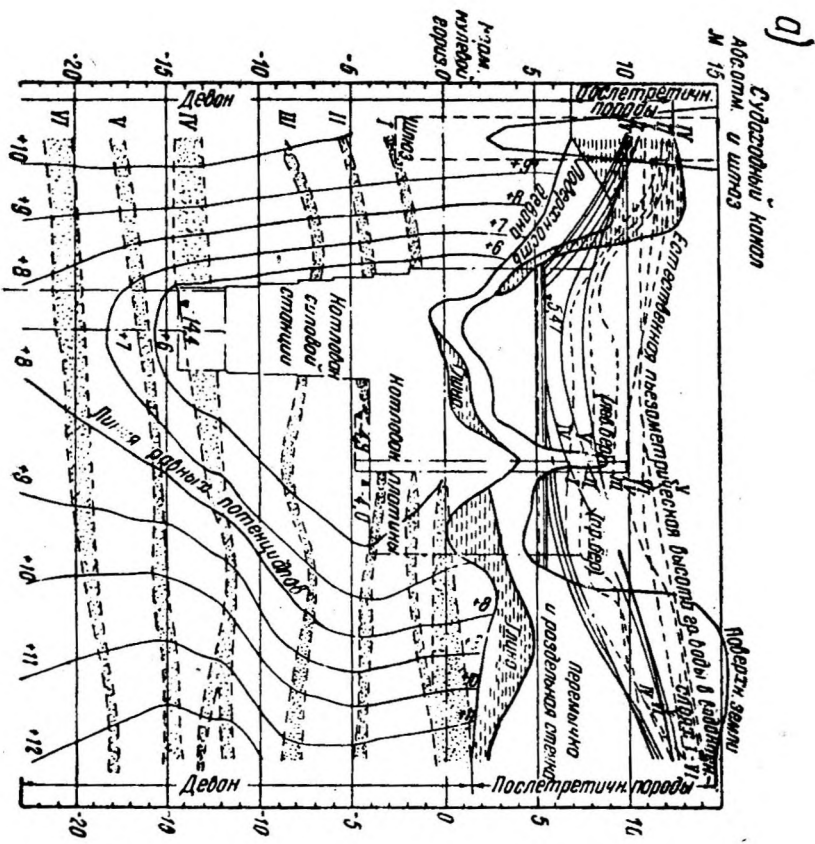
Тем не менее в условиях котлована, огражденного шпунтами, такие грунты обладают высокой несущей способностью. Так например, испытания плавунув ББК штампом $30 \times 30 \text{ см}$, пригруженным слоем грунта толщиной

2 м , дали например при нагрузке 8 кг/см^2 осадку 7 мм с отдачей при разгрузке 6 мм . Главное следовательно — исключить возможность движения грунта в стороны.

Что касается гравелисто-галечных оснований, то основной их недостаток — большая фильтрационная способность, хотя встречаются



Фиг. 274. Геологический профиль по створу плотины.

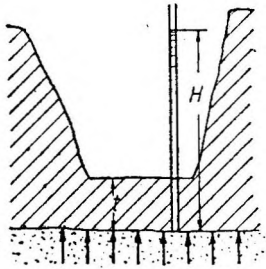


фиг. 275. Гидрогеологический профиль по створу плотины.

ками, в которых циркулируют напорные воды, характеризующиеся на фиг. 275 сеткой, эквипотенциалей.

В осадочных коренных образованиях встречается еще случай, когда более плотные, даже скального типа породы, лежат на менее плотных. Подобный случай в частности имеет место на створе одной из волжских плотин (фиг. 276). Здесь скального типа порода — опоки — лежит на сенонских отложениях — глинах и полускальных глинистых опоках, распространяющихся на довольно большую глубину. В левобережном пойменном участке — пестрый переслой современных и древних аллювиальных отложений.

В таких случаях деформации оснований зависят от мощности плотного и прочного верхнего слоя и упругих свойств подстилающего сжимаемого грунта. Теоретически такую задачу приближенно можно решить, полагая плотную породу плитой или балкой на упругом основании, однако практически здесь встречается много затруднений, особенно в оценке упругих и других механических свойств пород.



Фиг. 277.

Весьма важными являются напорные воды в основании, которые влияют как на распределение фильтрационного противодействия по плотине, так и на условия производства работ. На фиг. 275, а показаны эквипотенциали подземных вод на створе плотины, на фиг. 275, б — картина эквипотенциалей там же после откачки воды из котлованов. В последнем случае создается ток грунтовой воды в котлован под большим напором и градиентами, что может вызвать разрыхление и выпирание глинистых слоев.

На схеме фиг. 277 показаны условия выпирания глинистого слоя t дна котлована, подверженного давлению напорных вод $N = \gamma H$, где H — напор этих вод. Разрушение дна может наступить (если силы трения очень малы) в случае

$$N > \gamma_1 t,$$

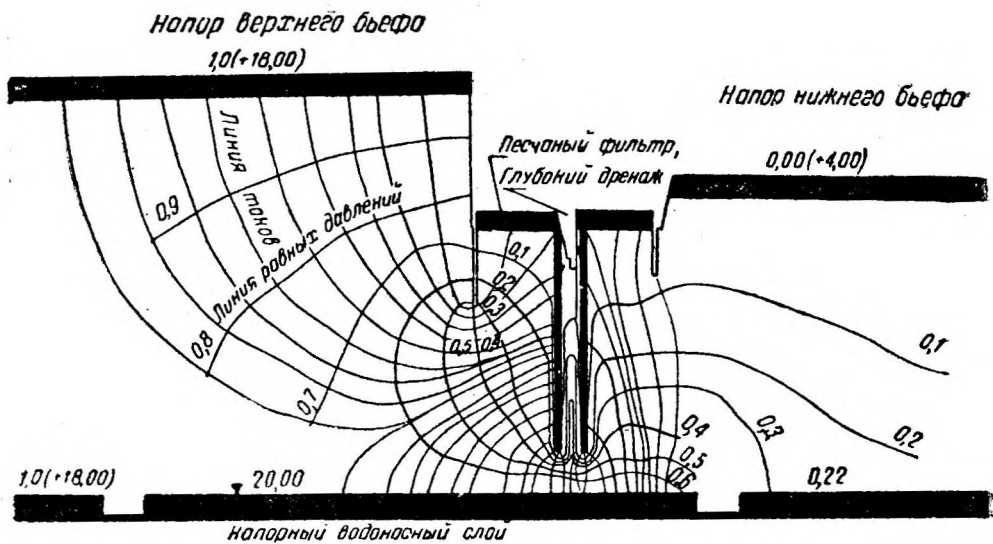
где γ_1 — объемный вес грунта.

Борьба с такими явлениями ведется путем понижения напора H откачками из системы трубчатых колодцев, установленных вокруг котлована (грунтовой водоотлив), и тем уменьшения силы N , а также путем быстрого бетонирования фундаментов немедленно после вскрытия котлованов.

Влияние напорных вод на фильтрационное давление на фундамент плотины можно изучить с помощью метода ЭГДА, как это делалось например для плотины (фиг. 278), вводя помимо шин, моделирующих верхний и нижний бьефы, еще шину, изображающую напорный горизонт грунтовых вод.

На фиг. 278 можно усмотреть также разгружающую роль дренажного колодца.

Наконец следует отметить еще роль химизма, или агрессивности, грунтовых вод, влияющей на прочность бетона фундаментных частей плотин (гл. 2).



Фиг. 278. Действие напорных вод в основании Нижнесвирской плотины.

4. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

Геологическое строение основания, его гидрогеологические условия должны быть тщательно изучены перед постройкой плотины. С помощью бурения и других горных выработок должны быть получены детальные разрезы по оси плотины, по двум профилям выше и ниже ее, включая в них весь подземный контур плотины; разрезы должны охватывать не только русло, но и участки береговой полосы за пределами плотины. Должны быть точно установлены чередование и положение пластов, слоев, наличие линз, мощность их, геологическое происхождение, возраст для коренных пород. По каждому слою или пласту должны быть даны петрографические и минералогические характеристики, особенности химического состава, если имеются опасения возможности химической суффозии. Должны быть также изучены дислокации и тектонические нарушения коренных пород.

В районе створа разведкой должны быть установлены все горизонты грунтовых вод, положение скатерти их (гидроизогипсы) и направление движения вод, напорность, взаимная связь этих вод и связь с речными водами, химический состав вод, дебит их.

Гидрогеолог должен также дать прогноз тех изменений в режиме грунтовых вод, которые произойдут после постройки плотины.

Глубина бурения или других выработок определяется мощностью водопроницаемых и слабых слоев основания и величиной напора плотины; при достижении водонепроницаемых коренных пород скважины должны заглубляться в коренные породы не менее, чем на 3—5 м при условии, что минимально необходимым числом глубоких скважин будет доказано наличие мощного непрерывного слоя коренных пород.

5. ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕСКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

Эти исследования заключаются в изучении физико-механических свойств всех отдельных пластов и прослоек в основании и по берегам-створа плотины.

Минимально необходимо для нескальных пород получение следующих характеристик:

1. Гранулометрический состав (механический анализ).
2. Удельный и объемный веса.
3. Пористость и влажность.

4. Компрессионная кривая и коэффициент уплотнения a , необходимый для расчета осадок.

5. Угол внутреннего трения ϕ .

6. Коэффициент сцепления (для глинистых грунтов).

7. Коэффициент фильтрации в условиях ненарушенной структуры (естественного залегания) и при давлениях, возможных после постройки плотины.

Дополнительными характеристиками являются:

8. Пределы консистенции по Аттербергу (пластичность и текучесть).

9. Пределы и скорость набухания (для глин).

10. Размокаемость (для глин).

11. Микроскопический анализ структуры и пористости грунта.

В некоторых более ответственных случаях приходится иногда вести определения критических скоростей суффозии и условий трения в контактах двух различных слоев.

Следует отметить необходимость проведения исследований образцов с ненарушенной структурой, получаемых путем kernового бурения с отбором их специальными грунтоносами по возможности большого диаметра (100—200 мм)¹. Образцы, получаемые из выработок, должны сохранять свою структуру и влажность вплоть до самого опыта, для чего они немедленно по взятии заливаются слоем парафина.

Некоторые характеристики помимо лабораторных должны определяться и полевыми испытаниями, в частности коэффициенты фильтрации должны быть определены путем опытных полевых откачек. Желательны полевые опыты и по компрессионным свойствам по трению и сцеплению. Для современных крупных плотин геотехнические исследования проводятся специальными лабораториями на месте работ, например на Свирьстрое, канале Москва — Волга, при исследованиях для Камышинской плотины и др.

6. ВАЖНОСТЬ ИССЛЕДОВАНИЙ ОСНОВАНИЯ

Подробные геологические и геотехнические исследования являются чрезвычайно важными, без них никакое проектирование невозможно. Тщательные исследования являются залогом успешного и безаварийного строительства плотины и устойчивости и сохранности сооружения в будущем, в период эксплуатации. Даже весьма крупные затраты на такие исследования вполне себя оправдывают.

§ 64. ПРОСТЕЙШИЕ ТИПЫ НЕВЫСОКИХ ВОДОСЛИВНЫХ ПЛОТИН

Водосливные плотины небольших напоров могут возводиться из материалов, имеющихся на месте: земли, камня, дерева, с минимумом привозных материалов. Часть таких конструкций, применяемых при регулировании горных рек, рассмотрена в гл. 4.

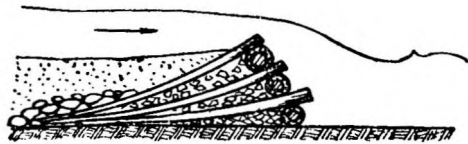
1. ПЛОТИНЫ НА ПЕСЧАНЫХ И ПЕСЧАНО-ГЛИНИСТЫХ ОСНОВАНИЯХ

При малой высоте возможно применить тип плотины (фиг. 279), состоящий из рядов деревьев, срубленных вместе с ветвями и уложенных на фашины или бревна, располагаемые в поперечном направлении и с загрузкой между рядами тяжелой землей и камнем. Сверху должен быть уложен слой камня: водобойная часть плотины устраивается из фашинных тюфяков или рядов фашин, прижатых ко дну поперечными

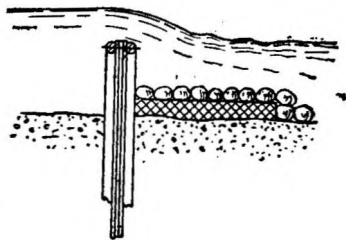
¹ В США в практике ответственных сооружений последних лет переходят к кернам диаметром до 300—900 мм.

бревнами, закрепленными свайками или наброской камня. Напор, выдерживаемый такими плотинами, может достигать 0,5—1,0 м. Речные наносы постепенно делают такую плотину водонепроницаемой. К этому же типу относятся пороги, описанные в гл. 4.

Другой тип плотин — шпунтовые. Одношпунтовая плотина (фиг. 280) является относительно простейшей водонепроницаемой конструкцией, применяемой при напоре до 0,5 м. Устройство ее понятно из фиг. 280. Для больших напоров, до 1—1,5 м,



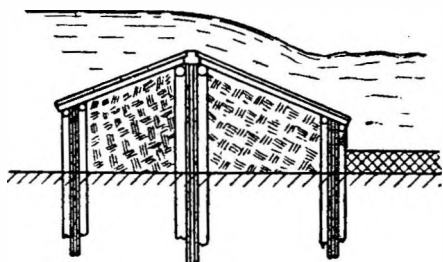
Фиг. 279. Древесно-земляная плотина.



Фиг. 280. Одношпунтовая плотина.

применяются двух- и трехшпунтовые конструкции, являющиеся прототипами деревянных флотбетов и описываемые в гл. 17.

Такие плотины состоят из шпунтовых рядов высотой над дном до 1—1,25 м, перекрытых деревянными водонепроницаемыми полами, опирающимися на сваи, забитые между шпунтами; подполье заполняется трамбованной глиной или жирным суглинком (фиг. 281). Рисберма крепится фашинными тюфяками с каменной загрузкой.



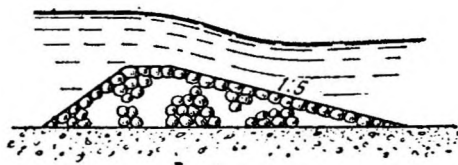
Фиг. 281. Трехшпунтовая плотина.

2. ПЛОТИНЫ НА ГРАВЕЛИСТЫХ И ГАЛЕЧНЫХ ОСНОВАНИЯХ

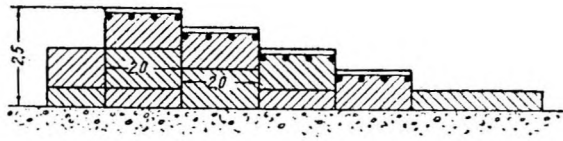
На таких основаниях устраиваются плотины главным образом с применением камня, который имеется в русле реки и по берегам: галька, булыжник и пр.

а) Плотины из каменной наброски простейшего типа устраиваются трапециoidalного профиля из подобранного камня с укладкой мелкого внутри и наиболее крупного по водосливной поверхности или из смеси крупного и иных размеров камня; последний тип обеспечивает большую плотность тела плотины (фиг. 282).

Верхний слой крупного камня должен быть особо плотным, так как он подвергается непосредственному воздействию потока; водосливная поверхность должна иметь пологий уклон 1:3—1:12, особенно при



Фиг. 282. Плотина из каменной наброски.



Фиг. 283. Габрионная плотина.

мелкозернистом грунте основания. Камни верхнего слоя должны быть настолько крупными, чтобы могли сопротивляться сдвигающей силе воды. Для увеличения прочности набросной плотины применяют забивку свай внутри наброски, а в более ответственных плотинах с повышенным напором (до 3 м и более) устраивают поперечные стенки из кладки на растворе или из бетона.

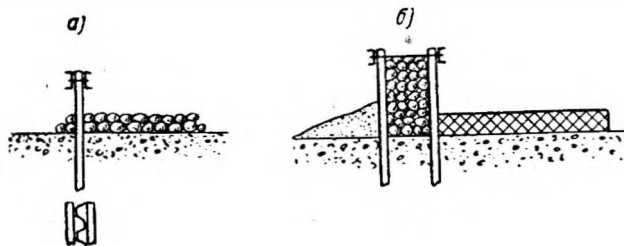
Водосливные плотины из каменной наброски указанного типа устраиваются с напорами до 2—3 м в зависимости от качества основания и крупности камня. Они требуют частого ремонта после каждого паводка, уносящего камень из верхнего слоя. Основание в низовом конце плотины должно быть тщательно укреплено (рисберма).

б) Габионные плотины для небольших горных рек описаны в гл. 4. Они применяются в тех случаях, когда нет достаточно крупного камня для набросной плотины (фиг. 283). Отдельные габионы связываются между собой проволокой, водосливная поверхность покрывается настилом из брусьев или бревен, защищающим габионную сетку от повреждений водой, наносами, льдом, карчами; детали настила даны в гл. 4 (фиг. 119). Рисберма такой плотины устраивается из габионных тюфяков.

Чем мелкозернистее грунт основания, тем положе делают уклон водосливной грани (до 1 : 5 при песчаных грунтах).

в)

вянные плотины также широко распространены и применяются для более высоких напоров, чем габионные или набросные;



Фиг. 284. Плотина из металлических шпунтов.

заполнение ряжей делается камнем. Этот тип плотин описан в гл. 17.

г) Шпунтовые плотины на гравелистых и галечных основаниях устраиваются из металлических или железобетонных шпунтов; последние применяются реже. На фиг. 284, а представлен тип такой плотины из одного шпунта типа Ларсен, на фиг. 284, б—двухшпунтовый тип. Отдельные шпунтины связаны между собой швеллерами, при двухшпунтовом типе отдельные шпунтовые ряды связаны между собой кроме швеллеров стяжками, заполнение между шпунтами—камень, галька, гравий. Рисберма делается или из загрузки камня или габионов.

Металлические шпунтовые плотины отличаются быстротой их выполнения и достаточной водонепроницаемостью по сравнению с описанными выше типами, однако они сравнительно дороги.

3. ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

Плотины на скальных основаниях допускают применение всех типов плотин, не требующих забивки свай, шпунтов и т. п., набросных, габионных и пр. Кроме того целесообразно применять плотины из сухой кладки крупных камней, описанные например в гл. 4.

§ 65. БЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ ВОДОСЛИВНЫЕ ПЛОТИНЫ И ФЛЮТБЕТЫ

Водосливная часть бетонной или каменной плотины имеет форму водослива большей частью безвакуумного очертания (§ 61). После выбора размеров водослива с гидравлической точки зрения, установления подземного контура (гл. 8) и анализа условий гашения энергии в нижнем бьефе производится проверка устойчивости (§ 63) и прочности тела водослива. Последний расчет и приводится ниже.

1. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВОДОСЛИВНОЙ ПЛОТИНЫ

Приведем элементарные методы расчета прочности и устойчивости плотин небольшой высоты. Точный метод расчета, применяемый для высоких плотин, дается в т. II, в разделе гравитационных плотин.

а) Предварительное определение размеров. Основные размеры профиля плотины предварительно определяются из гидравличе-

ских соображений (высота плотины, толщина переливающегося слоя) и из условия устойчивости ее на сдвиг. Для последней цели можно грубо принять профиль трапециoidalным и пользоваться методом расчета скольжения по плоскости (§ 63)¹.

Упрощая профиль до трапеции с основаниями b_0 и b (фиг. 285, а) и принимая обозначения, показанные на чертеже, можно написать выражение устойчивости 1 пог. м плотины в следующем виде [ср. формулу (130)]:

$$K_c = \frac{f(G - N)}{W}.$$

Заменяя входящие в эту формулу силы их значениями:

$$G = \gamma_1 (H_1 - h) \frac{b_0 + b}{2};$$

$$N = \gamma \left(\frac{\alpha_1 b H}{2} + b H_2 \right) = \frac{\gamma b}{2} (\alpha_1 H + 2 H_2);$$

$$W = W_1 - W_2 = \frac{1}{2} \gamma (H_1^2 - H_2^2 - h^2),$$

получаем:

$$K_c = f \frac{\gamma_1 (H_1 - h) (b_0 + b) - \gamma b (\alpha_1 H + 2 H_2)}{\gamma (H_1^2 - H_2^2 - h^2)}. \quad (158)$$

Отсюда:

$$b = \frac{\gamma K_c (H_1^2 - H_2^2 - h^2) - \gamma_1 f (H_1 + h) b_0}{f [\gamma_1 (H_1 - h) - \gamma (\alpha_1 H + 2 H_2)]}. \quad (1580)$$

В формуле (158') величине f дается минимальное значение коэффициента трения по основанию, величине K_c дается значение в зависимости от ответственности сооружения и рода грунта, например для скального грунта $K_c = 1,2 \div 1,5$ и для нескального $K_c = 1,5 \div 2,0$, имея

в виду, что в последнем случае более опасным может оказаться при точном расчете скольжение по кривой.

При нескальных основаниях целесообразно напорную грань плотины делать наклонной (фиг. 285, б), чтобы увеличить вертикальные силы за счет давления воды:

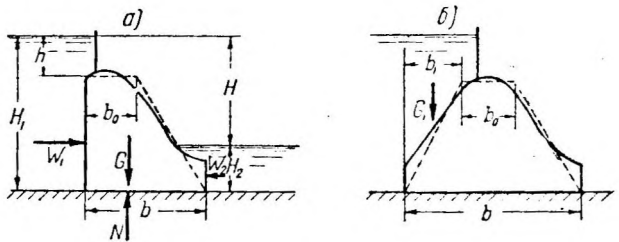
$$G_1 = \gamma b_1 \left(\frac{H_1 + h}{2} \right).$$

Тогда формула (158') примет несколько иной вид:

$$b = \frac{\gamma K_c (H_1^2 - H_2^2 - h^2) - f [\gamma_1 b_0 (H_1 - h) + \gamma b_1 (H + h)]}{f [\gamma_1 (H_1 - h) - \gamma (\alpha_1 H + 2 H_2)]}. \quad (158'')$$

б) Расчет прочности плотины. Формулы (158') и (158'') служат только для предварительного приближенного определения величины b . После этого строят профиль в соответствии с гидравлическими требованиями и рассчитывают уже прочность и устойчивость плотины более точно.

Оголовок плотины очерчивается из гидравлических соображений, как указано выше; низовая часть — сопряжение с нижним бьефом —



Фиг. 285.

¹ Для плотин на нескальных основаниях более точный метод предварительного определения размеров дан инж. Л. В. Олешкевичем в журн. "Гидротехническое строительство" № 7, 1935 г.

делается по круговой кривой на основе специальных расчетов (гл. 8), средняя же часть водосливной грани проектируется в виде прямой (примерно 1-2 на фиг. 286, а), касательной к кривым оголовка и низового сопряжения. Этой прямой может и не быть; в указанном случае криволинейная водосливная поверхность непосредственно соприкасается с нижней криволинейной частью профиля, очерченной по дуге окружности.

Принцип статического расчета тела плотины тот же, что и для подпорной стенки, поэтому приводим лишь схему расчета без детализации. Расчет ведется для нескольких возможных случаев действия сил:

1) случай строительный, когда плотина выстроена за перемычками, нагружена собственным весом, фильтрационное противодействие отсутствует;

2) случай эксплуатации — при наименьшем уровне нижнего бьефа и наивысшем верхнего бьефа, т. е. при максимальном напоре.

Иногда оказывается, что в паводок, при наивысшем положении уровня нижнего бьефа, плотина оказывается менее устойчивой, несмотря на меньший напор, вследствие увеличившейся силы взвешивания, поэтому проверяют расчетом и такой случай.

Ход расчета во втором случае состоит в следующем: делят профиль плотины горизонтальными сечениями на несколько частей: (сечения 1-4 на фиг. 286, а) и вычисляют напряжения в горизонтальных сечениях по формуле неравномерного сжатия. Так например, при обозначениях и нагрузках фиг. 286 в сечении 1 нормальная сила:

$$P_1 = G_1 + W_5.$$

Момент сил относительно середины сечения, шириной единица и длиной b_1 :

$$M_1 = W_1 w_1 - G_1 g_1 - W_5 w_5.$$

Нормальные напряжения в сечении равны:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{b_1} \pm \frac{6M_1}{b_1^2}. \quad (159)$$

Если обозначить эксцентриситет силы P_1 через $c_1 = \frac{M_1}{P_1}$, то:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{b_1} \left(1 \pm \frac{6c_1}{b_1} \right). \quad (159')$$

В сечении 2 аналогичным путем определяют: 1) нормальная сила:

$$P_2 = P_1 + G_2;$$

2) момент сил:

$$M_2 = W_1 (w_1 + h_1) + W_2 w_2 - P_1 p_2 - G_2 g_2$$

и 3) по формуле (159) или (159') — напряжения σ_2' и σ_2'' и т. д.

В тех швах, где появляется давление воды со стороны нижнего бьефа — вертикальное и горизонтальное, а также возможно давление наносов грунта, эти давления должны быть также учтены. В плоскости подошвы b должно быть учтено также фильтрационное противодействие N и его момент. Эюра нормальных напряжений здесь (σ' и σ'') будет характеризовать давление от сооружения, передаваемое на основание. Весь расчет может быть произведен и графостатическим путем.

В некоторых случаях при удлиненном и тонком водосливном носке плотины возникает опасение в отношении появления в нем трещины. Для проверки плотины в этом отношении определяют напряжения в наиболее опасном вертикальном сечении ab носка (фиг. 286, б). Действующие силы

показаны на схеме, причем сила R представляет собой реакцию основания, определяемую эпюрой нормальных напряжений подошвенного шва:

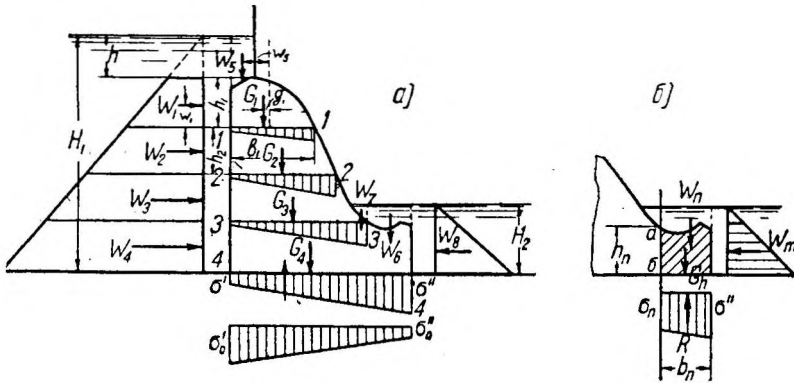
$$R = \frac{1}{2} (\sigma'' + \sigma_n) b_n.$$

Нормальные напряжения в шве ab определяются по формуле неравномерного сжатия:

$$\sigma = \frac{W_m}{h_n} + \frac{6(-W_m w_m + W_n w_n + G_n g_n - R r)}{h_n^2}. \quad (160)$$

Напряжения скалывания равны:

$$\tau = \frac{W_n + G_n - R}{h_n}. \quad (161)$$



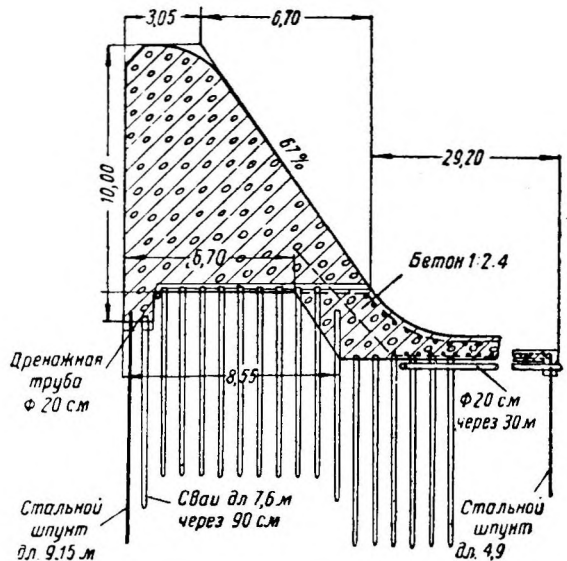
Фиг. 286.

В случае, если напорная грань не вертикальна, расчет усложняется лишь учетом вертикальных составляющих давления воды на соответствующие участки напорной грани.

в) Расчет устойчивости плотины на сдвиг производится в соответствии с § 63 настоящей главы. Проверки устойчивости на опрокидывание при отсутствии растягивающих напряжений на напорной грани, что всегда соблюдается, нет нужды делать.

г) Конструктивные меры. Для повышения устойчивости плотины на сдвиг можно прибегать к устройству зубьев, прочно связанных с телом плотины и заглубленных в нескальный грунт на такую глубину, чтобы сопротивление отрезаемого кривой скольжения массива грунта (фиг. 268, б) было бы достаточно большим.

Другой прием для нескальных оснований — это применение так называемого распластанного профиля (фиг. 222, а) по типу например Нижнесвирской или Ивановской плотин, при котором в сопротивлении сдвигу участвует вертикальная составляющая давления воды на наклонную верховую грань, вызывающая дополнительные силы трения.



Фиг. 287. Плотина Корпус Кристи.

Может быть вовлечен в работу и гибкий понур, как это тоже сделано на Нижнесвирской плотине, хотя этот прием нельзя назвать особо эффективным.

В некоторых плотинах применялось устройство свайного основания, как например на плотине Корпус Кристи (Corpus Christi — фиг. 287), или предлагалось для Свирской плотины (не только вертикальные, но и наклонные сваи). Но надо сказать, что сдвиг может произойти по кривой скольжения ниже свайного основания и тогда значение подобного основания невелико. Нужно отметить, что при свайном основании вдоль свай создаются облегченные пути фильтрации. Поэтому лучше обойтись без свай, тем более, что условия работы их на боковую нагрузку весьма еще неясны.

2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ДЕТАЛИ

а) Материалом плотин в настоящее время является почти исключительно бетон. Каменная кладка, не допускающая широкой механизации и требующая квалифицированных рабочих рук, применяется редко. Кроме бетона применяется бутобетон, т. е. бетон с включением 10—20% крупных камней („изюм“).

б) Облицовка водосливной грани. При тщательной работе, применении плотного морозоупорного бетона и торкретировании напорной грани можно оставлять водосливную грань без специальной облицовки за исключением двух случаев: тяжелого ледохода и обилия крупнозернистых наносов.

Плотины Днепровская и Сызранская поэтому не имеют особой каменной облицовки (фиг. 241). Волховская плотина (фиг. 245) облицована из-за условий ледохода частично, именно в местах, где удары льда могут быть особенно сильны; водослив и колодец Земоавчальской (фиг. 246) плотины облицованы из соображений защиты поверхностей от истирания гравелисто-галечными наносами. Выступающие углы водосливной грани (фиг. 252—254) должны также облицовываться во избежание искрашивания их и разрушения.

В качестве облицовки должны применяться камни весьма прочных и морозостойких пород (например гранит). Облицовка укрепляется в теле плотины на растворе с помощью анкеров, причем можно применять крепление с посадкой каждого камня на свои анкера (фиг. 246) или применять шведский тип, когда анкера проходят в стыках камней, укладываемых на слое щебня, в который после заполнения водой нагнетается по трубам цементный раствор (фиг. 245, б).

в) Дренаж основания и смотровые галереи. Устройство дренажа описано в гл. 8. Дренажные колодцы выходят в продольную галерею, служащую и для целей осмотра и называемой потерной. Размеры потерны в свету обычно 2 X 2,5 — 2 X 2,8 м для возможности передвижения по ней. В потерне наблюдают за состоянием бетона, фильтрацией через него, работой швов, температурой и пр. (более детально см. т. II).

В водосливных плотинах небольшой высоты потерна обычно затоплена водами нижнего бьефа; для прохода в нее необходимо предварительно откачать воду и поддерживать ее в таком состоянии в течение всего времени работы в ней.

Прочие детали устройства бетонных плотин см. в главе о гравитационных плотинах, т. II.

§ 66. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ВОДОСЛИВНЫЕ ПЛОТИНЫ ¹

1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА

Железобетонные плотины строятся обычно по контрфорсному типу (фиг. 153, в, гл. 6), т. е. состоят из вертикальных контрфорсов *a* и наклон-

¹ Более подробно см. т. II; в данном параграфе рассматриваются главным образом невысокие водосливные железобетонные плотины.

ных напорных плит b , перекрывающих пролеты контрфорсов (фиг. 288, 289); водосливные плотины имеют часто и водосливную плиту (фиг. 290). При устройстве железобетонной плотины на нескальном основании конструкция снабжается еще фундаментной плитой (фиг. 290, 291).

Как показывает схема фиг. 288 (нижним бьефом пренебрегаем, учет его не представит никаких трудностей), момент сил W и G вокруг низового ребра B обеспечивает всегда устойчивость плотины на опрокидывание. Устойчивость на сдвиг при скальном основании обеспечивается сопротивлением контрфорсов, заделываемых в скалу. Коэффициент устойчивости против сдвига равен:

$$K_c = f \frac{W_2 + G_1 + G_2}{W_1}, \quad (162)$$

где G_1 — вес контрфорса;

G_2 — вес плиты, перекрывающей пролет между контрфорсами;

W_1 и W_2 — горизонтальная и вертикальная составляющие давления воды, приходящегося на один пролет l .

Фильтрационное противодействие при скальных основаниях не играет роли, так как сплошной фундамента у плотины в этих случаях нет. Это также увеличивает устойчивость плотины.

При нескальных основаниях фильтрационное противодействие играет ту же важную роль, что и у бетонных плотин, и так как вес плотины незначителен, то приходится увеличивать составляющую W_2 путем уменьшения угла наклона α напорной грани к горизонту: если обычно $\alpha = 45^\circ\text{--}50^\circ$, то при слабых основаниях α может быть и меньше 40° (например плотина Шермен-Айленд, т. II).

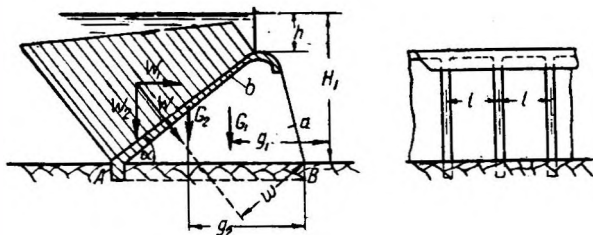
Для уменьшения фильтрационного противодействия в фундаментной плите устраивают дренажные отверстия, снабженные обратными фильтрами (фиг. 290—291), для выхода фильтрационной воды в нижний бьеф (гл. 8, § 58). Кроме того применяют обычные меры в виде шпунтов или зубьев, понура и пр.

Таким образом железобетонные водосливные плотины имеют преимущества перед бетонными в уменьшении расхода цемента и большей устойчивости, однако одновременно они требуют применения металлической арматуры, высокого качества материала (водопроницаемость, морозостойкость) и очень тщательного выполнения конструкции.

2. РАСЧЕТЫ КОНСТРУКЦИЙ

Подробные расчеты железобетонных плотин приводятся в т. II, здесь же лишь кратко отметим, что расчет невысоких плотин несложен. Напорная плита рассчитывается как разрезная плита или балка на двух опорах — контрфорсах под равномерно распределенной по пролету нагрузкой воды. Контрфорсы рассчитываются как сплошные конструкции на неравномерное сжатие от нагрузки водой W , веса плит и собственного веса. Фундаментная плита (при нескальных основаниях) рассчитывается на нагрузку реакцией основания, причем в высоких плотинах она считается как неразрезная конструкция на упругом основании (т. II).

Распорки между контрфорсами, устанавливаемые во избежание выпучивания последних, обычно расчету не подвергаются и размеры их подбираются по данным строительного опыта.



Фиг. 288. Схема железобетонной плотины.

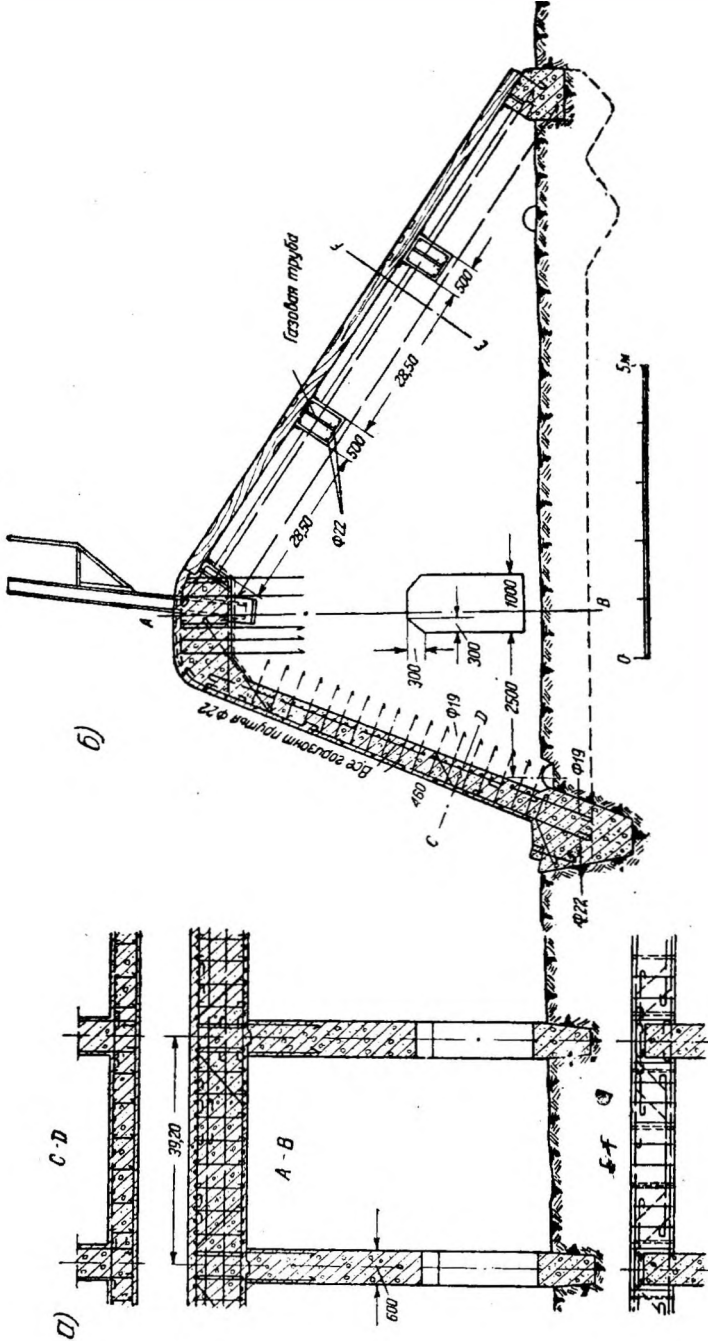
3. КОНСТРУКЦИИ ПЛОТИН НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

Железобетонные водосливы строятся в двух основных вариантах: или со свободно падающей струей (фиг. 288, 289, 291) или с водосливной плитой (фиг. 290).

Водосливы первого типа допустимы лишь на скальных основаниях и при

небольшой высоте падения (до 4 м) или значительной глубине нижнего бьефа (иначе невозможно обеспечить достаточное гашение энергии. Если эти условия не удовлетворены, применяют иногда промежуточный тип с неполной водосливной плитой или с деревянной водосливной поверхностью.

Последний тип представлен на фиг. 289 плотиной Норрфорсен в Швеции, построенной на скальном основании. Напорная плита заделана в скалу прочным зубом, контрфорсы в расстоянии 3,92 м друг от друга также заглублены в основание не менее чем на 1 м. Оголовок имеет вакуумное очертание и снабжен металлическими стойками для закладки щитов - шандоров; поверхность оголовка укреплена цементной штукатуркой по металлической сетке, заанкеренной в бетон. Деревянная обшивка сливной грани сделана из брусьев 22 см толщиной и укреплена болтами на поперечных железобетонных балках, имеющих отверстия со вставленными газовыми трубками $d = 31$ мм для закладки болтов.



Фиг. 289. Плотина Норрфорсен.

4. КОНСТРУКЦИИ ПЛОТИН НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

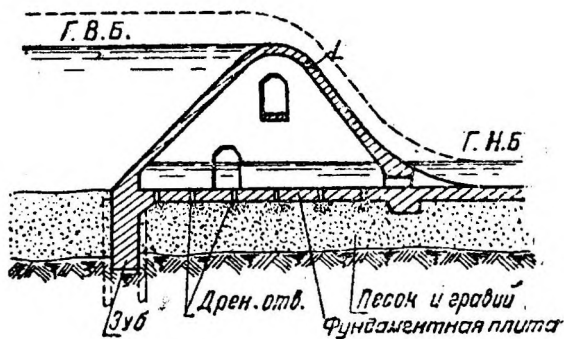
Типичным для таких плотин является наличие фундаментной плиты с дренажными отверстиями. На фиг. 290 представлена плотина на пес-

чано-гравелистом основании с зубом до водонепроницаемого грунта. Зуб мог бы быть заменен и шпунтом.

Профили, подобные приводимому, всегда вакуумны (наибольший вакуум вблизи оголовка), поэтому в водосливной плите обычно делают отверстия, через которые наружный воздух свободно входит и гасит вакуум. Коэффициент расхода водослива при этом уменьшается по сравнению со случаем отсутствия подвода воздуха, т. е. в гидравлическом отношении плвод воздуха не является целесообразным и вызывается лишь стремлением избежать вакуума, который до последнего времени считают недопустимым: (см. выше). В нижней части плиты оставлены отверстия для выхода накапливающейся фильтрационной воды из основания и уравнивания горизонтов воды в нижнем бьефе и внутри плотины.

Сопряжение плотины с водобоем и рисбермой делается аналогично бетонным плотинам. На фиг. 290 показан водобой в виде железобетонной плиты.

Порог небольшой высоты с сегментным затвором представлен на фиг. 291 [плотина у г. Скотленда (Scotland)] со свободно падающей струей.



Фиг. 290. Железобетонная плотина на не скальном основании.

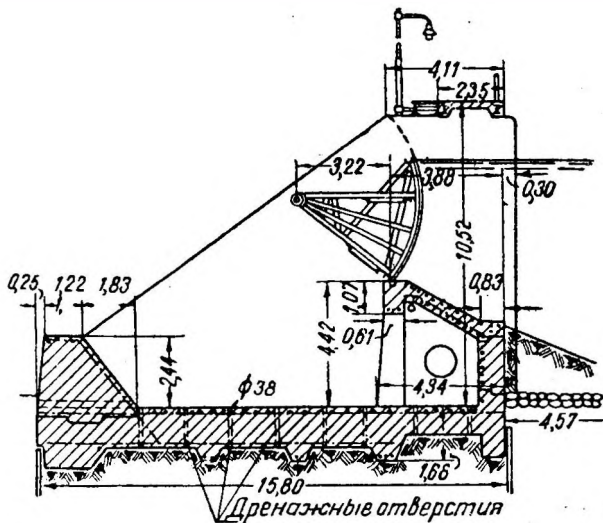
§ 67. БЫКИ ПЛОТИН

1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА

Быки (бычки) плотин (фр. — **pile**, нем. — **Pfeiler**, англ. — **pier**) имеют назначение воспринимать на себя давление воды, передаваемое затворами, поддерживать последние при их подъеме и служить опорами служебных и проезжих мостов.

На фиг. 249 представлены фасад, план и боковой вид одной из новейших плотин (1935 г.) напором 5,5 м (плотина Лит — Lith на р. Маас) с оригинальным флютбетом. Плотина имеет три пролета по 38 м, разделенные двумя быками и ограниченные двумя береговыми устоями. Быки представляют собой бетонные массивы высотой, достаточной для полного подъема щитов из воды, толщиной 6 м и длиной, равной длине бетонного флютбета. Очертание быков в плане должно обеспечивать плавный вход и выход воды в отверстие пролета, т. е. с минимальным сжатием потока.

Рассматривая более детально формы быков (фиг. 250), следует отметить в них ниши или пазы, устраиваемые для помещения в них опорных частей затворов: *a* и *b* — шандорные ниши или ниши ремонтных затворов (фиг. 250 *в*, *г*, *д*), устанавливаемых в случае ремонта основного затвора или флютбета (низовая ниша не устраивается, если горизонт воды нижнего бьефа ниже гребня флютбета), и *с* — ниша основного затвора. Глубина



Фиг. 291. Железобетонная плотина на не скальном основании у Скотленда.

и ширина ниш зависят от пролета затворов и их типов, но во всяком случае ниши или пазы a , b не делаются обычно менее, $0,5 \times 0,5$ м, а ниша c — глубиной $0,7$ — $2,0$ м и шириной 1 — 4 м. Суженная часть быка d_0 (фиг. 293, a) не делается менее 1 — $1,5$ м, поэтому минимальная толщина быка бывает 2 — $2,5$ м, доходит же до 4 — 6 м (фиг. 249).

Передняя грань быка в случае пропуска плотинной льдом сильного ледохода скашивается обычно в пределах возможного положения льдин, в остальных случаях делается по всей высоте вертикальной. Иногда режущая часть быка-ледореза выступает вперед, свешивается (фиг. 241, гл. 8) в целях экономии бетона.

Конструктивно при низких порогах на нескальных основаниях бык обычно отделен швами от порога, при высоких флютбетах иногда отделяется швами, а иногда составляет одно целое с бетонным водосливом. Последняя конструкция стала применяться недавно в плотинах на сжимаемых нескальных основаниях в целях избежания неравномерной осадки бычков и флютбета и отсюда затруднений в подъеме щитов, уплотнениях и пр. (например на Ивановской плотине на Волге — фиг. 247).

2. СТАТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ БЫКА

а) Основные расчеты прочности и устойчивости ведутся для случаев:

1) строительного, когда на бык действуют лишь вертикальные силы веса быка, собранных мостов, механизмов и пр., создающих условия неравномерного сжатия быка;

2) эксплуатационного, когда затвор опущен на флютбет и бык подвержен максимальному напору (фиг. 292, а);

3) ремонтного, когда в одном пролете держится подпор или вообще высокий уровень (паводок), а другой огражден ремонтными затворами и вода откачана (фиг. 292, б).

Расчет прочности и устойчивости производится аналогично подпорной стенке или водосливу плотины (§ 65). Для случая фиг. 292, а действующие силы горизонтального давления равны:

$$W_1 = \gamma (d + l) \frac{H_1^2}{2};$$

$$W_2 = \frac{1}{2} \gamma (d + l) H_2^2.$$

К этому прибавляется еще иногда давление льда W_a и иногда ветра B (гл. 3). Расчет ведется по сечениям, в подошве учитывается фильтрационное противодействие.

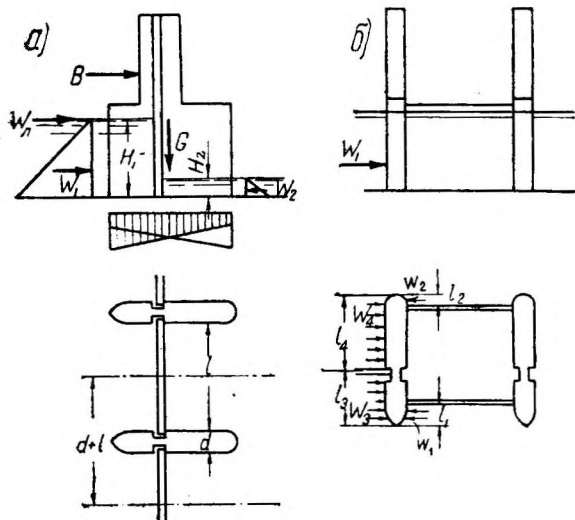
В ремонтном случае расчета (фиг. 292, б) боковые силы, действующие на бык, равны:

$$W_1 = \frac{1}{2} \gamma l_1 H_1^2; \quad W_2 = \frac{1}{2} \gamma l_2 H_2^2; \quad W_3 = \frac{1}{2} \gamma l_3 H_1^2; \quad W_4 = \frac{1}{2} \gamma l_4 H_2^2.$$

Проверка прочности и устойчивости производится в отношении возможности сдвига и опрокидывания в сторону осушенного пролета (по направлению сил W_3 и W_4). Основание бычка должно быть поверено на устойчивость и прочность методами, указанными в § 62.

В обоих случаях следует принимать наименьшие возможные вертикальные нагрузки быка.

б) Благодаря глубоким нишам усилия, передаваемые щитами на бык, вызывают некоторое специфическое распределение напряжений, учитываемое приближенно следующим образом.



Фиг. 292.

Давление воды на бык, если пренебречь нижним бьефом, равно: $W = \frac{1}{2} \gamma (d + l) H^2$ (фиг. 293, а), часть этого давления $W_1 =$

$$W_1 =$$

$= \frac{1}{2} \gamma (d - d_0 + l) H^2$ воспринимается через опоры затворов в нишах

низовой частью быка весом G_1 , часть же $W_2 = \frac{1}{2} \gamma d_0 H^2$ — верховой. Если

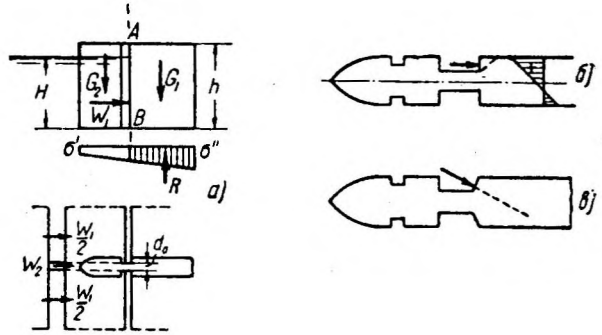
разрезать бык по вертикали AB , то равновесие правой части будет иметь место при условии приложения в шве AB сил:

1) вертикальной:

$$S = R - G_1, \quad (163)$$

где R — реакция основания низовой части быка, определяемая по площади заштрихованной части эпюры напряжений в основании;

2) горизонтальной P , удовлетворяющей уравнению моментов:



Фиг. 293.

$$P \cdot \frac{H}{3} + G_1 g_1 - Rr = 0, \quad \text{откуда} \quad P = \frac{(Rr - G_1 g_1)}{H}, \quad (164)$$

где $H/3$, g_1 , r — плечи сил относительно точки B .

Если $W_1 > P$, то избыток $W_1 - P$ будет вызывать уже растяжение в тонкой стенке быка d_0 . Таким образом эта стенка толщиной d_0 и высотой h будет подвержена действию срезающей вертикальной силы S и растягивающей (внецентренной) $W_1 - P$. Напряжения в плоскости AB следовательно будут равны:

1) нормальные:

$$\sigma_n = \frac{W_1 - P}{d_0 h} \left[1 \pm \frac{6 \left(\frac{h}{2} - \frac{H}{3} \right)}{d_0 h} \right] = \frac{W_1 - P}{d_0 h} \left[1 \pm \frac{(3h - 2H)}{d_0 h} \right], \quad (165)$$

2) скалывающие:

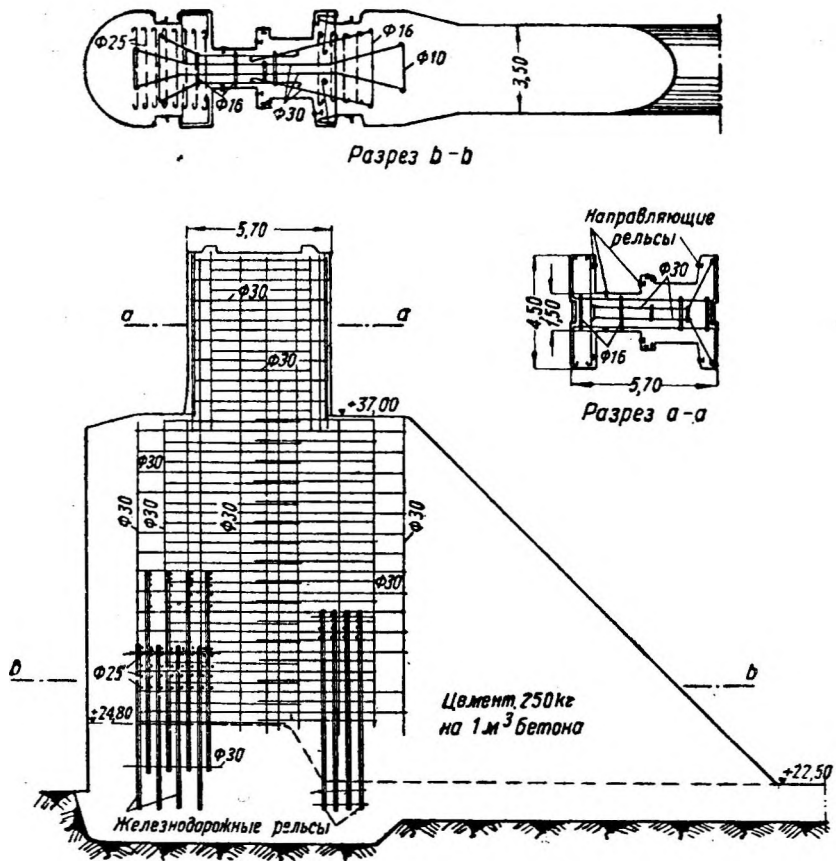
$$\tau_n = \frac{G}{d_0 h} = \frac{R - G_1}{d_0 h}. \quad (166)$$

Для восприятия этих напряжений в тонкую стенку быка закладывается горизонтальная и наклонная под углом 45° арматура (фиг. 294 и др.).

Горизонтальную арматуру иногда рассчитывают и проще, полагая, что растягивающее усилие равно разности силы и силы трения в основании быка fG_1 .

в) При одностороннем действии нагрузки от щита, когда в другом пролете щит поднят (фиг. 293, б) для ремонта, в низовой части быка возникают неравномерно распределенные напряжения (см. эпюру на фиг. 293, б), причем на грани, обращенной к соседнему пролету, могут возникнуть растягивающие напряжения, для восприятия которых иногда необходимо закладывать арматуру. Устройство упорной грани для щита не под прямым углом к оси быка (фиг. 293, в) может устранить растягивающие напряжения, но усложняет подъемные устройства затворов.

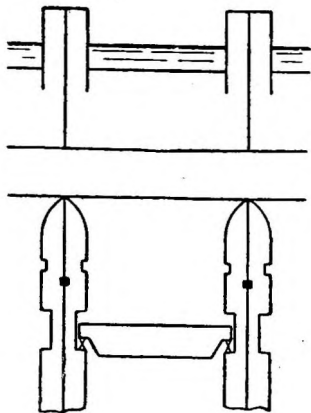
В месте приложения нагрузки от затворов может возникнуть местное скалывание (пунктир на фиг. 293, б), во избежание чего эта часть при значительных пролетах и напорах также армируется (гл. 11).



Фиг. 294. Плотина Шеннон (бык).

3. КОНСТРУКЦИИ БЫКОВ

а) Фундаментная часть быков несет более значительную нагрузку, чем тело водослива, если быки отделены от последнего швами. Поэтому быки нередко больше заглубляются в основание, чем плотина, или устраиваются на свайном или кессонном основании (фиг. 230, 231, гл. 8 и др.). Подземный контур быка должен удовлетворять тем же условиям, что и плотина.



Фиг. 295. Схема разрезных быков.

Когда бык выполняется как одно целое с телом плотины (на сжимаемых грунтах) и делится швом посередине, то секция флютбета с двумя полубыками составляет одно целое (фиг. 295).

б) Швы в быках или лом плотины выполняются таким образом, что обеспечивается возможность независимой осадки отдельных частей, разделенных швами, и вместе с тем предотвращается фильтрация воды через шов. Для этой цели бетонная поверхность ранее выполненного массива оклеивается двумя листами толя с просмоленным войлоком между ними, и затем бетонируется примыкающий к шву другой массив. Водонепроницаемость достигается (фиг. 296) устройством шпонок, т. е. колодцев 0,2 X 0,2 — 0,3 X 0,3 м с заполнением битумом, иногда

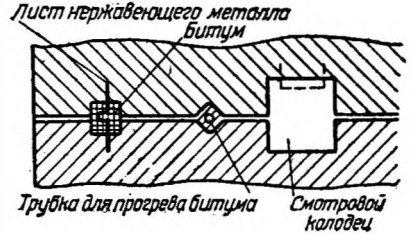
с введением 1 1/2" трубки, концы которой выведены наружу и по которой может пропускаться пар для разогревания битума и пополнения в случае утечки его в шов (Свирьстрой).

Кроме битумной устраивается металлическая шпонка в виде листа нержавеющей металла, изогнутого, как показано на фиг. 296. Один край листа заделывается в бетон непосредственно, другой предварительно оклеивается просмоленным войлоком для того, чтобы он мог несколько двигаться в кладке при разных осадках массивов; изогнутость листа нужна на случай перекосов. Колодец металлической шпонки также заполняется битумом.

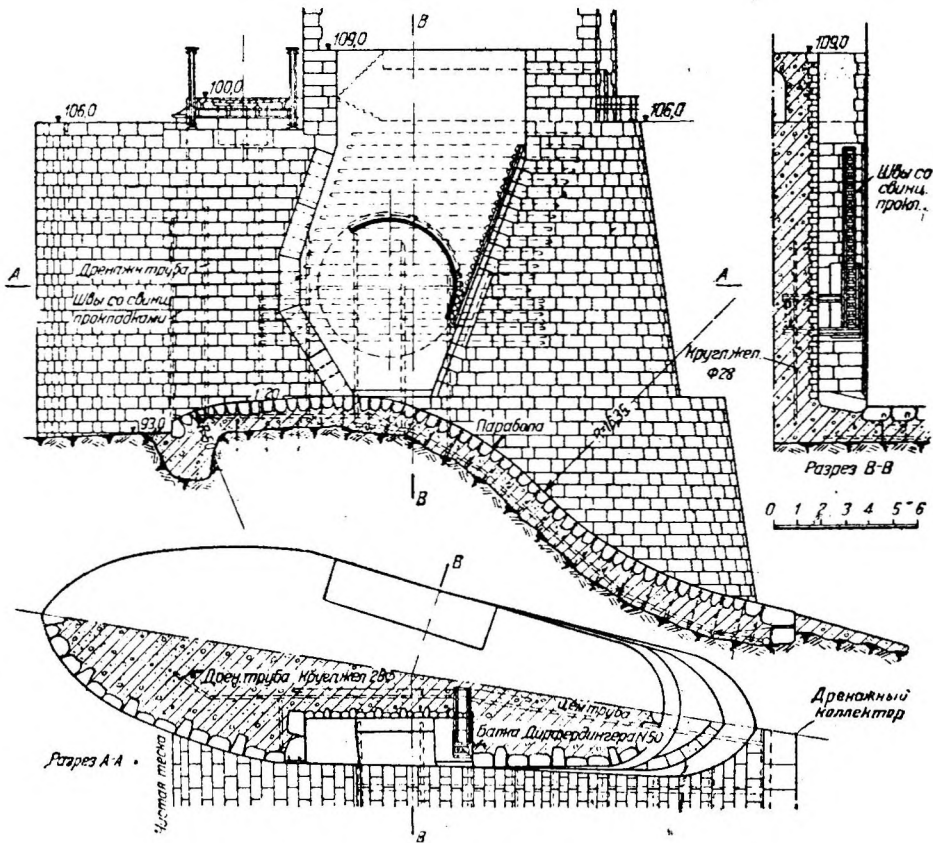
в) Формы быков зависят от типа затворов, способа их подъема, наличия и размера мостов и пр. На фиг. 229, 230, 231, 249, 250, 294, 297 и др. представлены разные типы быков.

Поверху быков или по специальным площадкам укладываются мосты. Служебных бывает один, реже два (второй — для шандоров).

Если проезжего моста нет, то низовая грань быка устраивается наклонной (фиг. 250). Верховая грань делается заостренной, полукруглой,



Фиг. 296. Водонепроницаемый шов.



Фиг. 297. Бык плотины Сольбергфосс.

а иногда в виде двухгранного угла. В гл. 18 указаны гидравлические характеристики быков с различным очертанием верховой грани. Очертание

низовой грани делается иногда той же формы, как и верховой, но чаще полукруглой или даже плоской с закругленными углами. Своеобразную форму имеет бык плотины Шеннон (Schannon), утончающийся к низовой части, что сделано в целях усиления гашения энергии (фиг. 294), и весьма оригинальную — бык плотины Меркфос-Сольбергфос, на котором ось плотины переламывается (фиг. 297) в плане из условий работы речного узла.

г) Армирование бетона. В соответствии с расчетом (п. 2) бетон быков армируется в основном горизонтальной арматурой в тонкой их части. Иногда даже независимо от данных расчета армировка все равно производится, в частности армирование всех образующих ниши углов (фиг. 250, б, е, ж и 294). В быке плотины Шеннон имеется еще жесткая вертикальная арматура (железнодорожные рельсы) для восприятия скручивающих напряжений от давления затвора.

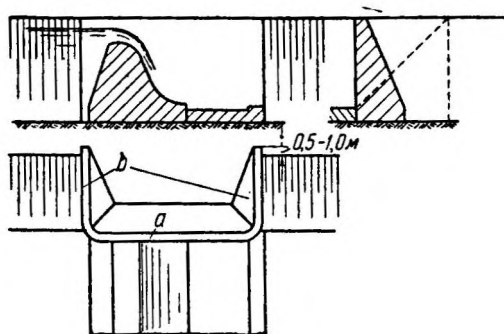
При небольших пролетах и напорах армирование быка необязательно.

д) Облицовка поверхностей быков применяется лишь в том случае, если опасаются вредного действия сильного ледохода или крупных и обильных наносов. Однако выступающие углы ниш и пазов, углы площадок, верховая грань часто облицовываются вообще. Облицовка выполняется из прочного тесового камня, в угловых частях обязательно на металлических анкерах. При отсутствии вблизи или дороговизне облицовочного камня облицовку углов выполняют с помощью фасонного железа (уголки) или специальных металлических конструкций (на фиг. 250, е, ж показаны пазы быков плотины Пернегг).

е) Другие конструкции быков. Наиболее распространены бетонные конструкции быков — каменные — применяются реже по тем же мотивам, что и каменные плотины. Железобетонные быки являются редкостью; обычно если таковые устраиваются, то в небольших плотинах или регуляторах на каналах. Деревянные быки описаны в гл. 17.

§ 68. СОПРЯЖЕНИЕ ПЛОТИН С БЕРЕГАМИ И БЕРЕГОВЫЕ УСТОИ

Сопряжение водосливных плотин с берегами происходит с помощью береговых устоев (фр. — **cule**, немец. — **Widerlager**, англ. — **abutment**), представляющих собой вертикальные стены *a* с открылками или крыльями *b*, заделанными в грунт берега (фиг. 298).



Фиг. 298. Устой с обратными стенками.

Задачи сопряжения: 1) защитить берег от размыва водой, сливающейся через плотину; 2) направить поток в отверстие плотины с минимальными потерями энергии (в целях повышения пропускной способности отверстия); 3) прекратить или сделать безопасной фильтрацию воды из верхнего в нижний бьеф в обход плотины в грунте берега.

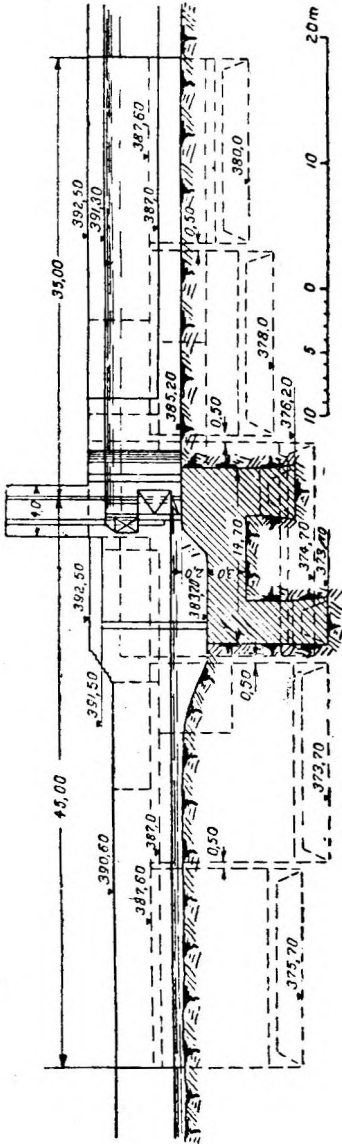
В плотинах с затворами на гребне береговые устои кроме того выполняют еще ту же роль, что и быки, в отношении затворов, мостов и

пр., почему лицевая их грань делается аналогичной граням быков (форма в плане, ниши и пр.) (фиг. 249, 299).

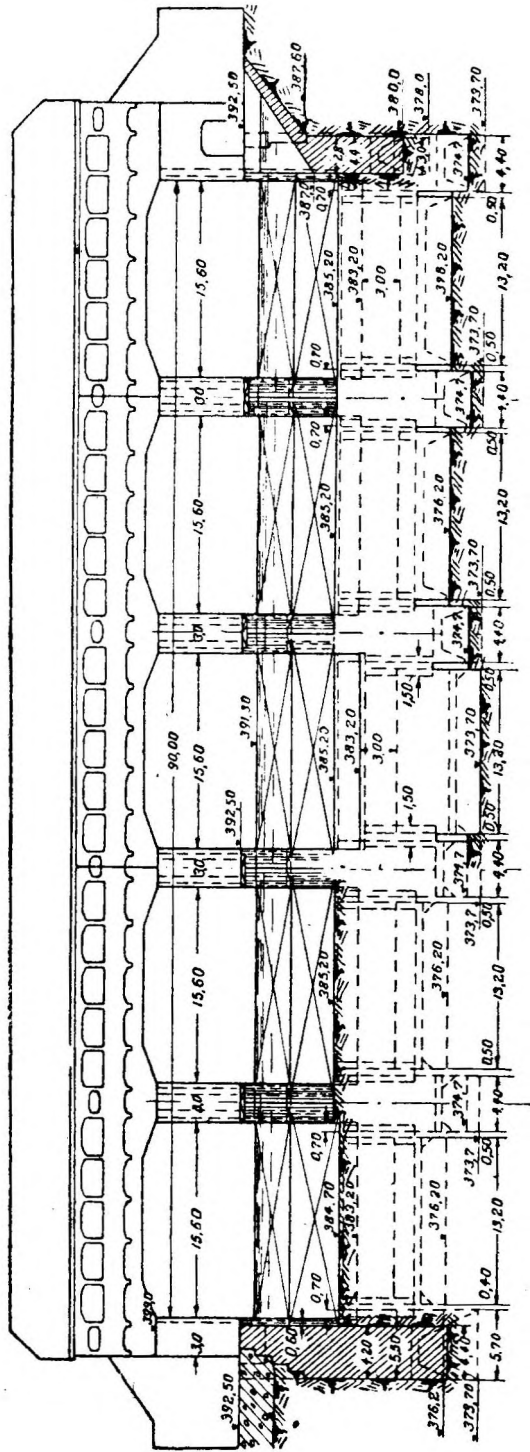
В тех случаях, когда плотина сопрягается с берегом земляной подпорной дамбой, задачей устоя является дать правильное сопряжение бетонной или железобетонной плотины с этой земляной дамбой (фиг. 300)

1. ФОРМЫ УСТОЕВ

Кроме приведенного основного типа (фиг. 298) устоя с крыльями или с так называемыми обратными стенками, нормальными к лицевой его стене, существуют еще другие типы: устои с косыми стенками или с косыми плоскостями (фиг. 301, а) и устои с ныряющими крыльями (фиг. 301, б).



Фиг. 299а. Плотины Гезген-Ольген.



Фиг. 299 б. Плотины Гезген-Ольген.

В устое с косыми плоскостями крылья постепенно наклоняются, пока не примут уклона укрепленного откоса, с которым сопрягаются (фиг. 301, а), поэтому эта форма устоя дает более плавный вход и меньшее сжатие потока при входе в отверстие, чем устой с обратными стенками.

Устой с ныряющими стенками удобен при сопряжении с земляной дамбой (фиг. 301, б), высота стенок постепенно убывает в соответствии с откосом дамбы.

Тот же эффект достигается и устоем с обратными стенками, обсыпанными конусами грунта (фиг. 301, в), но при ныряющих стенках вода более плавно направляется в отверстие плотины.

Из всех типов более всего распространен устой с обратными стенками, более экономичный и дающий лучшее сопряжение с грунтом берега или дамбы. Косые стенки применяются, когда очень важно повысить пропускную способность отверстия, например в регуляторах на каналах и т. п. Ныряющие стенки иногда конкурируют с обратными при сопряжении с земляными дамбами.

Верховой угол устоя, также и низовой, обычно закругляется или скашивается из гидравлических соображений (фиг. 298, 300). Длина лицевой грани устоя делается не менее длины бетонного флютбета, включая иногда и гасители. Площадка устоя, как и бычков, возвышается над самым высоким подпорным горизонтом воды на 0,7—1,0 м и более в зависимости от ожидаемой волны в верхнем бьефе. Длина крыльев делается такой, чтобы конец крыла заходил минимум на 0,5—1,0 м за бровку укрепленного откоса (фиг. 298), каковой обычно должен быть не круче 1:1,5—1:2, а иногда и положе в зависимости от рода грунта и крепления.

При скальных берегах устой представляет собой иногда облицовку скалы вертикальной стенкой с запуском коротких крыльев в траншеи берега (фиг. 302).

Для спуска со служебных мостов на устое обычно устраивают служебные лестницы (фиг. 249); проезжие мосты на устое сопрягаются с дорожной насыпью.

В устое устраиваются спуски в потерну, проходящую в теле плотины, а также спуски к воде нижнего бьефа для служебных нужд в виде лестниц.

2. БОРЬБА С ФИЛЬТРАЦИЕЙ В ОБХОД УСТОЯ

Фильтрационный поток входит в берега и растекается в них, более круто падая непосредственно вокруг устоя. Линии токов удлиняются по мере удаления от устоя (фиг. 303), скорости уменьшаются. Наиболее опасными являются участки подземного потока поблизости от устоя, основная опасность — возможность суффозии грунта при больших градиентах; иногда возникает вопрос борьбы и с чрезмерным расходом фильтрации.

Теоретически задача трехмерного движения подземного потока вокруг сооружения еще не решена, практически можно сетку движения построить, пользуясь методом «пространственной ЭГДА» (гл. 8). Но, поскольку последний еще мало распространен и само явление менее опасно, чем фильтрация под флютбетом, ввиду возможности ремонта, оценку опасности суффозии делают методом, аналогичным методу Бляя.

Именно: считают, что сопряжение с грунтом удовлетворительно, если длина L обтекаемого контура (фиг. 303, б) $ABCDEFGF$ равна:

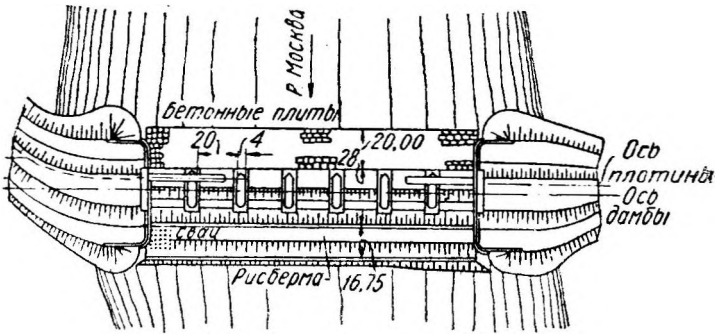
$$L \geq C'H, \quad (167)$$

где $C' = (0,7 \div 0,8) C$, а C — коэффициент Бляя (табл. 32, гл. 8). Здесь уменьшают величину C , даваемую Бляем, исходя из того, что длина L измеряется по контуру в плане, истинная же длина L' больше, так как линии токов

наклонны к горизонту и грубо можно принять $L' \approx \sqrt{L^2 + H^2}$, где H — напор, а кроме того возможность постоянного наблюдения за состоянием берега и устоя позволяет быстро парализовать суффозию, если бы она началась.

Для получения нужной длины L приходится иногда удлинять контур $ABCDEFGF$, выдвигая в берег верховое крыло AB , которое играет как бы

роль верхового шпунта. При длинных устоях кроме крыльев устраивают еще вертикальные шпоры (фиг. 303, в) иногда в виде металлического шпунта, удлиняющие путь фильтрации, однако и здесь надо иметь в виду правило, что длина крыльев не должна превышать 1,5—2-кратного расстояния между ними. Иногда внутренняя грань лицевой стены (также и шпора) снабжается рядом реборд (фиг. 303, г), такие же реборды придают иногда и шпоре, но это едва ли целесообразно, так как уплотнение



Фиг. 300. План Перервинской плотины на Москва-реке.

грунта во входящих углах затруднительно, и они оказываются слабыми местами в отношении фильтрации.

Очень важно еще, чтобы шпунты или зубья флютбета были продолжены и под устоем так, чтобы не было ни одного направления под

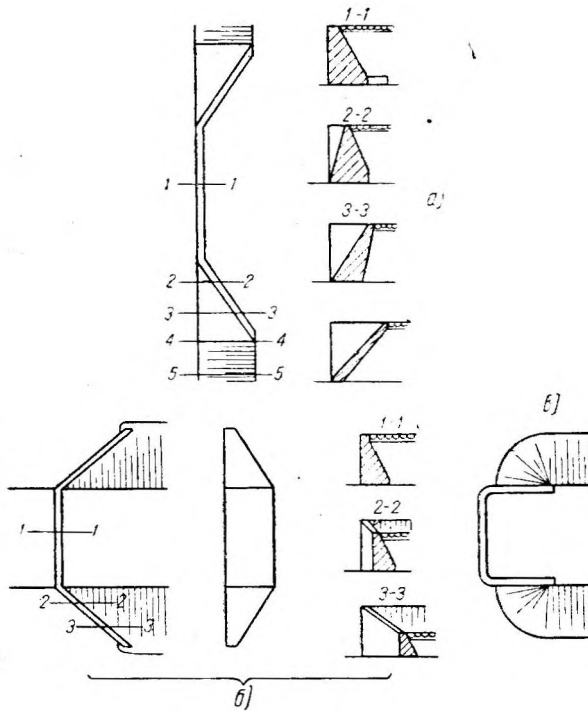
устоем из верхнего в нижний бьеф, по которому путь фильтрации оказался бы короче расчетного.

3. РАСЧЕТЫ УСТОЯ

Лицевая стенка устоя рассчитывается как подпорная стенка на давление насыпной и грунтовой воды в месте наивысшего стояния последней, т.е. непосредственно за верхним крылом (точки *C, D* на фиг. 303, б). При этом предполагается опорожненным первый пролет плотины. На стенку действуют силы E_1 — давление земли выше уровня грунтовых вод, E_2 — то же ниже уровня грунтовых вод (сумма $E_1 + E_2 = E$ на фиг. 303, д), давление грунтовой воды W , противодействие N и вес стенки G , отнесенные к 1 пог. м лицевой стены (фиг. 303, д).

Другой случай — паводок, когда сила N возрастает,

но пролет тоже заполнен водой. Наконец должен быть поверен строительный случай, когда действуют только вертикальные силы веса, а давление воды отсутствует.

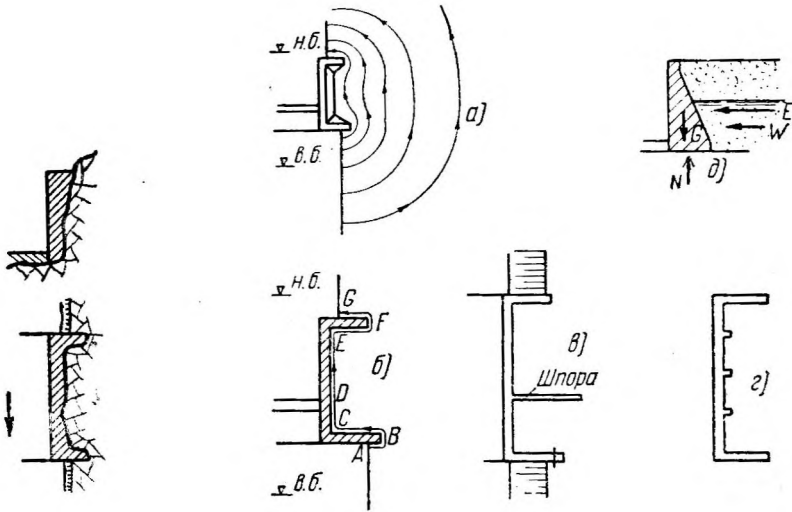


Фиг. 301. Схема устоев с косыми и ныряющими стенками.

Крылья рассчитываются тем же способом, причем обратных стенок обычно вообще можно не рассчитывать, уменьшая постепенно их толщину понизу от лицевой грани к концу. Положение уровня грунтовых вод для расчета можно устанавливать аналогично методу Бляя, принимая падение напора по контуру обтекания равномерным (§ 55, гл. 8).

4. КОНСТРУКТИВНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ

Конструктивно устой выполняется так же, как и бык, это относится и к материалу, и к облицовке, швам и пр. Важным является плотность засыпки грунтом стен устоя, для чего тщательно производится трамбование грунта, особенно близ стен. Для уменьшения фильтрации вдоль



Фиг. 302.

Фиг. 303. Фильтрация в обход устоя.

стен рекомендуют иногда непосредственно у стен укладывать небольшой слой глинистого грунта. Поверхность засыпки обычно замащивается камнем.

Примыкающие к устью береговые откосы берега укрепляются в соответствии с типом крепления рисбермы и величинами скоростей течения (гл. 7 § 51).

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 9

А. На русском языке

1. По общему списку № 1, 2, 4, 7, 8, 9, 10, 11, 12.
2. "Гидротехническое строительство" № 1, 4, 5, 1932 г.; № 1, 3—4, 1933 г.; № 1, 2, 5, 9, 1934 г.; № 6, 7, 1935 г. и № 4, 11, 12, 1936 г.
3. Гришин М. М., Расчет устойчивости плотин на нескальных основаниях, "Гидротехническое строительство" № 7, 1935 г.
4. Лаупман П. П., Устойчивость гидросооружений на фильтрующем песчаном основании, "Гидротехническое строительство" № 1, 1933.
5. Люжон М., Плотины и геология, пер. под ред. М. М. Гришина и М. П. Семёнова, 1936 г.
6. "Москва-Волгострой" № 2, 8, 1935 г.; № 5, № 1936 г.
7. Офицеров А. С., Профиль водосливных плотин, ОНТИ, 1935.
8. "Свирьстрой", Материалы по сооружению свирских гидроэлектростанций, вып. VI, IX, X, 1935—1936 гг.

Б. Иностранная

1. По общему списку № 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16.
2. XVI-e Congres International de Navigation. Bruxelles, 1935. 1-e Section, 2 communication. Rapports № 44, 48, 51.

ЗАТВОРЫ ВОДОСЛИВНЫХ ОТВЕРСТИЙ

ГЛАВА ДЕСЯТАЯ

КЛАССИФИКАЦИЯ ЗАТВОРОВ

ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗАТВОРОВ

§ 69. ОБЩИЕ ДАННЫЕ

Затвором называется подвижная конструкция, перекрывающая отверстие гидротехнического сооружения и служащая для регулирования горизонта воды верхнего бьефа, пропуска расходов воды в нижний бьеф, пропуска наносов, льда и разных плавающих тел; затворы употребляются также и для пропуска судов, плотов и бревен из одного бьефа в другой.

Затворы перекрывают как водосливные, так и погруженные или донные отверстия плотин. В настоящем разделе рассматриваются затворы водосливных отверстий; затворы погруженных или донных отверстий освещены во II томе.

Большинство существующих затворов имеет следующие основные части (фиг. 304):

1. Обшивку, непосредственно воспринимающую давление воды и передающую его при помощи вспомогательной балочной сети на несущую конструкцию¹.

2. Вспомогательную балочную сеть, состоящую из ряда вертикальных и горизонтальных балок, передающих давление воды от обшивки на несущую конструкцию (главные балки).

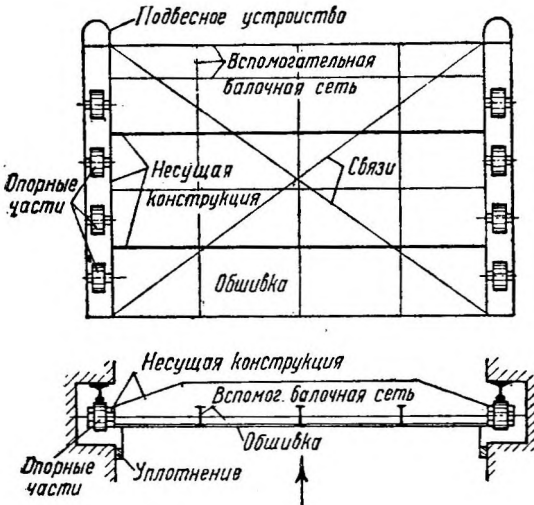
3. Несущую конструкцию, состоящую из основных элементов (главных балок) затвора,

которые воспринимают все давление воды и передают его на опорные части.

4. Опорные части, воспринимающие давление воды от несущей конструкции затвора и передающие его на постоянные неподвижные части гидротехнического сооружения (быки, флютбет), а также содействующие правильному движению затвора в процессе маневрирования им.

5. Противофильтрационные уплотнения, служащие для предотвращения фильтрации воды из верхнего бьефа в нижний через

¹ Некоторые затворы, как например простейшие шандорные и спицевые заграждения, вовсе не имеют обшивки. В других затворах, например в вальцовых, обшивка является одновременно и несущей конструкцией.



Фиг. 304. Схема основных частей затвора.

зазоры между затвором и постоянными неподвижными частями сооружения или между затворами.

В затворах водосливных отверстий имеются боковые и донное уплотнения, причем в сдвоенных или отроенных затворах добавляются промежуточные уплотнения; в затворах погруженных отверстий добавляется верхнее уплотнение.

6. Связи, состоящие из элементов, обеспечивающих жесткость и пространственную неизменяемость конструкции затвора.

7. Подвесные устройства, служащие для соединения затвора с гибкими или жесткими тягами подъемного механизма, а также с подцепами, располагаемыми на неподвижных частях сооружения для временной подвески затвора.

В заключение следует указать, что конструкцию затвора можно подразделить на 2 части — подвижную и неподвижную.

В состав подвижной части входят обшивка, вспомогательная балочная сеть, несущая конструкция, связи, а также подвижные элементы опорных частей, противофильтрационных уплотнений и подвесных устройств, не связанные с кладкой постоянных частей сооружения и поднимаемые вместе с затвором.

В состав неподвижной части входят элементы опорных частей, противофильтрационных уплотнений и подвесных устройств, заанкеренные в кладку постоянных частей сооружения, иначе говоря, закладные части.

Помимо затвора как такового в состав устройства, обеспечивающего закрытие отверстия плотины, входят:

- 1) подъемный механизм (включая тяги и противовесы) в затворах с механическим приводом или аппарат управления в затворах гидравлического действия, а также
- 2) служебный мостик.

§ 70. КЛАССИФИКАЦИЯ ЗАТВОРОВ ВОДОСЛИВНЫХ ОТВЕРСТИЙ

Классификация затворов может быть дана по нескольким наиболее существенным признакам:

- а) По конструктивному признаку.
- б) По способу передачи давления воды на постоянные части плотины.
- в) По способу перекрытия отверстия.
- г) По способу движения.
- д) По способу управления.
- е) По роду материала.

В основу приводимой ниже классификации положены первые два особо важных и характерных признака, причем в классификации указаны только наиболее известные типы плотинных затворов.

I. Затворы, передающие давление воды на быки или устои

1. Шандоры (фиг. 305, а).
2. Плоские затворы (фиг. 305, б).
3. Сегментные затворы (фиг. 305, в).
4. Вальцовые затворы (фиг. 305, г).

II. Затворы, передающие давление воды на флютбет плотины

1. Затворы с поворотными фермами, укладываемыми на флютбет:
 - а) Фермы являются опорами для спиц, щитков Буле, штор — системы Поаре (фиг. 304, д) или Шварцера.
 - б) Фермы устанавливаются вплотную друг к другу — система Томаса (фиг. 305, е).
2. Плоские поворотные затворы:

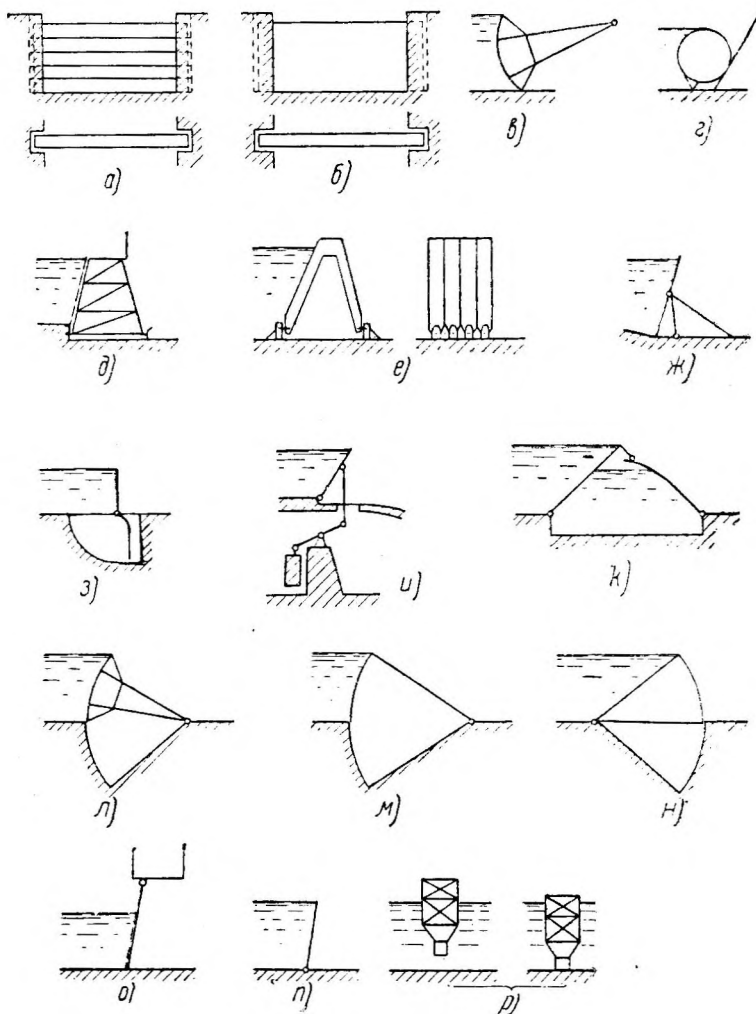
а) Подкосные с двумя горизонтальными осями вращения — система Шаноана (фиг. 305, жс).

б) С горизонтальной осью вращения, расположенной на флютбете в плоскости водоудерживающей стенки — система Дефонтена (фиг. 305, з) и клапанные уравновешенные (фиг. 305, и).

3. Крышевидные затворы (фиг. 305, к).

4. Сегментные (опускные) затворы (фиг. 305, л).

5. Секторные затворы:



Фиг. 305. Схемы различных типов затворов.

а) С обшивкой по водоудерживающей стенке и поверху; ось вращения со стороны нижнего бьефа (фиг. 305, м).

б) С обшивкой по водоудерживающей стенке, поверху, понизу и по бокам затвора; ось вращения, со стороны нижнего или верхнего (фиг. 305, н) бьефа.

III. Затворы, передающие давление воды на быки или устои и на флютбет плотины

1. Стоечно-плоские (мостовые) затворы (фиг. 305, о).

2. Плоские поворотные затворы (клапанные) неуравновешенные (фиг. 305, п).

3. Пловучие затворы — батопорты (фиг. 305, *p*).¹

По способу перекрытия отверстия плотины затворы можно разделить следующим образом:

1. Один цельный затвор перекрывает все отверстие.

2. Затвор перекрывает отверстие при помощи нескольких отдельных частей, распределяемых:

а) по высоте отверстия (затворы сдвоенные, строенные, с клапаном);

б) по пролету отверстия (системы Шаноана, Дефонтена, Томаса и др);

в) по высоте и пролету отверстия (системы Поаре и стоечно-плоские затворы с щитами Буле и т. п.).

По способу движения затворы можно подразделить следующим образом:

1. Затворы с поступательным движением:

а) скользящие; б) колесные; в) катковые.

2. Затворы с вращательным движением (вращающиеся).

3. Затворы перекачиваемые.

4. Затворы пловучие.

При этом затворы, освобождая отверстие плотины, или поднимаются над уровнем воды (подъемные затворы), или укладываются на флютбет (складные затворы), или опускаются в специальную нишу флютбета (опускные затворы), или частично опускаются в нишу, а для полного освобождения отверстия поднимаются над уровнем воды (подъемно-опускные затворы).

По способу управления затворы можно распределить на следующие группы:

1) затворы с механическим приводом;

2) затворы гидравлического действия.

Для уменьшения подъемного усилия или автоматизации управления затворами в некоторых случаях применяют противовесы.

По роду материала затворы можно подразделить на:

1) деревянные;

2) металлические;

3) железобетонные;

4) смешанные.

§ 71. СИЛЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ЗАТВОРЫ

Приведенное в гл. 3 подразделение сил может быть уточнено по отношению к затворам следующим образом.

К группе А — основным силам — относятся: а) собственный вес затвора, б) гидростатическое давление при нормальном (расчетном) подпорном горизонте, в) гидродинамическое давление при нормальном (расчетном) подпорном горизонте.

К группе В — случайным силам — относятся: а) гидростатическое давление при повышенном подпорном горизонте, б) гидродинамическое давление при повышенном подпорном горизонте, в) давление отложившихся наносов, г) давление ветра; в эту же группу включаются силы, вызываемые действием температуры².

К группе D — катастрофическим силам — относятся: а) дополнительное давление верхнего бьефа, вызванное паводочной волной, вслед-

¹ В соответствии с приведенной классификацией в последующих гл. 11—13 описаны шандоры, плоские, сегментные и вальцовые затворы, т. е. наиболее распространенные затворы с механическим приводом. В дальнейшем для удобства изучения изложение не следует данной классификации и при рассмотрении остальных типов затворов последние объединены в две группы по весьма характерному и важному признаку: в гл. 14 объединены затворы гидравлического действия, а в гл. 15 выделены затворы судоходных отверстий.

² Силы, вызываемые действием температуры, выделены по общей классификации (см. гл. 3) в особую группу С.

ствии разрушения вышерасположенного сооружения или опорожнения нижнего бьефа при разрушении нижерасположенного сооружения, б) давление штормовых волн, в) давление ветра исключительной силы (ураган). Что касается динамической нагрузки, то учет ее производится, как указано в гл. 3.

Для наиболее распространенных плотинных затворов — шандоров, плоских, сегментных, вальцовых — расчетные комбинации действующих сил рассматриваются при следующих характерных положениях затвора:

1. Затвор опирается на флютбет.
2. Момент отрыва затвора от флютбета.
3. Момент посадки затвора на флютбет.
4. Затвор поднят полностью.

Определение действующих на затворы сил производится в соответствии с нижеследующими основными указаниями:

а) Собственный вес затворов определяется: 1) приближенно — по формулам веса — при эскизном проектировании и экономическом сравнении вариантов, 2) точно — на основании спецификации — для расчета затвора и заказа материалов.

б) Гидростатическое давление на затвор определяется в соответствии с действующим напором, площадью и очертанием вододерживающей поверхности затвора.

За свободную поверхность верхнего бьефа принимается расчетный или в соответствующих случаях наивысший подпорный горизонт. За свободную поверхность нижнего бьефа принимается горизонт нижнего бьефа, соответствующий одновременно имеющемуся горизонту верхнего бьефа. При этом следует учесть возможность образования в нижнем бьефе отогнанного прыжка, который может существенно увеличить напор на затвор (гл. 18).

в) Гидродинамическое давление на затвор имеет место при пропуске воды из-под затвора или поверх его. Это давление действует в том же направлении, что и гидростатическое, но может сопровождаться и явлениями вакуума, в области которого давление может быть направлено и в сторону, противоположную гидростатическому.

Обычно расчет затворов ведется на гидростатическое давление, оказывающее на затвор большее положительное давление, чем гидродинамическое, при котором скорость движения воды создается за счет потери давления.

В последние десятилетия, главным образом по инициативе Кулька, Коха и др. было проведено теоретическое (построение гидродинамических сеток) и лабораторное изучение картины гидродинамического воздействия потока на затвор с целью выявления действительных нагрузок на затвор и подъемный механизм. Однако формулы, предложенные упомянутыми учеными для определения горизонтального давления потока на вододерживающую поверхность затвора, дают, как показали позднейшие лабораторные исследования в СССР (Гидроэнергетический институт, Московский институт инженеров водного хозяйства), отклонения в сторону уменьшения от действительных давлений, которые довольно близки к гидростатическим. Учитывая это обстоятельство и невозможность дать обобщенные формулы гидродинамического давления, пригодные для различных условий работы затворов, следует прийти к выводу, что расчет затвора без большой погрешности может вестись на горизонтальное давление воды (верхнего и нижнего бьефов), определенное по закону гидростатики; при наличии же специальных лабораторных испытаний данного затвора необходимо учесть результаты этих испытаний. В некоторых случаях могут быть использованы также и теоретические способы определения гидродинамического давления при помощи построения упомянутых выше сеток.

Если в отношении горизонтального давления такой приближенный расчет близок к действительности, то для вертикального давления он дает более грубые отклонения.

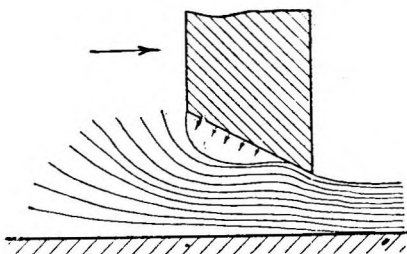
В случае (теоретически возможно, но трудно осуществимо), когда вытекающая из-под затвора струя действительно получает те очертания, которые хотелось бы ей придать при помощи конструктивных мероприя-

тий, подъемная сила воды, направленная вертикально снизу вверх и приложенная к нижнему краю затвора (выпор), меньше гидростатического давления (имеющего место при подъеме затвора в резервуаре со спокойной водой) за счет потери напора, затраченного на образование скорости...

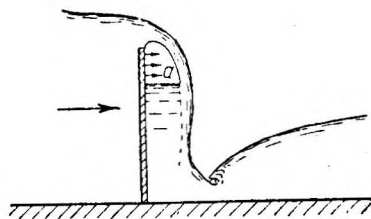
Если же струя на некотором участке отклоняется от поверхности нижнего края затвора (фиг. 306), то в пространстве, изолированном от атмосферного воздуха поверхностью сжатой струи, возникает разрежение (вакуум), которое оказывает на затвор присасывающее к порогу плотины действие. В результате уменьшения выпора, действующего лишь на часть нижней поверхности затвора, и наличия указанного присасывающего действия — для подъема затвора оказывается необходимым приложить усилия значительно большие, чем это потребовалось бы при плавном обтекании струей нижнего края затвора.

Переливающаяся через верх затвора струя оказывает на затвор вертикальное давление (сверху вниз), уменьшенное по сравнению с гидростатическим за счет образования скорости.

Если пространство *a*, находящееся под струей (у нижней поверхности затвора), не имеет сообщения с наружным воздухом (фиг. 307), в нем происходит разрежение, в результате которого получается доба-



Фиг. 306.



Фиг. 307.

вочная нагрузка на затвор, действующая в том же направлении, что и давление верхнего бьефа, и вызывающая увеличение сил трения при подъеме затвора, а следовательно подъемного усилия.

Схематически указанные здесь явления весьма сложны и пока поддаются преимущественно только качественной оценке, без непосредственного их учета при помощи достоверных формул, коэффициентов и т. п. В практике проектирования затворов стремятся избежать самой возможности появления вакуума путем придания соответствующим элементам затвора плавнообтекаемой формы, уменьшения поверхности уплотняющих брусьев, подвода воздуха под переливающуюся струю и т. п. Возможные всё же, но не поддающиеся определению сопротивления подъему при обтекании затвора, а также уменьшение выпора при истечении из-под затвора учитываются соответствующим коэффициентом запаса, вводимым в подъемное усилие. Выпор и вес переливающейся струи определяются обычно по закону гидростатики, как это будет проведено и в дальнейшем изложении.

Во всех ответственных случаях гидродинамическое воздействие потока на затвор рекомендуется, как указано выше, определять лабораторным исследованием работы модели затвора, дающим наиболее достоверные данные для расчета затвора и подъемного усилия.

г) Давление наносов. Если возможно отложение перед затвором наносов, могущих оказывать на него непосредственное давление, последнее определяется по формулам статики сыпучих тел (гл. 3). При этом пассивное давление наносов учитывается в расчете таких затворов, которые при подъеме перемещаются несколько в сторону верхнего бьефа,

например вальцовых затворов с передним козырьком или нижним щитком, сегментных затворов с центром вращения, расположенным выше центра кривизны водоудерживающей стенки, и др.

При расчете затворов, укладываемых на длительное время на флютбет, в случае возможности занесения их наносами учитывается вес наносов, отложившихся на затворе.

д) Давление ветра определяется согласно гл. 3.

е) Действие температуры. Основной причиной, вызывающей необходимость учета температурных напряжений, является наличие разности температур периода монтажа и максимальной или минимальной годовой периода эксплуатации затвора. Температурные напряжения могут достигать значительных размеров в затворах больших пролетов, особенно в местностях с суровым зимним режимом, а также при применении сварных конструкций, подвергающихся воздействию высоких температур при сварке.

Температурные напряжения подлежат учету в статически неопределимых относительно опорных реакций системах, а также и в тех статически определимых относительно опорных реакций системах, в которых изменению длины конструкции от температуры препятствуют силы трения в опорных частях.

ж) Давление штормовых волн учитывается только в плотинах, подпирающих водохранилища с весьма значительной водной поверхностью, где возможно образование штормовых волн, которые могут увеличить нагрузку на затвор до катастрофической.

Давление волн на затворы приближенно может учитываться согласно указаниям, приведенным в гл. 3.

з) В заключение следует остановиться также на вопросе о действии льда на затворы. Статическое давление льда (гл. 3), происходящее в результате температурного расширения ледяного покрова, не учитывается в расчете затворов, поскольку соответствующие эксплуатационные мероприятия (околка льда перед сооружением), осуществляемые в обязательном порядке, дают достаточную в этом отношении гарантию безопасности затворов, конструкция которых не позволяет воспринять столь значительную нагрузку.

Динамическое воздействие льда в виде удара отдельных льдин или навала льда может иметь место при пропуске ледохода. Однако, как показала практика, такие случаи бывают довольно редко, так как к затворам, действующим в период ледохода, предъявляется требование быстрого подъема или опускания, а также достаточной величины пролета.

В практике проектирования затворов динамическое воздействие льда специально не учитывается, что можно оправдать благополучной зимней службой затворов и нежелательностью заведомо утяжелять конструкцию в результате введения в расчет дополнительной нагрузки, тем более, что способ определения последней до сего времени еще надлежало не разработать.

§ 72. МАТЕРИАЛЫ

Основными материалами, применяемыми для изготовления затворов, являются металл и дерево. В отдельных, пока редких случаях применяется железобетон.

Выбор рода материала зависит от ряда факторов (гл. 2), важнейшими из которых являются: а) тип затвора, б) действующий напор, в) пролет и высота затвора, г) эксплуатационные особенности, в частности ответственность затвора, д) экономические соображения, в частности срок службы сооружения, е) производственные соображения (условия изготовления и монтажа).

Не останавливаясь на рассмотрении всех этих факторов, укажем, что примерно при напорах до 4—5 м и пролетах до 10—12 м можно приме-

нять деревянные или железо-деревянные конструкции, если можно обеспечить пространственную жесткость, приобретающую особо важное значение в силу необходимости перемещать затворы под напором. Отметим, что из дерева изготавливаются такие затворы, как например шандоры, плоские, сегментные, Томаса, стоечно-плоские и др. Железобетон может быть применен для конструирования шандоров, плоских, сегментных затворов при напоре до 5—6 м и пролете до 12—15 м, а также секторных затворов при больших размерах; наиболее целесообразно использование железобетона в затворах гидравлического действия, поскольку в этом случае маневрирование сравнительно тяжелыми железобетонными затворами производится путем использования давления воды.

Основным материалом для изготовления металлических затворов является Ст. 3; применение прочих сортов стали указано в гл. 2.

В качестве способов соединения металлических элементов затворов применяется клепка и сварка; применение сварки, как известно, дает некоторую экономию в весе. Однако сварку следует применять в затворах только при возможности обеспечения высокого качества сварочных работ и при отсутствии резких колебаний температуры.

Дерево применяется обычно повышенного качества — марка 0 и I.

Опорные части конструируются из прокатной и ковanej стали, стального (СТЛ-2 и СТЛ-1) и чугунного (ЧЛ-1) литья с применением для отдельных деталей меди, баббита, бронзы и других материалов. Выбор того или иного материала производится в зависимости от величины действующих усилий, размеров конструкций и заводских возможностей. В особо ответственных частях можно применять специальные сорта стали. Чугун может применяться в элементах, работающих главным образом на сжатие, а также в опорных частях мало нагруженных конструкций.

Противофильтрационные уплотнения в зависимости от их конструкции изготавливаются из дерева (сосна и дуб), металла (прокатная и рессорная сталь, отливки), резины (пластинки, ггуты), кожи, прорезиненной ткани и др.

Допускаемые напряжения в зависимости от рода материала, класса сооружения и комбинации действующих сил принимаются согласно указаниям гл. 3 (более подробно см. "Технические условия и нормы проектирования металлических затворов").

§ 73. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗАТВОРОВ

Ниже излагаются основные принципы, на которых базируется проектирование затворов, независимо от их типа. Специфические особенности проектирования указаны в дальнейших главах при рассмотрении отдельных типов затворов.

В основном изложение посвящено металлическим затворам, как наиболее распространенным; краткие указания даны и по деревянным затворам. Методы расчета и конструирования балок, ферм, рам и тому подобных частей затвора в общем аналогичны таковым для мостов, промышленных и других сооружений и излагаются в соответствующих руководствах.

I. ОБЩИЕ ДАННЫЕ

При конструировании затвора наряду с требованиями расчета и экономичности необходимо руководствоваться возможными упрощениями и облегчением работ по изготовлению частей, их перевозке и монтажу. Поэтому следует стремиться к получению компактной, простой конструкции с минимальным числом опорных частей, отливок, гнутых элементов и тому подобных частей, трудных в изготовлении и монтаже. Все элементы затвора должны быть доступны для осмотра, ремонта и смены.

Затвор должен обладать достаточной жесткостью как пространственной, так и отдельных своих частей с тем, чтобы безопасно воспринимать

не только статическую нагрузку, но и возможные удары плавающих тел, гидродинамические воздействия, а также сохранять неизменяемость пространственной системы при перемещениях затвора — в случае возможного заклинивания или заедания последнего на опорах (это требование особо существенно при подъеме затвора за один конец).

Затвор должен иметь плавную обтекаемую форму, без резких переломов в очертании верхнего или нижнего краев, являющихся границами струи, переливающейся через гребень затвора или вытекающей из-под затвора. Такая обтекаемая форма должна предупредить возможность образования вакуума, в некоторых же случаях кроме того для этой цели должен быть обеспечен подвод воздуха под струю.

При расчете металлических затворов допускается расчленение всей конструкции на отдельные плоские системы с учетом только основных напряжений в элементах.

Учитывать надо следующие основные напряжения:

а) в сквозных конструкциях — нормальные напряжения, равномерно распределенные по сечению стержня, считая соединение всех элементов в виде "идеальных" шарниров;

б) в сплошных и рамных конструкциях — нормальные напряжения от изгиба и от осевого усилия, а также касательные напряжения и соответствующие им главные.

При проверке напряжений в расчетных элементах конструкций отклонения их от допускаемых не должны превышать $\pm 5\%$, кроме элементов, назначаемых по конструктивным соображениям или по предельной гибкости.

2. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ

Все основные несущие части, работающие на изгиб или осевое усилие, должны быть жесткого профиля. Применение полосового железа в качестве самостоятельного сечения возможно лишь для второстепенных элементов, работающих только на растяжение, или для нерабочих элементов. При конструировании желательно применять возможно меньшее число сортов материала, причем основными профилями являются уголки, швеллеры, двутавры — в комбинации с листовым железом. Не допускается применение листов или фасонных профилей толщиной менее 6 мм, если даже по расчету им могли бы быть приданы меньшие размеры; как правило, наименьшим калибром уголков является 50X50X6 мм для равнобоких и 60X40X6 мм для неравнобоких уголков.

Сечения подбираются в точном соответствии с общесоюзными стандартами (ОСТ).

Форма поперечного сечения балок должна быть открытой, доступной для клерки или сварки, осмотра, очистки и покраски и должна исключать возможность накопления атмосферных осадков и застаивания воды, а также скопления грязи.

Сквозные балки — фермы — рекомендуется принимать с треугольной решеткой и дополнительными стойками или стоечно-раскосные с растянутыми раскосами. Нижнему поясу ферм целесообразно придавать полигональное очертание с возможно меньшей высотой фермы у опор. Высоту фермы следует назначать из условия допускаемого прогиба. Для предварительных подсчетов можно принимать высоту фермы равной $1/7—1/10 l$, где l — расчетный пролет. Панель фермы следует назначать в соответствии с общей схемой балочной сети, примерно близкой к высоте фермы.

Допускаемый максимальный прогиб в основных элементах металлических затворов не должен превосходить:

Для постоянно действующих затворов	Для временно действующих затворов
--	---

Для балок со сплошной стенкой.....	1/750 l	1/500 l
... сквозной	1/1000 l	1/700 l

Расчетный прогиб второстепенных элементов не должен превосходить $1/250 l$.

3. КРАТКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ДЕРЕВЯННЫХ ЗАТВОРОВ

Основным материалом деревянных затворов является сосна марки 0 и I. Для наиболее нагруженных или соединительных элементов применяется дуб марки 0 и I, а также лиственница (гл. 2).

Для затворов, постоянно находящихся под водой, рекомендуется применять сырой лес с влажностью свыше 23%. Для частей, работа которых будет протекать преимущественно в условиях воздушной среды, можно применять полусухой лес с влажностью 18 — 23% (гл. 2).

Размеры лесоматериалов следует применять по ОСТ, но толщиной не менее 10 см (кроме досок обшивки). Использование нестандартных (большемерных) размеров допускается при наличии на это расчетных или конструктивных обоснований и возможности заготовки леса таких размеров.

Выбор схемы деревянной конструкции должен быть основан на принципе преимущественной работы системы на сжатие и сосредоточения возможно меньших сил в узловых сопряжениях, конструирование которых является наиболее сложным, часто решающим моментом при проектировании деревянных конструкций. С этой точки зрения целесообразно применение арок, сводов.

Для несущей конструкции в зависимости от пролета и напора можно применять одиночные и составные из двух или трех брусьев балки, а также фермы.

Трение в сопряжениях деревянных конструкций рекомендуется не учитывать, так как в мокрых и могущих покрыться плесенью поверхностях коэффициент трения может быть настолько ничтожным, что учет трения никакого положительного практического значения иметь не будет и, наоборот, может привести к значительным перенапряжениям в скалываемых поверхностях.

Допускаемый максимальный прогиб в основных элементах деревянных затворов не должен превосходить:

	Для постоянно действующих затворов	Для временно действующих затворов
Для балок со сплошной стенкой.....	1/600 l	1/400 l
сквозной	1/750 l	1/500 l

где l — расчетный пролет.

При проектировании деревянных затворов обязательно должна быть обеспечена легкая осуществимость ремонта и смены отдельных частей затвора, по возможности без перерыва эксплуатации.

Особое внимание следует обратить на конструирование прикрепления подвесных устройств и опорных частей к деревянной части затвора, обеспечивая четкую и надежную передачу усилий от металлических частей к деревянным, и наоборот.

Вследствие свойства дерева изменять в зависимости от влажности свой объемный вес определение подъемного и опускных усилий, надежности посадки затвора на флютбет, а также веса противовесов, облегчающих подъем затвора, нужно производить с особой тщательностью, принимая для подъемного усилия максимальные, а для опускного усилия минимальные объемные веса дерева.

Вследствие сравнительно небольшой пространственной жесткости деревянных затворов, во избежание перекосов и разрушения их во время маневрирования, следует обеспечить одновременный (синхронный) подъем затвора за оба конца.

Для предварительного определения веса деревянных затворов могут быть использованы формулы и графики, помещенные в ТУ и Н проектирования затворов.

4. ПОДЪЕМНОЕ И ОПУСКНОЕ УСИЛИЯ, МЕХАНИЗМЫ

При определении величины подъемного и опускного усилий необходимо учитывать действие факторов:

1. поддающихся определению: а) собственный вес подвижной части затвора¹, б) полное давление воды на затвор, в) давление ветра на затвор, г) силы трения в опорных частях, д) силы трения в уплотнениях.

2. не поддающихся определению: а) затопление затвора случайным паводком, б) действие вакуума, в) примерзание уплотнений, г) обмерзание и засорение опорных частей, д) примерзание обшивки к ледяному покрову, е) навалка льда и всевозможных плавающих тел, ж) заедание и перекосы при движении.

Для определения подъемного и опускного расчетных усилий надлежит определить величину этих усилий для нескольких характерных положений затвора и максимальное из них принять за расчетное усилие.

Влияние не поддающихся определению факторов на величину подъемного усилия учитывается введением в полученное расчетом подъемное усилие поправочного коэффициента K , величина которого принимается в соответствии с условиями работы и типом затвора, а также данными практики, равной от 1,1 до 1,5.

Должна быть обеспечена надежность (устойчивость) положения затвора при опирании его на флютбет; последняя определяется коэффициентом запаса, равным в зависимости от типа затвора отношению сумм вертикальных сил, прижимающих и выпирающих затвор, или отношению моментов сил (относительно оси или мгновенного центра вращения затвора), стремящихся закрыть и поднять затвор.

Этот коэффициент запаса должен быть не менее 1,25.

Продолжительность подъема или опускания затвора назначается для каждого отдельного случая особо в зависимости от требований эксплуатации, причем скорость подъема колеблется обычно в пределах 0,1—1,0 м/мин.

Подъемный механизм должен обеспечить: а) надежность и безопасность маневрирования затвором в любой момент его эксплуатации, б) принятую продолжительность маневрирования затвором, в) равномерный (синхронный) подъем и опускание обоих концов затвора.

В зависимости от числа затворов на сооружении, требований эксплуатации и экономических соображений, подъемные механизмы могут быть применены двух типов — стационарные и передвижные.

При применении стационарных механизмов желательно обеспечить возможность обслуживания механизмом в случае надобности и соседних пролетов. Лебедки стационарных механизмов желательно располагать на быках во избежание утяжеления служебных мостов, на которых обычно размещаются соединительные валы и другие более легкие части.

При наличии моторных приводов должен быть предусмотрен запасной ручной привод на случай отказа в работе или ремонта моторного привода.

5. СЛУЖЕБНЫЕ МОСТЫ (МОСТИКИ)

Служебные мосты (мостики) служат для прохода обслуживающего персонала и размещения отдельных стационарных частей или перемещения передвижных подъемных механизмов. В некоторых случаях служебные мосты могут быть использованы и для перехода через данное сооружение какой-либо дороги. В этих случаях необходимо принять меры к ограждению подъемных механизмов от повреждений или произвольного включения их в действие посторонними лицами.

¹ При исчислении подъемного усилия для затвора, имеющего деревянные части, объемный вес дерева следует принимать по максимальной, а при исчислении усилия, необходимого для опускания затвора, — по минимальной влажности дерева.

При расчете служебных мостов помимо собственного веса учитываются следующие нагрузки:

1. От толпы людей как равномерно распределенная нагрузка интенсивностью 250 кг/м^2 .

2. От стационарных подъемных механизмов, причем вес мелких частей (валов, подшипников, передач, тормозов и т. п.) принимается за равномерно распределенную нагрузку, вес же крупных частей (моторов и т. п.), а также усилия от натяжения тросов или цепей считаются как сосредоточенные силы.

3. От передвижных подъемных механизмов (кранов), причем расчет моста на эту нагрузку ведется в соответствии с существующими нормами для расчета мостов с подвижной нагрузкой (с учетом невыгоднейшего положения нагрузки на мосту крана, положения самого крана в пролете, инерционных усилий, коэффициента динамичности и т. п.).

Если служебный мост используется для перехода через данное сооружение какой-либо дороги, то расчет такого моста ведется по нормам НКПС или Главного управления шоссейных дорог НКВД с учетом также нагрузок от подъемных механизмов затворов.

Низ фермы моста должен возвышаться над верхней кромкой поднятого затвора не меньше чем на $0,5 \text{ м}$.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 10

А. На русском языке

1. По общему списку № 2, 7, 11
2. Кулька, Металлические затворы плотин, перевод с немецкого под редакцией А. Р. Березинского, 1934 г.
3. Технические условия и нормы проектирования металлических затворов, 1935 г.

Б. Иностранная

1. По общему списку № 4, 5, 6, 7, 10, 11, 13, 14, 15, 16.

ГЛАВА ОДИННАДЦАТАЯ

ШАНДОРЫ И ПЛОСКИЕ ЗАТВОРЫ

А. ШАНДОРЫ

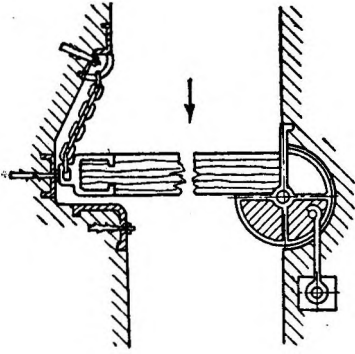
§ 74. ПРИНЦИПЫ УСТРОЙСТВА И РАЗВИТИЕ ТИПА ЗАТВОРА

Шандорами (фр. — **Batardeau**, нем. — **Dammbalken**, англ. — **Stop-log Walls**) называют горизонтальные балки, закладываемые одна на другую в направляющие пазы быков и образующие плоскую, обычно вертикальную, стенку, заграждающую отверстие сооружения.

Шандоры были известны еще в глубокой древности и явились первым примитивным затвором, широко применявшимся до XIX в. и положившим начало появлению в дальнейшем других, более совершенных типов затворов.

В своем первоначальном виде шандоры представляли собой деревянные брусья, закладываемые ручным путем в пазы, в которых они скользили. В дальнейшем концы брусьев стали снабжать скобами или кольцами, которые захватывались при помощи крючьев, благодаря чему облегчался подъем шандоров. По мере увеличения размеров перекрываемых отверстий и веса шандоров маневрирование последними становилось более затруднительным, требуя приложения значительных усилий и затраты довольно продолжительного времени на закрытие или освобождение отверстия сооружения. Это обстоятельство привело к применению в одном из пазов вертикального опорного бруса, по устранении которого шандоры всплывали,

будучи удерживаемы специальными цепями (фиг. 308). Наряду с этим появились спицевые заграждения, которые начали успешно конкурировать с шандорами при отверстиях с относительно большими пролетами,



Фиг. 378 Шандоры с поворотным опорным бруском.

а в дальнейшем шандоры как самостоятельный рабочий затвор начали быстро вытесняться (начало XIX в.) другими конструкциями, сохранив за собой сферу применения главным образом в качестве временных заграждений (при наличии основных рабочих затворов другого типа).

Необходимость перекрытия отверстий значительных размеров обусловила усовершенствование конструкции шандоров, появление металлических шандоров из прокатных и составных сквозных балок, а также замену скользящих опор колесными или катковыми с применением механических подъемников и захватных балок.

В своем современном виде шандоры нередко представляют собой солидные конструкции пролетом до 30 м, оборудованные мощными подъемниками, а также устройствами для доставки их к месту хранения.

§ 75. ДЕЙСТВУЮЩИЕ СИЛЫ

На шандоры могут действовать следующие силы:

- 1) горизонтальное давление воды верхнего бьефа $P_в$;
- 2) горизонтальное давление воды нижнего бьефа $P_н$;
- 3) давление переливающегося слоя воды V' ;
- 4) взвешивающее давление воды (снизу вверх) V_1 ;
- 5) сила присасывания шандора к порогу (Сверху вниз) V'' ;
- 6) собственный вес шандора G .

Как показали лабораторные исследования работы шандоров, сила $P_в$ в период маневрирования шандоров весьма близка к гидростатическому давлению, поэтому величина силы $P_в$ при любом положении шандоров определяется по формуле:

$$P_в = \gamma H_в^c a l \text{ тонн}, \quad (168)$$

где γ — вес 1 м^3 воды, равный 1 т ;

$H_в^c$ — напор над серединой высоты шандора в м;

a — высота шандора в м;

l — пролет шандора в м.

Горизонтальное давление воды нижнего бьефа на установленный шандор определяется по формуле:

$$P_н = \gamma H_н^c a l \text{ тонн}, \quad (169)$$

где $H_н^c$ — напор над серединой высоты шандора в м.

Для периода движения шандора в потоке величина $P_н$ не поддается определению расчетом. Лабораторные опыты показывают, что под струей, переливающейся поверх шандора, имеет место понижение давления, переходящее часто в вакуум, а в нижней части низовой грани шандора давление распределяется по гидростатическому закону соответственно положению горизонта нижнего бьефа (фиг. 309). При отсутствии данных лабораторных испытаний можно пренебречь влиянием нижнего бьефа на шандор в период движения его в потоке, тем более, что установленное шандорное заграждение лишь в редких случаях подвергается давлению воды нижнего бьефа.

Давление переливающегося слоя воды V' близко к весу столба воды над шандором и поэтому может быть принято (для шандора со сплошной горизонтальной стенкой) равным:

$$V' = \gamma h b l \text{ тонн,} \quad (170)$$

где h - толщина переливающегося слоя воды в м;

b — толщина шандора в плане в м.

Взвешивающее давление воды (снизу вверх) V_1 в самом нижнем положении шандора (при опирании его на порог флютбета или гребень уложенных шандоров) равно:

$$V_1 = \gamma H_1 \omega \text{ тонн,} \quad (171)$$

где H_1 — глубина погружения нижней поверхности шандора, на которую передается взвешивающее давление воды, в м;

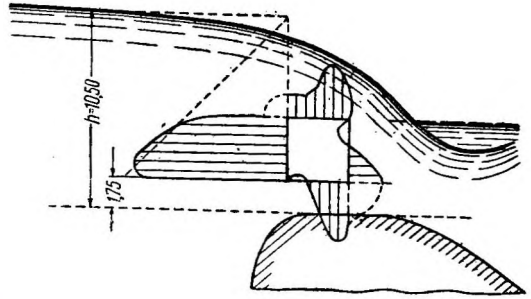
ω — площадь нижней поверхности шандора, на которую передается взвешивающее давление воды, в м^2 .

В момент подъема шандора, вследствие уменьшения напора, расходуемого на образование скорости, теряется часть взвешивающего давления, определенного указанным путем.

При наличии же неудобообтекаемой формы нижней поверхности, как это имеет место во многих шандорах, особенно при прямоугольных сплошных конструкциях, происходит отрыв струи от этой поверхности с образованием мертвых вихревых пространств между очертанием живой струи и телом шандора. Отсюда возникает вакуум, а следовательно присасывание шандора к порогу силой V'' , направленной сверху вниз и затрудняющей подъем затвора.

Момент появления силы V'' , а также величина ее, не поддаются определению расчетом и могут быть установлены только лабораторными опытами, а при отсутствии таковых возможность появления силы V'' в числе прочих не поддающихся определению сопротивлений должна быть учтена соответствующим коэффициентом запаса подъемного усилия.

Вес шандоров определяется по спецификации, а для предварительных расчетов по формулам, приведенным в ТУ и Н проектирования металлических шандоров.



Фиг. 309. Эпора давления воды на шандор

§ 76. УСТАНОВЛЕНИЕ ВЫСОТЫ ОТДЕЛЬНЫХ ШАНДОРОВ

Разбивка полной высоты шандорного ограждения между отдельными шандорами, а следовательно и установление числа последних производится в зависимости от высоты отверстия, конструкции шандоров и типа подъемных устройств, причем возможны следующие основные решения:

1) все шандоры имеют одинаковую высоту, но воспринимают разные нагрузки (шандоры равной высоты);

2) все шандоры имеют разную высоту, но воспринимают одинаковую нагрузку и имеют примерно одинаковый вес (равновесящие шандоры).

При небольших отверстиях, простой конструкции шандоров и ручном приводе можно применять как первый, так и второй способы; при значительных же отверстиях, большом количестве шандоров, их заводском изготовлении и мощных подъемниках пользуются главным образом первым способом, который позволяет типизировать сечения и упростить изготовление и монтаж металлических шандоров. Вообще же при установлении числа и высоты отдельных шандоров необходимо стремиться к наибольшим удобствам эксплуатации и наименьшему общему весу шандорного ограждения.

§ 77. ДЕРЕВЯННЫЕ ШАНДОРЫ

Деревянные шандоры изготовляют из сосновых брусьев, отесанных на четыре канта. Толщина шандоров по середине определяется как для балки, свободно лежащей на двух опорах и равномерно нагруженной:

$$\frac{M}{W} = \frac{\gamma H_0^c l^2 \cdot 6}{8 \cdot b^2 \cdot 10} \leq [\sigma], \quad (172)$$

откуда:

$$b = 0,274 l \sqrt{\frac{H_0^c}{[\sigma]}}, \quad (173)$$

где γ — вес 1 м³ воды, равный 1 т;

H_0^c — напор верхнего бьефа над серединой высоты шандора в м;

l — расчетный пролет шандора в м, который может быть принят при скользящих опорах равным $l = l_0 + 2 (0,10 \div 0,20)$ м (где l_0 — пролет шандора в свету в м);

$[\sigma]$ — допускаемое напряжение сосны на изгиб в кг/см² (см. гл. 3);

b — искомая толщина шандора в м.

Сечение шандора должно быть проверено на максимальный допускаемый прогиб.

В большинстве случаев сечение шандоров сохраняется одинаковым по всей длине и иногда уменьшается только на концах в целях уменьшения размеров паза. В некоторых случаях шандорам придают форму бруса равного сопротивления, что позволяет облегчить их вес.

Деревянные шандоры делают обычно со скользящими опорами, причем концы их оставляют без всякой обделки или в целях уменьшения сопротивлений движению снабжают металлическими полосами.

Расчет скользящих опор производится на смятие по формуле:

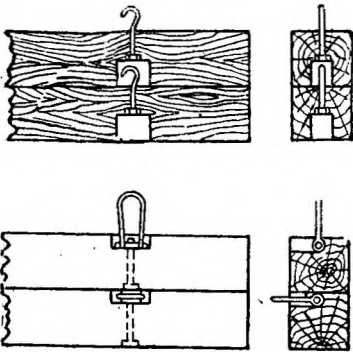
$$b = \frac{0,5P}{l' [\sigma_1]}, \quad (174)$$

где b — ширина сминаемой поверхности в см;

l' — длина сминаемой поверхности в см;

P — полное горизонтальное давление воды на шандор в кг;

$[\sigma_1]$ — допускаемое напряжение на смятие более слабого из соприкасающихся материалов в кг/см².



Фиг. 310. Деревянные шандоры.

Благодаря плотному прилеганию концов шандора к опорным поверхностям паза необходимость в специальном уплотнении отпадает.

Для захвата шандоров при их подъеме и опускании концы их снабжаются крючьями или поворотными скобами (фиг. 310).

Усилие, необходимое для подъема одного шандора в момент отрыва его от порога, может быть определено по формуле:

$$T = K(f \cdot P + V' + G), \quad (175)$$

где f — коэффициент трения скольжения шандора в пазу (см. гл. 3);

P — полное горизонтальное давление воды на шандор;

V' — давление слоя переливающейся воды;

G — вес шандора;

K — коэффициент запаса на не поддающиеся учету сопротивления (см. §73).

Усилие, необходимое для опускания (посадки) шандора на порог или нижележащий шандор, определяется по формуле:

$$N = K_1 (f \cdot P + V_1 - V' - G), \quad (176)$$

где V_1 — взвешивающее давление воды (снизу вверх);

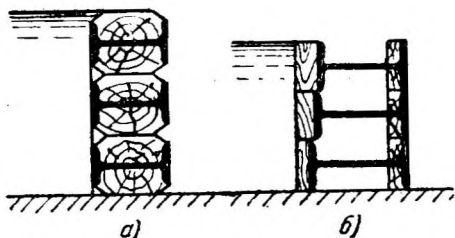
K_1 — коэффициент запаса на надежность посадки.

Остальные обозначения прежние.

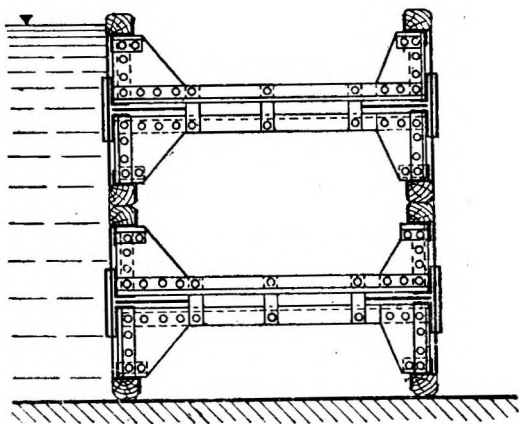
Если деревянные шандоры опускаются в поток, то для посадки их требуется принудительный дожим. Маневрирование шандорами в зависимости от их величины и веса производится вручную с багром или при помощи механических приспособлений — полиспастов, лебедок, кранов, располагаемых на площадке быков или служебном мостике плотины. В некоторых случаях для быстрого открывания отверстия одна из опор шандорного заграждения выполняется в виде поворотного столба с шарнирной опорой внизу; путем поворота столба на 90° шандоры освобождаются от опоры и всплывают, причем во избежание утери их скрепляют цепью с неподвижной опорой (фиг. 308).

§ 78. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ШАНДОРЫ

Простейшим типом металлических шандоров является прокатная двутавровая балка, снабженная деревянными уплотняющими брусками (согласно фиг. 311, *a* или *б*). Расчет таких шандоров (как свободно лежащих на двух опорах балок) производится с учетом работы только металлической балки. Шандоры этого типа выполняются со скользящими опорами¹. Дальнейшим развитием



Фиг. 311. Простейшие металлические шандоры.



Фиг. 312. Металлические двутавровые шандоры.

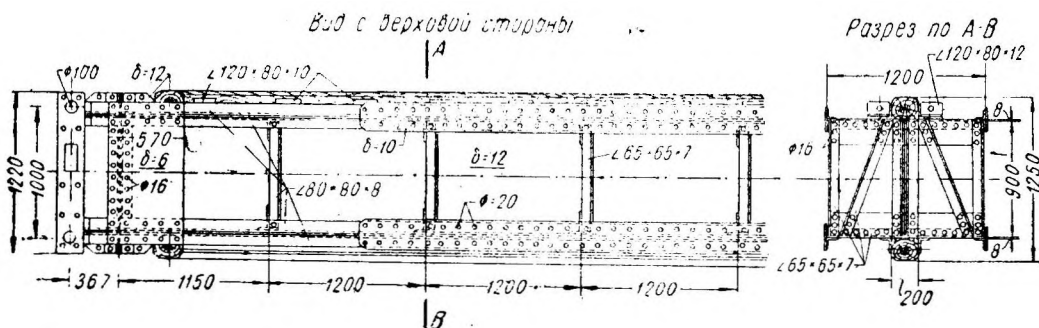
конструкций металлических шандоров являются составные двутавровые балки (фиг. 312).

При значительных пролетах широко применяются шандоры сложного сечения, состоящего из двух горизонтальных балок — ригелей составного двутаврового сечения и вертикальной обшивки, расположенной между указанными ригелями по середине толщины шандора или с его напорной стороны.

Шандоры первого типа (фиг. 313) применены например в качестве ремонтного заграждения водоспуска Волховской плотины при пролете в свету 9,0 м и высоте заграждения 15,0 м. Стенка состоит из 12 шандоров равной высоты по 1,25 м с переменной толщиной от 0,5 м наверху до 1,2 м внизу. Стенка разделена на 4 секции по 3 шандора с совершенно одинаковыми сечением и размерами. Обшивка, толщиной от 7 до 14 мм и высотой 900 мм, усилена диафрагмами из уголков 80X80X8 мм,

¹ Усилия для подъема и опускания шандора со скользящими опорами определяются согласно формулам (175) и (176).

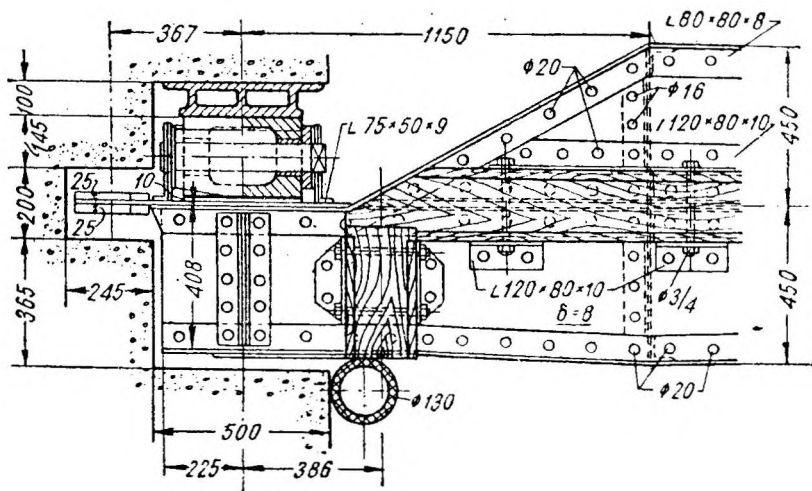
расположенными на расстоянии 1,2 м друг от друга. На концах шандора (фиг. 314) расположены коробки с катками (по 2 катка на каждый конец). Последние опираются на стенку шандора цилиндрической поверхностью, обеспечивающей равномерное распределение давления на катки при прогибе шандора. Горизонтальные уплотнения осуществляются деревянными брусками, располагаемыми в плоскости обшивки наверху и внизу шандора.



Фиг. 313. Шандор водоспуска Волховской плотины.

Боковое уплотнение создается съемной стальной трубой, обмотанной пенькой. Вес шандорной стенки — 78,29 т, закладных частей — 8 т..

Шандоры с обшивкой, расположенной с напорной стороны, применены на плотине Рионской ГЭС (фиг. 315), где они в качестве ремонтного заграждения перекрывают отверстие пролетом 10,20 м и высотой 11,76 м. Заграждение состоит из семи шандоров высотой по 1,68 м с катковыми



Фиг. 314. План опорной части шандора.

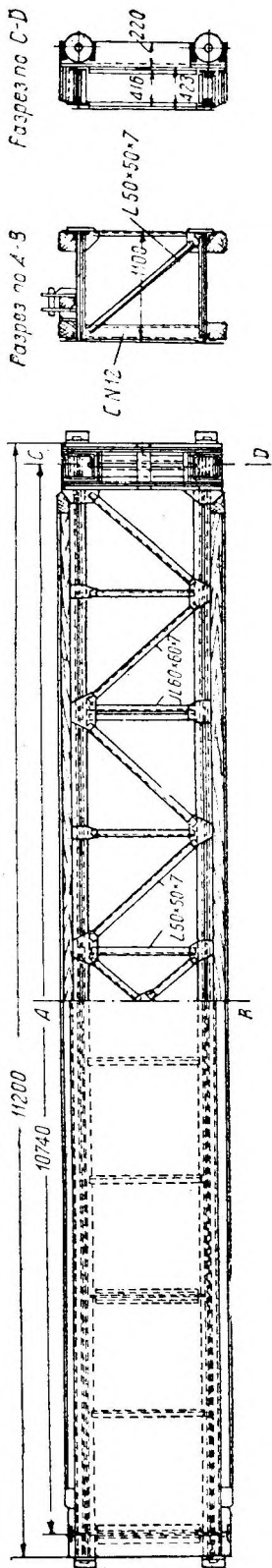
опорами. Уплотнения применены такого же типа, как и в шандорах Волховской плотины. Вес семи шандоров — 54,53 т, закладных частей — 10 т. При опускании шандоры дожимаются собственным весом тяжелой захватной балки (см. § 80).

Для перекрытия отверстий небольшого пролета и значительной высоты в последние годы начали применять шандорные щитки, состоящие, как и предыдущий тип шандоров, из двух ригелей и обшивки, расположенной с напорной стороны. Благодаря сравнительно небольшой нагрузке, передаваемой на каждый такой щиток, он конструируется из прокатных профилей (фиг. 316) и позволяет в то же время перекрывать

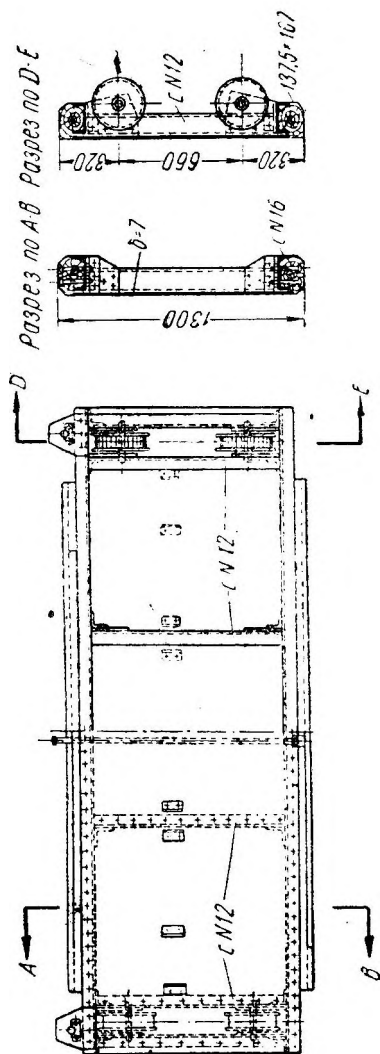
высоту до 1,2—1,5 м, в связи с чем уменьшается продолжительность закрытия и освобождения отверстия.

Расчет описанных конструкций шандоров сложного сечения производится по следующей Схеме.

Обшивка рассчитывается (см. § 85) как пластинка, заделанная по четырем сторонам (двум ригелям и соседним диафрагмам).



Фиг. 315. Шандор плотины Рионской ГЭС.



Фиг. 316. Шандорный щиток.

Стойки (диафрагмы) рассчитываются приближенно как свободнолежащие балки на двух опорах (ригелях), изгибаемые под действием нагрузки, приходящейся на них по закону биссектрисы от соседних панелей (фиг. 317) (например на стойку *ав* приходится нагрузка с площади *аввг*).

Интенсивность нагрузки по высоте стойки может быть принята одинаковой и равной таковой

в середине длины стойки. Таким образом нагрузка, передаваемая на стойку с каждой панели, равна:

$$P_c = \frac{l_1^2}{4} \cdot q_1 \text{ кг},$$

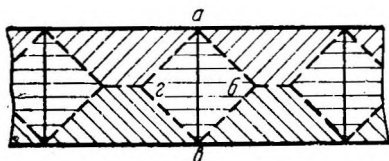
где l_1 — длина стойки в см;
 q_1 — интенсивность нагрузки в середине длины стойки в кг/см².

Максимальный изгибающий момент от этой нагрузки по середине длины стойки:

$$M'_{\max} = \frac{P_c l_1}{6} \text{ кгсм}.$$

С учетом нагрузки от обеих панелей расчетный M_{\max} будет равен:

$$M_{\max} = \frac{P_c l_1}{3} \text{ кгсм}. \quad (177)$$



Фиг. 317.

Стойки конструируются из простых сечений — преимущественно уголков.

Нагрузка на ригель определяется по закону рычага, т. е. принимается равной:

$$P_p = \frac{k}{l_2} P_u,$$

где k — расстояние от центра давления воды на шандор до другого ригеля;

l_2 — вертикальное расстояние между осями ригелей;

P_u — полная нагрузка на шандор.

Ригели воспринимают комбинированную нагрузку — от обшивки (по трапеции или треугольнику) и от стоек (в виде сосредоточенных сил). Однако, как это доказано в § 86 данной главы, с вполне достаточной точностью ригели можно рассчитывать как свободнолежащие балки на двух опорах с равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью

$$q = \frac{P_p}{l_0},$$

где l_0 — пролет шандора в свету.

Проверка прочности ригеля производится по двум известным условиям прочности:

$$\frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma] \text{ и } \frac{QS}{Ib} \leq [\tau]. \quad (178)$$

Необходимо произвести проверку на изгиб шандора в вертикальной плоскости под влиянием собственного веса. Проверка жесткости шандора сплошного сечения производится путем определения максимального прогиба f_{\max} , который для шандора с постоянным по длине пролета моментом инерции равен:

$$f_{\max} = 0,01302 \frac{P_g l^3}{EI}. \quad (179)$$

При этом максимальный прогиб не должен превосходить величин, указанных в гл. 10.

Каждый конец шандора снабжается двумя колесами или катками. Цилиндрические катки, а также колеса с подшипниками скользящего трения рассчитываются на раздробление по диаметральной плоскости по формуле:

$$\frac{P}{ld} \leq [\sigma_p], \quad (180)$$

где P —сжимающая нагрузка на каток или колесо в кг;

l — длина катка или ширина колеса в см;

d — диаметр катка или колеса в см;

$[\sigma_p]$ — допускаемое напряжение на раздробление по диаметральной плоскости в кг/см² (см. гл. 3).

Расчет оси, поддерживающей колесо, следует производить на изгиб от нагрузки, равномерно распределенной по действительной длине втулки, а также на смятие в месте ее опирания.

Втулка колеса проверяется на удельное давление по диаметральной плоскости (см. § 88).

Опорные пути конструируются из нормальных или специальных профилей рельсов или в виде отливок (фиг. 314), заанкеренных в кладку быка.

Усилие, необходимое для подъема одного шандора (на колесах или катках), может быть определено по формуле:

$$T = K \left(P \frac{rf + f_1}{R} + V' + G \right), \quad (181)$$

где r — радиус оси в см;

R — радиус колеса или катка в см;

f — коэффициент трения скольжения оси по втулке;

f_1 — коэффициент (плечо) трения качения в см (см. гл. 3);

K — коэффициент запаса на не поддающиеся учету сопротивления (см. гл. 10).

Остальные обозначения прежние.

Усилие, необходимое для посадки шандора на порог или нижележащий шандор, определяется по формуле:

$$N = K_1 \left(P \frac{rf + f_1}{R} + V_1 - V' - G \right), \quad (182)$$

где K_1 — коэффициент запаса на надежность посадки, а остальные обозначения уже известны.

При наличии захватной или вспомогательной балки (см. § 80) усилия T и N определяются с учетом также и веса балки.

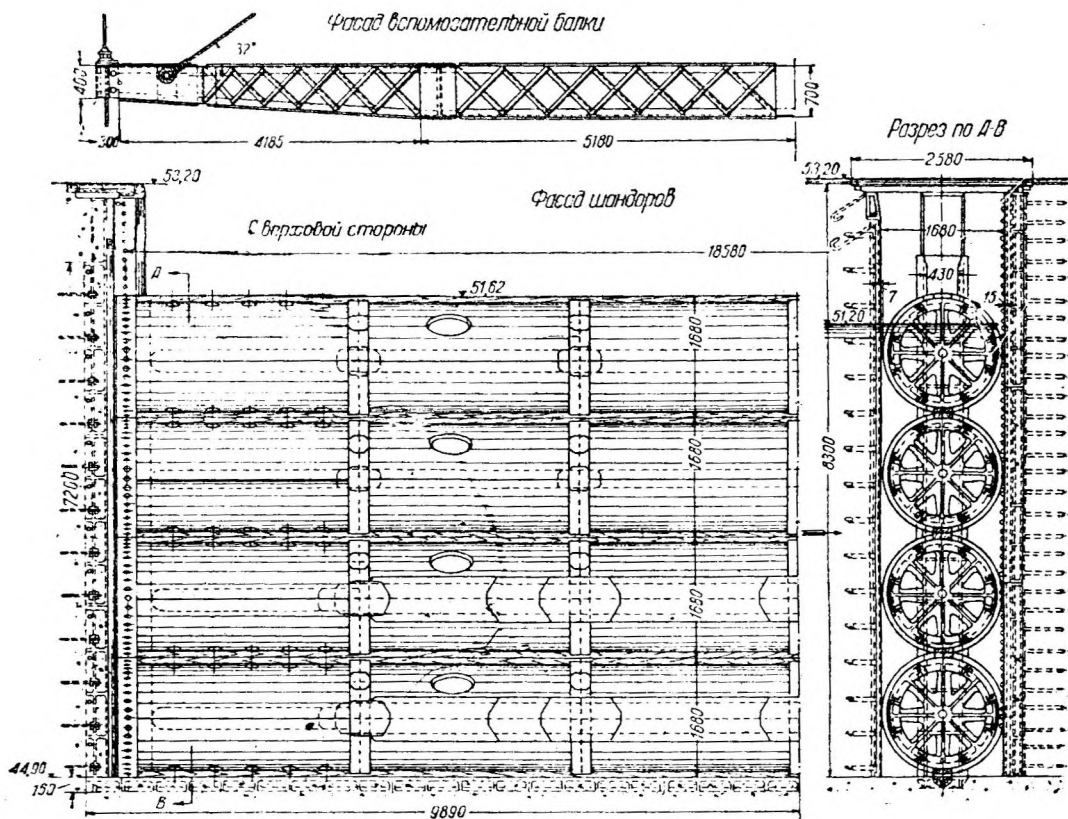
Следует отметить, что в приведенных формулах вследствие затруднительности определения не введены силы: при подъеме шандора — V_1 , V'' и P_{nr} при посадке — V'' и P_{nr} . Отсутствие этих членов в формулах, с одной стороны, увеличивает надежность маневрирования шандорами, а с другой стороны, косвенно компенсируется коэффициентами запаса K и K_1 .

При наличии данных лабораторных опытов влияние всех этих сил конечно должно быть учтено непосредственно.

Во избежание увеличения подъемного усилия в результате подъема слоя воды (при расположении горизонтальной обшивки по середине ширины шандора), а также присасывания шандора к порогу целесообразно снабдить отверстиями горизонтальный лист нижнего ригеля или при значительных пролетах конструировать ригели сквозными.

Интересный тип шандоров — цилиндрических — применен в качестве ремонтного заграждения Днепровского шлюза у Запорожья при пролете отверстия 18,0 м и высоте заграждения 6,72 м (фиг. 318). Шандоры своими концевыми зубчатыми барабанами перекачиваются по вертикальному опорным рейкам. При опускании шандоров в воду их внутренняя полость наполняется водой через специальные отверстия с верховой стороны.

Водяной балласт придает шандорам устойчивость и разгружает верхнюю часть оболочки, под напором работает только ее низовая часть. Следует заметить, что цилиндрическая форма обеспечивает наиболее благоприятные гидравлические условия опускания шандоров в текущую воду и их подъема.

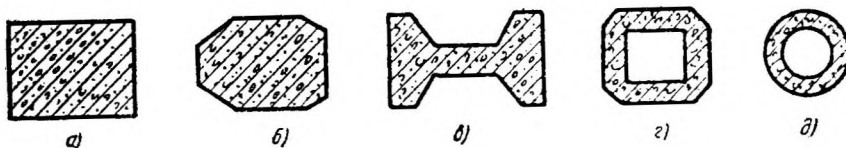


Фиг. 318. Цилиндрические шандоры Днепровского шлюза.

§ 79. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ШАНДОРЫ

Железобетонные шандоры имеют сплошное или полое сечение (фиг. 319); иногда в качестве арматуры в шандор прямоугольного сечения закладывается прокатная двутавровая балка.

Если маневрирование шандорами происходит более или менее часто, то предпочтительнее пользоваться полыми шандорами, меньший вес и лучшая обтекаемость которых позволяют применить менее мощные



Фиг. 319. Поперечные сечения железобетонных шандоров.

подъемные устройства и обходиться без дожима. При этом в полых шандорах следует обеспечить отвод воды из внутренней полости.

Из сплошных сечений лучшие результаты в отношении меньшей величины подъемного усилия и дожима дают шандоры обтекаемой формы (фиг. 319, б).

Железобетонные шандоры применяются со скользящими опорами и изготавливаются на площадке сооружения вблизи места их установки.

Значительный собственный вес железобетонных шандоров весьма ограничивает область их применения.

§ 80. ПОДЪЕМНЫЕ УСТРОЙСТВА

Подъем и опускание шандоров могут производиться одним из следующих четырех способов:

- 1) маневрирование каждым шандором в отдельности при помощи багров и других простейших приспособлений;
- 2) маневрирование каждым шандором в отдельности при помощи захватной балки;
- 3) маневрирование каждым шандором в отдельности при помощи вспомогательной балки;
- 4) маневрирование всей шандорной стенкой.

Первый из этих способов применяется только при небольших размерах и весе шандора, допускающих ручное маневрирование.

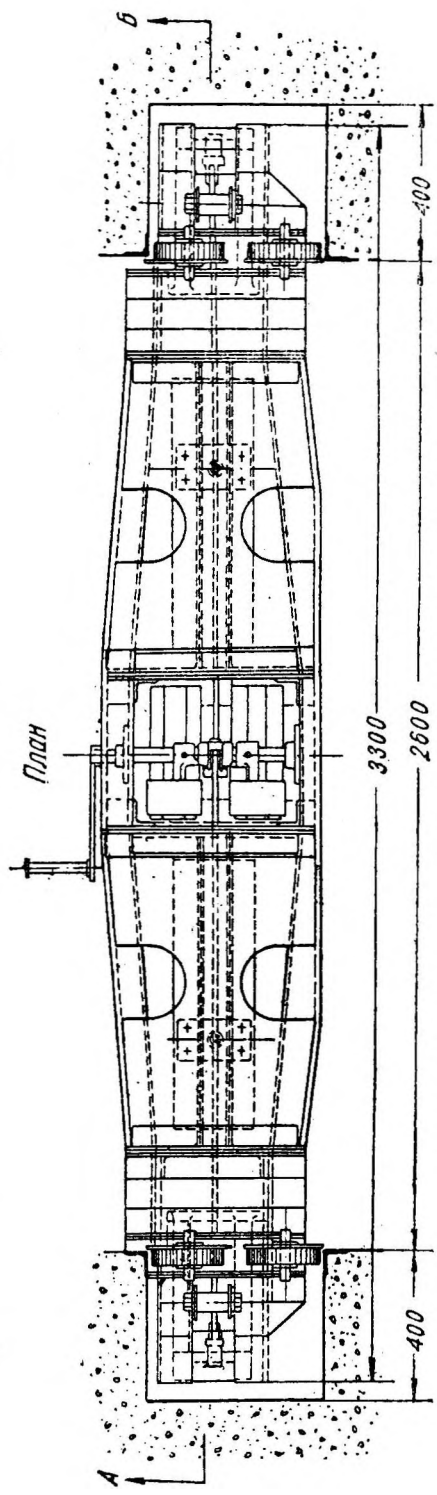
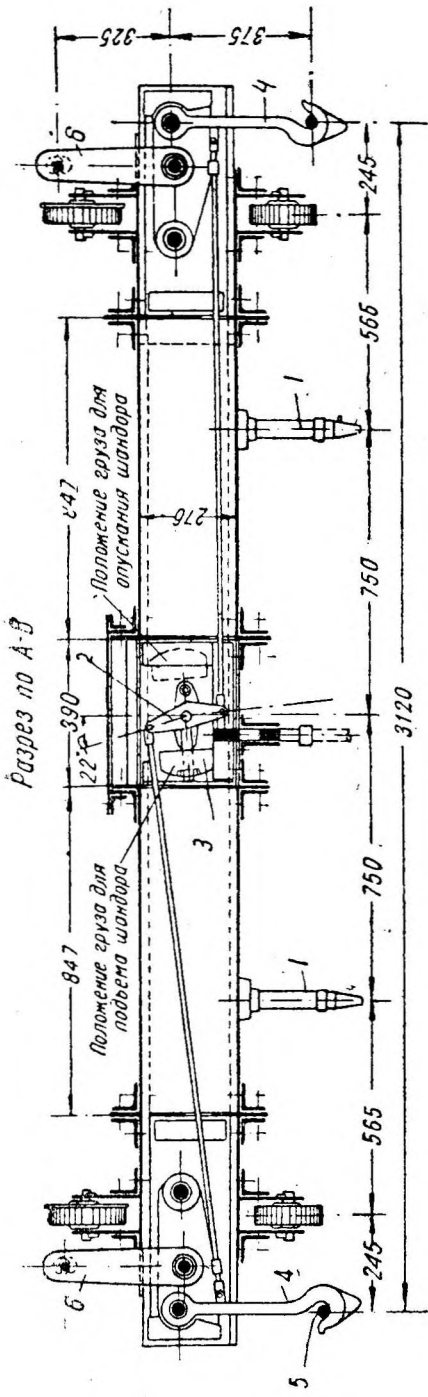
Второй способ получил широкое распространение и заключается в том, что в целях обеспечения захвата шандора в воде при подъеме, а также автоматического отцепления от него тяг подъемника при укладке шандора на порог, применяется захватная балка, снабженная специальными захватами. Существует много конструкций захватных балок, причем работа их обычно основана на действии их собственного веса, под влиянием которого, с помощью различных приспособлений, два шарнирно прикрепленных к балке крюка при соприкосновении с проушинами шандора отводятся внутрь проушин и захватывают их (при подъеме) или отходят от них (при посадке на порог).

Нередко вес захватной балки используется для дожима шандора при посадке его на порог.

На фиг. 320 представлена захватная балка для шандоров напорного бассейна Рионской ГЭС (фиг. 316). Балка снабжена двумя направляющими штырями 1, входящими в соответствующие отверстия шандора и обеспечивающими таким образом правильное направление захватных устройств. Последние состоят из двуплечего шарнирного рычага 2, снабженного грузом 3 и шарнирного соединенного с крюками 4. После того как опускаемый шандор принял свое конечное положение, захватная балка продолжает опускаться, причем крюки 4 отходят от проушин шандора 5 под влиянием грузов 3, действующих на рычаг 2. Для подъема шандора захватная балка опускается на шандор, наклонная внешняя сторона крюков балки скользит по проушинам 5 до тех пор, пока под воздействием рычага 2 и груза 3 крюки не захватывают проушины, после чего производится подъем шандора. Прикрепление тросов подъемника к захватной балке осуществляется при помощи серег 6.

Следует отметить, что захватные балки недостаточно надежны в работе, вследствие чего появился третий способ, позволяющий устранить трудную операцию захвата и отцепления шандора под водой. Для этой цели каждый шандор снабжается двумя отдельными тросами, концы которых доступны с площадки быков и присоединяются к вспомогательной балке. Вспомогательная балка обеспечивает равномерный подъем или опускание обоих концов шандоров. Такой способ подъема применен например для упомянутого выше шандорного заграждения Днепроовского шлюза (фиг. 318).

По тем же соображениям — избежать операций с шандорами под водой, а также неблагоприятных гидродинамических воздействий — применяется подъем из воды целиком всей шандорной стенки, для чего все шандоры последовательно соединяются между собой по мере опускания

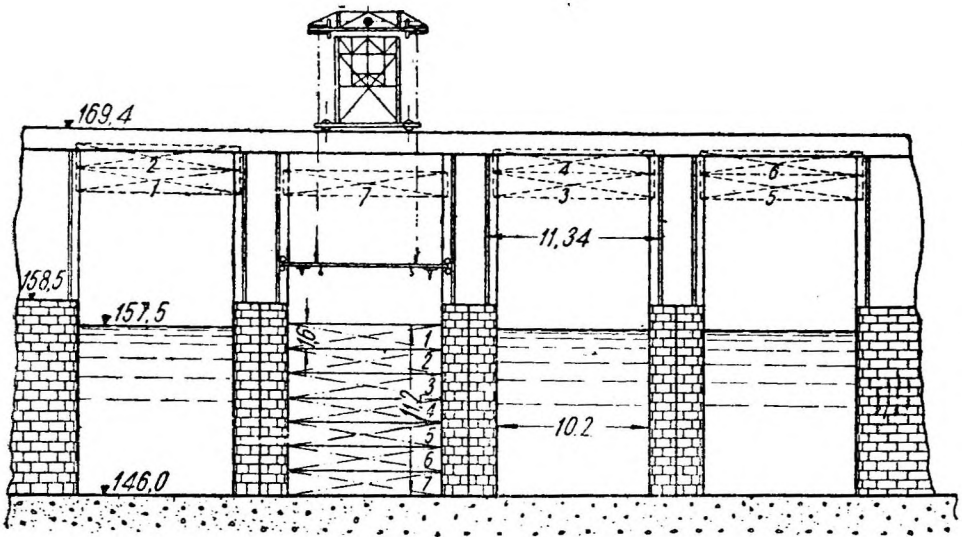


Фиг. 320. Захватная балка для шандоров напорного бассейна Риюнской ГЭС.

или, наоборот, разъединяются один от другого при подъеме над поверхностью воды. Этот способ применен например на Волховской (фиг. 313, 314 и 323) и Земоавчальской плотинах. Следует отметить, что подъемные усилия получаются в этом случае весьма значительными.

Подъемные механизмы шандоров обычно выполняют две основные операции: маневрирование шандорами в пределах отверстия сооружения (подъем и опускание) и перемещение шандоров к месту их хранения и обратно. Поэтому при более или менее значительных размерах шандоров, исключающих возможность применения ручного привода, маневрирование шандорами производится по одной из следующих схем:

1. Подъем, опускание и перемещение шандоров к месту хранения производится порталным или мостовым краном, передвигающимся по служебному мосту плотины (фиг. 321).



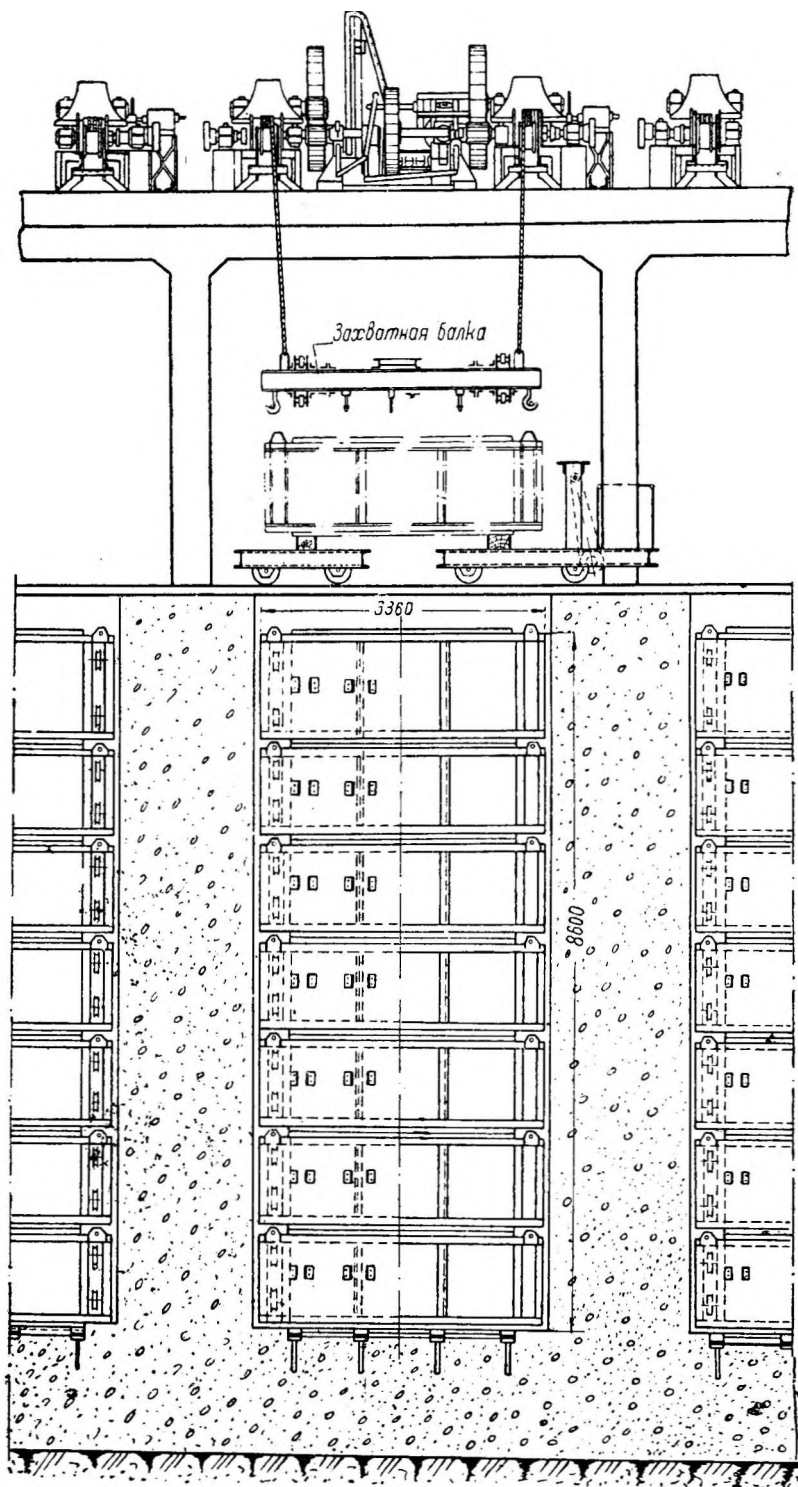
Фиг. 321. Подъемный механизм шандоров плотины Рионской ГЭС

2. Подъем и опускание шандоров производятся стационарной (фиг. 322) или передвижной (переносной) лебедкой, которая подает шандоры на катучие тележки, отвозящие шандоры к месту хранения.

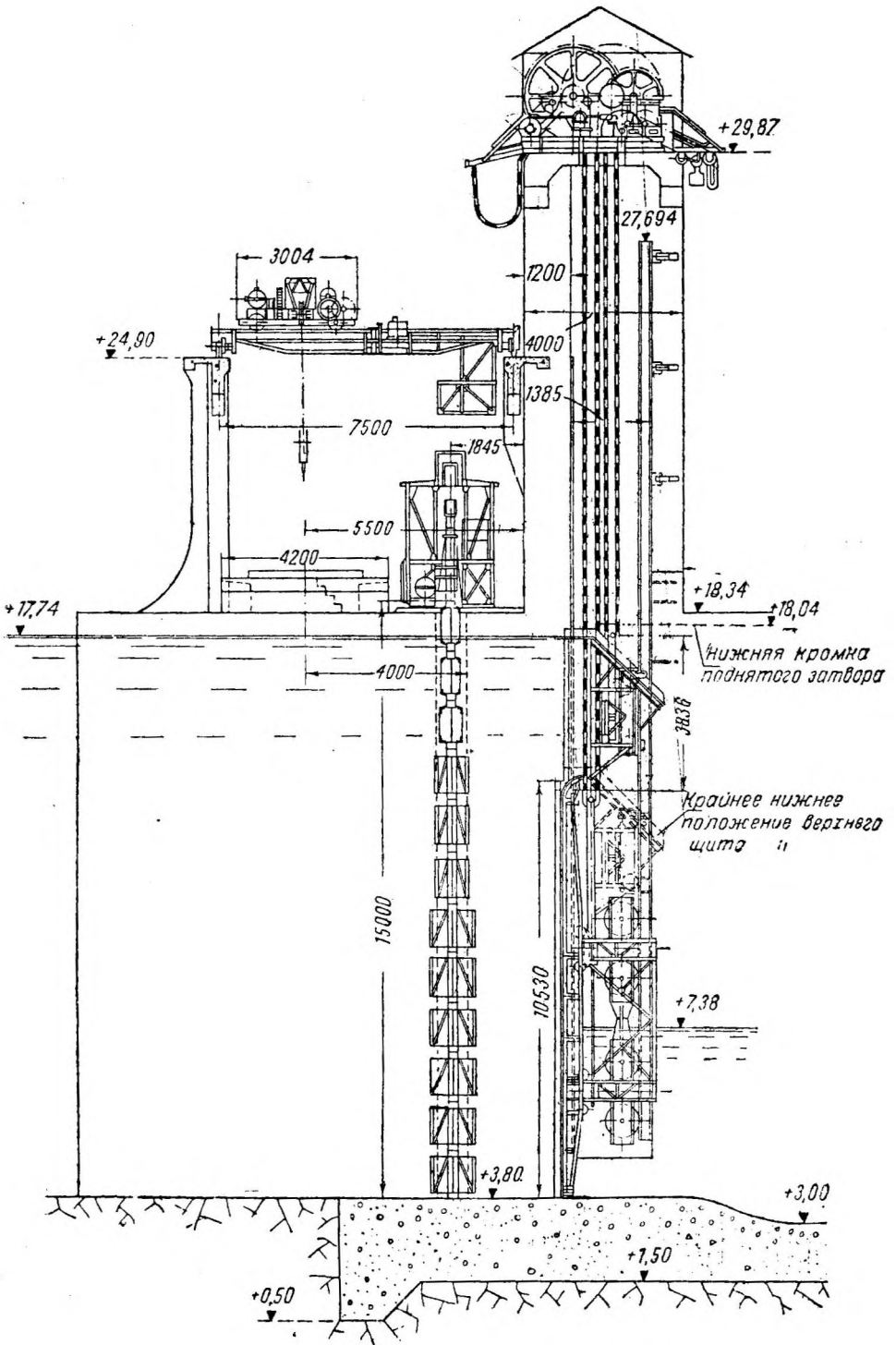
3. Подъем и опускание шандорной стенки (целиком) производится двумя электрогидравлическими переносными подъемниками, каждый из которых представляет собой агрегат, состоящий из гидравлического насоса с электромотором и гидравлического подъемного цилиндра, соединяемого с насосом при помощи трубопровода и распределительных клапанов. Этот способ, как указывалось выше, применен на Волховской (фиг. 323) и Земоавчальской плотинах. Подъем производится посредством балансиров, на среднюю точку которых действуют поршни гидравлических цилиндров и к концам которых подвешивается на тягах шандор. В случае необходимости дожима шандорной стенки пускается масло на верхнюю кольцевую поверхность поршня.

Подача и отвозка шандоров производятся при помощи катучего крана.

4. Подъем, опускание и перемещение шандоров к месту хранения производятся при помощи стационарных кранов-дерриков. Этот способ может быть применен на однопролетных сооружениях, когда такой кран располагается на береговом устое (например Днепровский шлюз оборудован 30-т жестким дерриком).



Фиг. 322. Подъемный механизм шандоров напорного бассейна Рионской ГЭС.



Фиг. 323. Подъемный механизм шандоров водоспуска Волховской плотины.

§ 81. ХАРАКТЕРИСТИКА И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ШАНДОРОВ

Положительными качествами шандоров являются:

- 1) относительно небольшие подъемные усилия (при маневрировании каждым шандором в отдельности);
- 2) доступность осмотра и ремонта;
- 3) простота конструкции, ее изготовления и удобство перевозки к месту работ.

Недостатки шандоров следующие:

- 1) необходимость затраты длительного времени на установку и разборку заграждения;
- 2) относительно большая фильтрация в связи с наличием значительного количества стыков;
- 3) непригодность для зимнего регулирования горизонтов и пропуска льда;
- 4) неудобство производства операций с шандорами под водой;
- 5) необходимость применения комбинированных подъемных устройств для подъема шандоров и перемещения их к месту хранения;
- 6) довольно высокая стоимость всего шандорного устройства, особенно в случае необходимости применения специальных мощных подъемников.

Как уже было указано выше, шандорные заграждения в настоящее время применяются только в качестве временных, причем наиболее выгодно их применять при пролетах, меньших, чем высота отверстия, или во всяком случае не больших, чем 2—2¹/₂-кратная высота отверстия, поскольку при больших пролетах целесообразнее переходить к затворам, работающим по высоте, а не по пролету отверстия (сточно-плоские, фермы Поаре и т. п.).

Деревянные шандоры применяются при пролетах до 10—12 м и при напорах примерно до 4—5 м, железобетонные шандоры — соответственно при 12—15 м и 5—6 м, металлические — соответственно 18—20 м (имеются отдельные случаи применения шандоров пролетом 30 м) и 10—12 м. Значительный вес железобетонных шандоров препятствует их распространению.

Наличие на плотине мощных подъемных устройств—передвижных порталных кранов — благоприятствует применению шандоров, поскольку один или два комплекта шандоров достаточны для обслуживания многопролетных плотин.

Б. ПЛОСКИЕ ЗАТВОРЫ

§ 82. ПРИНЦИПЫ УСТРОЙСТВА И РАЗВИТИЕ ТИПА ЗАТВОРА

Плоские затворы (фр. — *vanne levante*, нем. — *Schutze*, англ. — *vertical lift gate*) вслед за шандорами являются наиболее старым типом затворов, который положил начало появлению других конструкций, достигших в настоящее время весьма большого многообразия и сложности.

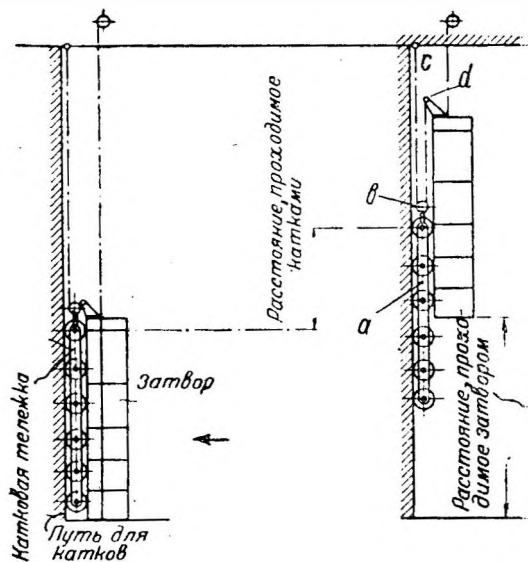
Плоским затвором называется конструкция, состоящая в основном из системы горизонтальных и вертикальных балок (ригелей и стоек) и плоской обшивки, перемещающаяся в вертикальных пазах быков и снабженная скользящими или катучими опорами. Прототипом современных плоских затворов явились небольшие деревянные щитки, скользявшие в вертикальных пазах постоянных опор и закрывавшие отверстия плотин при мельницах, на оросительных каналах и т. п. В усовершенствованном виде, за счет усложнения конструкции, применения железа для некоторых частей, а также механического подъемника, деревянные плоские затворы используются и в современной практике, достигая нередко значительных размеров, которые не придавались даже металлическим плоским затворам еще лет 50 тому назад. Появление металлических затворов, а в дальнейшем вытес-

нение скользящих затворов колесными, дающими значительное уменьшение подъемного усилия, позволили увеличить размеры перекрываемых отверстий, что при наличии только ручного привода было весьма существенно. Однако подъем больших затворов представлял всё же трудности даже при переходе от ручного привода к приводу от двигателя. Поэтому в дальнейшем стали применять противовесы, уравнивающие значительную часть веса затвора.

Особо крупное усовершенствование было внесено в 1879 г. английским инженером Стонеем (Stoney), заменившим колеса, прикрепленные к затвору, не связанной с ним и двигающейся между затвором и опорными путями катковой тележкой (фиг. 324), что позволило освободиться от трения скольжения в осях колес и учитывать при определении подъемного усилия только трение качения. Впервые затворы с катковой тележкой Стонеев размером 8,91X4,42 м были применены в 1883 г. в Англии и с тех пор известны под названием затворов Стонеев. Затворы Стонеев получили большое распространение, однако с течением времени выявились их серьезные недостатки: плохая работа при наличии в воде наносов и плавающих тел, обмерзание, трудность монтажа и обеспечения равномерной передачи нагрузки на катки, изнашиваемость катков и увеличение сопротивлений движению и др. В результате при определении подъемного усилия для затворов Стонеев начали принимать примерно тот же коэффициент трения, что и для колесных затворов. Это обстоятельство, а также появление колес с роликовыми подшипниками и широкое применение электроэнергии на плотинах привели в последнее время к значительному вытеснению затворов Стонеев колесными (фиг. 325) с отказом от противовесов, потерявших свое значение при наличии дешевой электроэнергии на сооружениях, тем более, что применение противовесов усложняло конструкцию, уменьшало устойчивость затвора на пороге водослива, способствовало усилению вибрации и портило внешний вид плотины.

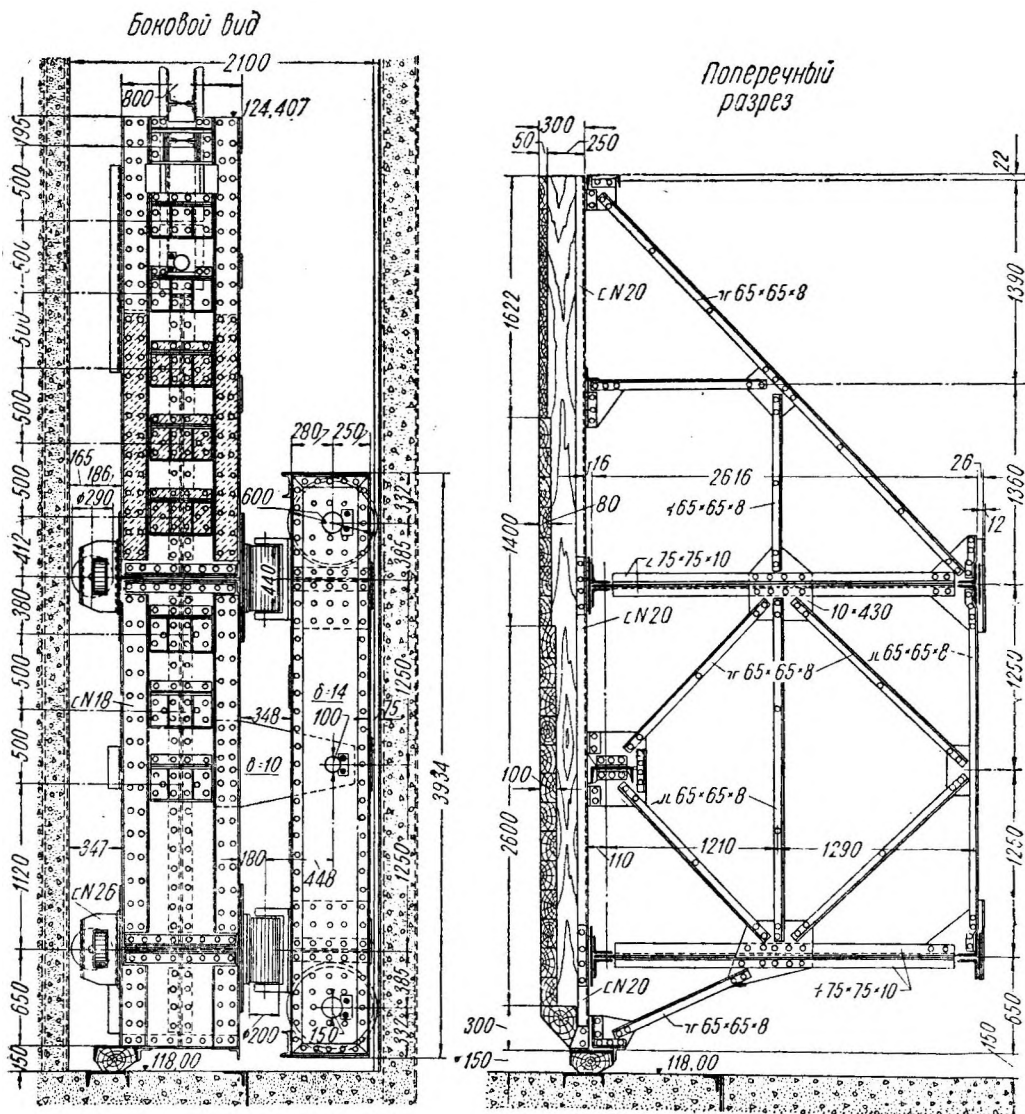
Дальнейшее развитие плоских затворов пошло по линии обеспечения максимальной простоты и экономичности конструкции и определенности в передаче давления воды на опорные части, а также наилучших условий регулирования горизонтов и расходов, сброса льда и других плавающих тел при одновременной заботе о рациональном очертании затвора, предупреждающем неблагоприятные гидродинамические воздействия на него при сбросе воды. Все это вызвало отказ от многоригельных и многоколесных затворов и переход к двухригельным затворам, снабженным с каждой стороны двумя колесами или двумя тележками с парой колес в каждой (фиг. 325).

Следующим этапом развития плоских затворов было появление сдвоенных затворов (фиг. 354), применение которых позволило перекрывать отверстия большой высоты, значительно уменьшить подъемное усилие, упростить регулирование подпорного горизонта, обеспечить сброс льда поверх затвора без больших потерь воды, уменьшить высоту быков и т. п. Сдвоенные затворы получили быстрое и широкое распространение.



Фиг. 324. Схема затвора Стонеев.

В тех же целях — облегчения регулирования подпорного горизонта и благоприятного сброса льда и других плавающих тел — начали применять опускаемые затворы (фиг. 326), которые однако не получили распространения вследствие дороговизны устройства глубокой ниши, особенно в плотинах с низким флотбетом, а также вследствие трудности обеспечения надежного донного уплотнения затвора.



Фиг. 325. Плоский колесный затвор Ивановской плотины канала Москва-Волга.

Причины, вызвавшие появление сдвоенных и опускаемых затворов, привели также к распространению затворов с откидными клапанами, шарнирно укрепленными на гребне основного затвора (фиг. 366).

Для новейших конструкций плоского затвора, предложенных в последние годы, характерным является стремление: 1) освободиться от нижней горизонтальной балки (ригеля), подвергающейся загрязнению, ударам, истирающему действию потока с наносами и обмерзанию, не говоря уже о возможности появления присасывающего действия и вибрации, и 2) создать жесткую пространственную систему несущей конструкции, целесообразную в статическом и гидравлическом отношениях.

Ниже рассмотрены металлические плоские затворы как преобладающие в современной практике плотиностроения; о деревянных плоских затворах см. гл. 17.

§ 83. ДЕЙСТВУЮЩИЕ СИЛЫ

Основными действующими силами, учитываемыми в расчете затвора, являются гидростатическое давление и собственный вес затвора. Рассмотрим два встречающихся в практике вида гидростатического давления на плоский затвор.

1. ВЕРХНЯЯ КРОМКА ЗАТВОРА СОВПАДАЕТ С ПОДПОРНЫМ ГОРИЗОНТОМ ИЛИ ВОЗВЫШАЕТСЯ НАД НИМ

1. Давление воды со стороны верхнего бьефа (фиг. 327. а).

Полное давление:

$$P = \frac{1}{2} \gamma H_в^2 l. \quad (183)$$

Ордината центра давления относительно подпорного горизонта:

$$h_0 = \frac{2}{3} H_в,$$

где $H_в$ — напор верхнего бьефа, т. е. глубина воды перед затвором;

l — расчетный пролет затвора;

γ — вес единицы объема воды.

2. Давление воды со стороны верхнего и нижнего бьефов (фиг. 327, б).

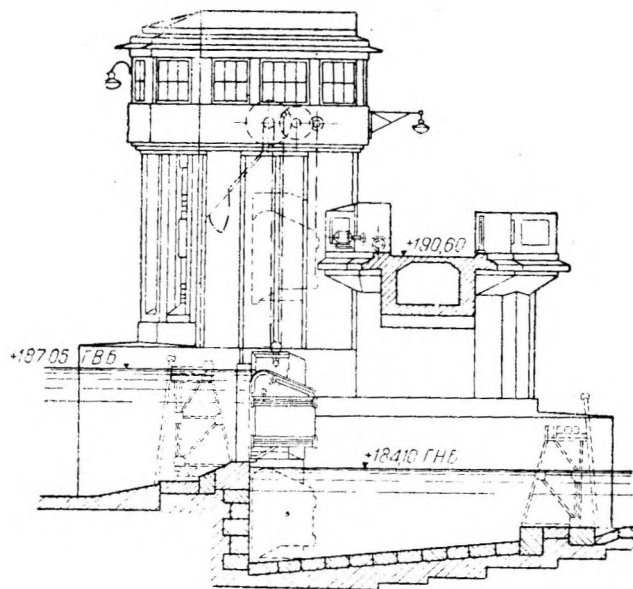
Полное давление:

$$P = \frac{1}{2} \gamma (H_в^2 - H_н^2) l. \quad (184)$$

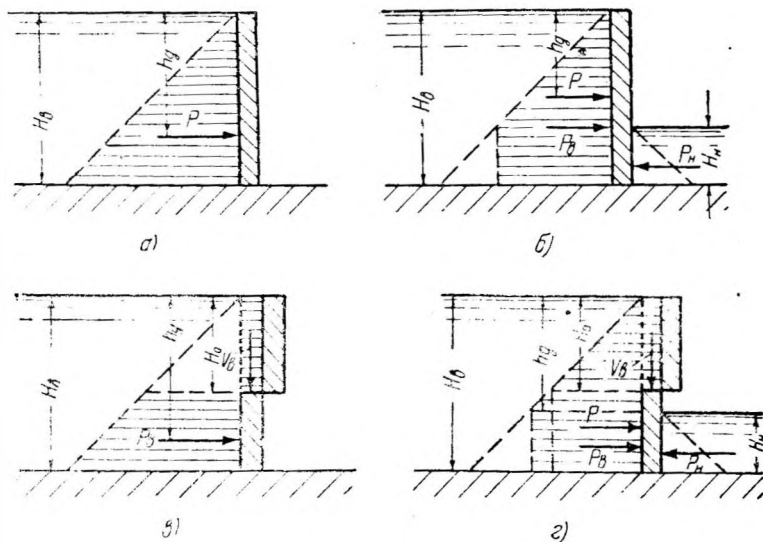
Ордината центра давления относительно подпорного горизонта:

$$h_0 = \frac{1}{3} \left(2H_в - \frac{H_в^2}{H_в + H_н} \right).$$

где $H_н$ — напор нижнего бьефа.



Фиг. 326. Плоский опускной затвор.



Фиг. 327. Эпюры давления воды на плоский затвор.

2. ВЕРХНЯЯ КРОМКА ЗАТВОРА ПОГРУЖЕНА ОТНОСИТЕЛЬНО ПОДПОРНОГО ГОРИЗОНТА

1. Давление воды со стороны верхнего бьефа (фиг. 327, в).
Полное горизонтальное давление:

$$P = \frac{1}{2} \gamma (H_6^2 - H_0^2) l. \quad (185)$$

Ордината центра горизонтального давления:

$$h_{\partial} = \frac{2}{3} \left(H_0 + \frac{H_6^2}{H_6 + H_0} \right).$$

Вертикальное давление на гребень затвора:

$$V_6 = \gamma H_0 b l, \quad (186)$$

где H_0 — напор верхнего бьефа над гребнем затвора;

b — ширина гребня затвора.

2. Давление воды со стороны верхнего и нижнего бьефов (фиг. 327, з).
Полное горизонтальное давление:

$$P = \frac{1}{2} \gamma (H_6^2 - H_0^2 - H_n^2) l. \quad (187)$$

Вертикальное давление на гребень затвора:

$$V_6 = \gamma H_0 b l. \quad (187')$$

Конструкция современных плоских затворов обычно исключает вертикальное Давление воды (снизу вверх) на нижний край затвора.

Собственный вес подвижной части плоского затвора определяется по спецификации, а для предварительных подсчетов и эскизного проектирования — по эмпирическим формулам, из которых относительно лучшие результаты дают формулы А. Р. Березинского и П. А. Ефимовича.

Формула А. Р. Березинского¹ для плоских металлических затворов (водосливных отверстий) имеет вид:

$$G = 0,055 F \sqrt{F} \text{ тонн.} \quad (188)$$

Формула П. А. Ефимовича² имеет вид:

$$J = 0,157 F \sqrt[4]{F} \text{ тонн,} \quad (199)$$

где F — площадь затвора в свету в m^2 .

Остальные нагрузки на затвор определяются в соответствии с указаниями гл. 2 и 10.

§ 84. ВЫБОР СХЕМЫ И РАСПОЛОЖЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ БАЛОЧНОЙ СЕТИ

Выбор схемы балочной сети плоских затворов производится в зависимости от пролета и высоты затвора, величины воспринимаемого им давления воды, конструкции опорных частей и материала обшивки. Естественно, что при этом ставится обязательное требование о минимальном весе балок и обшивки, а следовательно и о наименьшей стоимости затвора.

¹ А. Р. Березинский, Предварительное определение веса затворов и подъемных механизмов, "Гидротехническое строительство" № 5, 1936 г.

² П. А. Ефимович, Формулы для предварительного определения веса затворов разборчатых плотин, "Гидротехник" № 1, 1930 г.

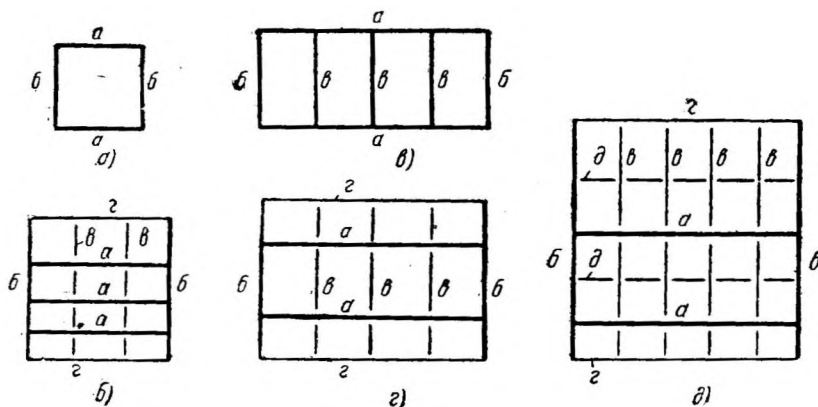
1. СХЕМЫ БАЛОЧНОЙ СЕТИ

Рассмотрим сначала затворы с металлической обшивкой.

а) Скользящие затворы

Простейшей является схема, изображенная на фиг. 328, а, где затвор снабжен двумя неразрезными рамными ригелями a и двумя опорными стойками b , образующими обвязку затвора, к которой прикрепляется обшивка. Такая схема применима только в очень небольших затворах.

При увеличении размеров затвора переходят к многоригельной схеме, изображенной на фиг. 328, б и состоящей из нескольких главных балок-



Фиг. 328. Схемы балочной сети плоских затворов.

ригелей a , опорных стоек b и крайних вспомогательных горизонтальных балок z . При значительной длине ригелей между ними размещаются вспомогательные стойки $в$, которые служат для поддержания обшивки и вместе с тем воспринимают распор, передаваемый обшивкой на ригели. Схема 328, б носит название ригельной.

При пролете затвора, значительно превышающем его высоту, при средних размерах затвора возможно применение стоечной схемы по фиг. 328, в. В этом случае затвор помимо обвязки снабжается неразрезными стойками $в$, которые воспринимают от обшивки основную часть нагрузки и в свою очередь передают ее неразрезным рамным ригелям a . При увеличении размеров затвора между стойками $в$ размещают вспомогательные горизонтальные балки, поддерживающие обшивку и облегчающие условия ее работы.

б) Колесные затворы

Наиболее распространенной схемой является двухригельная¹, при которой нагрузку в основном воспринимают две главные балки-ригели a , передающие ее через опорные стойки b на опорные части. При средних размерах затвора ограничиваются применением только вспомогательных стоек $в$ и крайних вспомогательных балок z (фиг. 328, в), при значительных — вводят кроме того и промежуточные вспомогательные горизонтальные балки $д$ (фиг. 328, д). Иногда стойки $в$ делают неразрезными.

При сравнительно небольших размерах затвора (особенно в погруженных затворах) продолжают применять старую многоригельную схему (фиг. 328, б), позволяющую обойтись прокатными или в крайнем случае

¹ В отдельных редких случаях применяются одноригельные затворы (см. например фиг. 374).

составными сечениями ригелей и меньшими размерами паза, причем стремятся к обеспечению передачи нагрузок только на две опоры с каждой стороны.

в) Катковые затворы (системы Стоня)

Для этой конструкции применяют обычно многоригельную схему по типу фиг. 328, б.

В случае применения деревянной обшивки, располагаемой обычно в виде горизонтальных рядов брусьев или досок переменной толщины по высоте затвора, схемы расположения главных и вспомогательных балок остаются в основном те же, что и при металлической обшивке, за исключением изъятия горизонтальных и соответствующего увеличения пролетов вертикальных вспомогательных балок. Если обшивка располагается вертикальными рядами, то изменения в схеме расположения вспомогательных балок производят в обратном порядке.

В заключение следует отметить, что ведущими принципами при назначении числа главных балок являются: 1) наибольшая определенность передачи давления воды на опоры, 2) наилучшее их конструктивное оформление и 3) экономичность всей конструкции. Таким образом для скользящих и катковых затворов с жесткими опорными стойками, воспринимающими всю нагрузку и передающими ее на сплошные или многочисленные опоры, целесообразно применение нескольких (в соответствии с экономическими подсчетами) главных балок, что позволяет упростить их сечения, уменьшить толщину затвора и глубину пазов. При относительно нежестких опорных стойках, служащих только для конструктивной связи главных ригелей в пазах, определенность работы ригелей и колес лучше всего достигается двухригельной схемой, обычно снижающей вес затвора, но вместе с тем имеющей и недостатки: необходимость применения сильных вертикальных стоек, значительную ширину затвора, большую стоимость изготовления ферм для ригелей и др. Поэтому до тех пор, пока для главных ригелей можно обойтись прокатными или составными балками, допустимо применение нескольких главных ригелей, что вместе с тем позволяет не прибегать к вспомогательным горизонтальным балкам. В этом случае колеса следует располагать под главными ригелями.

Число и расположение вспомогательных балок следует назначать в соответствии с принятым способом передачи нагрузки, поскольку вспомогательные балки являются передаточным элементом от обшивки на главные балки, с обеспечением при этом наиболее выгодной работы обшивки и полного использования ее сечения. С этой точки зрения целесообразно соотношение сторон балочной клетки в пределах от 1:1 до 1:2. Предварительное сравнение суммарного веса обшивки и вспомогательных балок при различном числе последних позволяет остановиться на наиболее экономичном решении.

Вертикальные вспомогательные стойки размещаются обычно на равных расстояниях друг от друга, только стойка, ближайшая к опорной, нередко сближается с последней для удобства размещения колес.

2. РАЗМЕЩЕНИЕ ГЛАВНЫХ БАЛОК

Рассмотрим способы размещения равнонагруженных ригелей¹ при двух основных схемах: многоригельной и двухригельной.

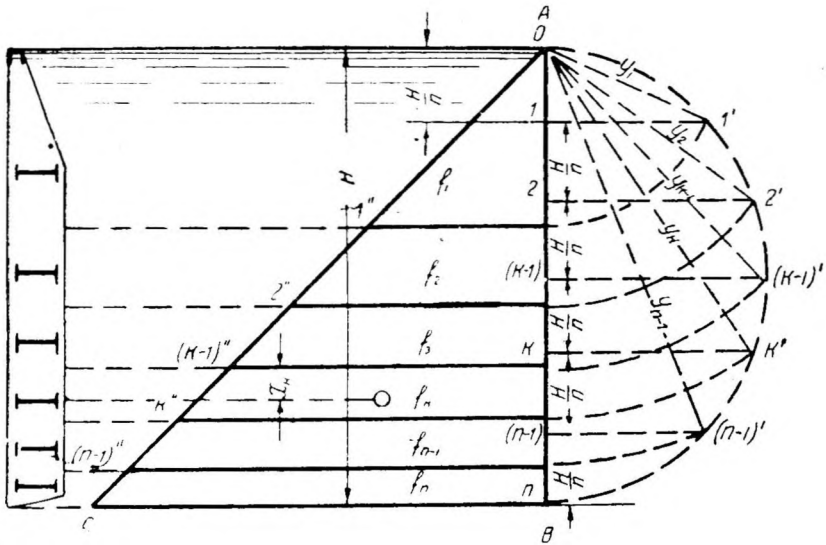
¹ Стойки обычно располагаются на равных расстояниях друг от друга. В некоторых случаях и ригели размещают на равных расстояниях (в этом случае они будут не равнонагруженными), что однако вряд ли целесообразно, так как вызывает излишнюю затрату металла при ригелях одинакового сечения или усложняет изготовление при ригелях разного сечения.

а) Многоригельная схема

Предварительное размещение ригелей производится путем определения равновеликих площадей нагрузок, приходящихся на каждый ригель, с последующим уточнением местоположения ригелей по конструктивным соображениям. Эта задача сводится к разбивке полной эпюры давления воды на затвор на n равновеликих площадей, в центрах тяжести которых и должны быть размещены ригели. Для решения указанной задачи применяются графические и аналитические приемы, описываемые ниже.

Односторонняя нагрузка воды (фиг. 329). На катете прямоугольного треугольника эпюры давления ABC , как на диаметре, описывают полуокружность; длину катета $AB = H$ делят на n равных частей, каждая

длиной H/n , и из точек деления 1, 2, 3, ... $(n-1)$ восставляют перпендикуляры к AB до пересечения с полуокружностью в точках $1', 2', 3', \dots, (n-1)'$. Из точки A как из центра описывают ряд concentрических дуг радиусами y_1, y_2, \dots, y_{n-1} и через точки пересечения этих дуг с катетом AB проводят ряд прямых $1'', 2'', 3'', \dots, (n-1)''$, параллельных



Фиг. 329.

катету BC , которые и разобьют площадь F треугольника ABC на ряд равновеликих площадей $f_1, f_2, f_3, \dots, f_n$. В самом деле, рассматривая например площадь трапеции f_k как разность площадей двух прямоугольных треугольников, отсекаемых от треугольника ABC основаниями этой трапеции и имеющих высоты y_k и y_{k-1} , получаем в силу подобия этих двух треугольников и треугольника ABC , что:

$$f_k = F \frac{y_k^2}{H^2} - F \frac{y_{k-1}^2}{H^2} = \frac{F}{H^2} (y_k^2 - y_{k-1}^2). \quad (190)$$

Так как каждая из хорд y_k и y_{k-1} есть средняя пропорциональная между диаметром AB и проекцией этой хорды на диаметр AB , то

$$y_k^2 = H \cdot \frac{H}{n} \cdot k = \frac{kH^2}{n};$$

$$y_{k-1}^2 = H \cdot \frac{H}{n} (k-1) = \frac{(k-1)H^2}{n},$$

поэтому:

$$f_k = \frac{F}{H^2} (y_k^2 - y_{k-1}^2) = \frac{F}{H^2} \left[\frac{kH^2}{n} - \frac{(k-1)H^2}{n} \right] = \frac{F}{H^2} \cdot \frac{H^2}{n} = \frac{F}{n}. \quad (191)$$

Положение центра тяжести каждой из площадей f_1, f_2, \dots, f_n , а тем самым и осей ригелей находится весьма просто: для площади ордината погружения центра тяжести треугольника относительно его вершины

равна $2/3 y_1$, для любой из нижеследующих трапеций f_2, \dots, f_n ордината погружения центра тяжести относительно меньшей параллельной стороны трапеции равна $x = \frac{h}{3} \cdot \frac{2a+b}{a+b}$, где h — высота данной трапеции, a — большая и b — меньшая параллельные стороны. Например для площади f_k имеем:

$$x_k = \frac{y_k - y_{k-1}}{3} \cdot \frac{2y_k + y_{k-1}}{y_k + y_{k-1}}.$$

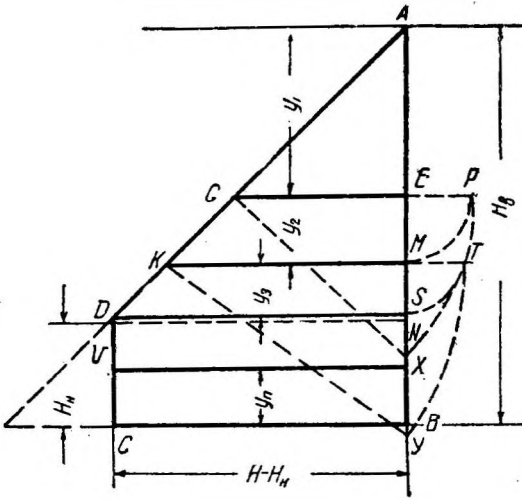
Двусторонняя нагрузка воды (фиг. 330). Площадь эпюры полного давления:

$$F = \frac{H_6^2 - H_n^2}{2}.$$

Каждая равновеликая площадь давления на один ригель равна:

$$f = \frac{F}{n} = \frac{H_6^2 - H_n^2}{2n}.$$

Высота y_1 первого сверху равновеликого треугольника AEG , $f = \frac{H_6^2 - H_n^2}{2n}$, получается



Фиг. 330.

при которой площадь последнего будет равна

из равенства $\frac{y_1^2}{2} = f$ и равна:

$$y_1 = \sqrt{2f} = \sqrt{\frac{H_6^2 - H_n^2}{n}}$$

Вычислив и отложив вниз от точки A по линии AB отрезок $AE = y_1 = \sqrt{2f}$, получим линию GE — основание первого равновеликого треугольника.

Высота y_2 второй равновеликой площади — трапеции $GEKM$ — находится следующим образом.

$$\text{Площадь трапеции } GEKM = \frac{(y_1 + y_1 + y_2)y_2}{2} = \frac{H_6^2 - H_n^2}{2n},$$

откуда найдем:

$$y_2 = -y_1 + \sqrt{y_1^2 + \frac{H_6^2 - H_n^2}{n}}.$$

Второй член правой части равенства представляет собой гипотенузу

треугольника, катеты которого равны y_1 и $\sqrt{\frac{H_6^2 - H_n^2}{n}}$. Как видно, по-

следний из этих катетов $\sqrt{\frac{H_6^2 - H_n^2}{n}}$ также равен y_1 .

Тогда величина y_2 определяется следующим образом: откладываем в масштабе чертежа от точки E вниз отрезок $EN=y_1$; длина линии GN будет равна:

$$\sqrt{y_1^2 + \frac{H_8^2 - H_n^2}{n}} = y_1 \sqrt{2};$$

взяв далее растворение циркуля, равное GN , из точки G засекаем продолжение основания GE в точке P . Отсюда

$$EP = GP - GE = GN - y_1 = y_1 \sqrt{2} - y_1 = y_1 (\sqrt{2} - 1) = 0,414 y_1.$$

Засекая затем из точки E радиусом EP в сторону AB в точке M , получим высоту второй равновеликой площади (трапеции) $GP - GE = y_2$.

Высота y_3 третьей равновеликой площади (трапеции $KMDS$) определяется по формуле, аналогичной для y_2 , которая в данном случае напишется так:

$$y_3 = -(y_1 + y_2) + \sqrt{(y_1 + y_2)^2 + y_1^2} = -1,414 y_1 + 1,732 y_1 = 0,318 y_1,$$

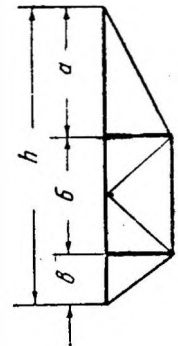
откуда вместе с тем следует, что графическое построение ведется аналогично таковому же при нахождении y_2 , поскольку

$$GN - EP = y_1 = \text{const.}$$

Поступая таким образом далее, можем найти последовательно высоты y_4, y_5, \dots в зависимости от числа равновеликих трапеций. Для получения соответствующей равновеликой площади у места перехода эпюры давления из треугольной в прямоугольную необходимо сначала разбить прямоугольную площадь нагрузки на соответствующее число равновеликих прямоугольников высотой $y_n = \text{const.}$ Тогда искомая площадь прямоугольника ограничится сверху нижней стороной последней целой трапеции в пределах треугольной площади нагрузки, а снизу — верхней стороной самого верхнего из указанных равновеликих прямоугольников.

б) Двухригельная схема

Равнонагруженность ригелей в случае двухригельной схемы достигается расположением их на равном расстоянии от равнодействующей давления воды, причем условие равнонагруженности выполняется при любой величине этого расстояния. Расположение ригелей при этой схеме увязывают также с требованием получения достаточно жесткой и поэтому не слишком большой верхней консоли затвора и экономичного использования материала в стойках. В практике для затворов высотой 5—10 м преобладают следующие соотношения: длина верхней консоли $a = 0,45 \div 0,48 h$, расстояние между осями ригелей $b = 0,35 \div 0,40 h$, длина нижней консоли $c = 0,13 \div 0,18 h$, где h — высота затвора (фиг. 331).



Фиг. 331.

Изложенные выше приемы распределения ригелей дают предварительную схему затвора, которая в дальнейшем уточняется на основании учета всего комплекса требований, предъявляемых к затвору: конструктивных, эксплуатационных, экономических.

В частности, нижний ригель рекомендуется располагать на возможно большем расстоянии от нижней кромки затвора во избежание образования вакуума при истечении струи из-под затвора, а также вибрации затвора при повышении горизонта нижнего бьефа, в особенности под

действием обратного удара поверхностного вальца. Желательно также, чтобы наименьшее расстояние между главными балками в целях удобства монтажа и ремонта было не менее 0,5 м. Вместе с тем следует учитывать, что при различных вариантах схемы расположения главных балок изменяется также и вес вспомогательных балок и обшивки. Поэтому производят приближенный расчет этих элементов и путем подбора наилучшего решения останавливаются на окончательной схеме затвора, в соответствии с которой производятся определение действительных нагрузок и точный расчет всех элементов.

§ 85. ОБШИВКА

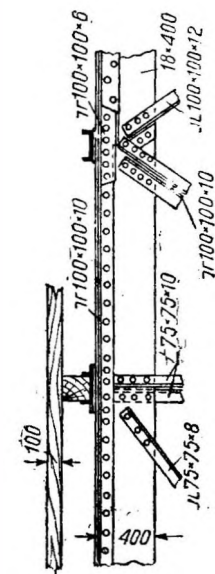
Обшивка плоских затворов обычно конструируется в виде плоской металлической или деревянной водоудерживающей стенки. Деревянная обшивка из горизонтальных брусев или досок переменной толщины, по высоте затвора, как правило, прикрепляется только к вертикальным деревянным стойкам, опирающимся на главные балки (фиг. 332).

Стыки деревянной обшивки назначаются над поддерживающими балками. Для придания обшивке водонепроницаемости и вместе с тем в целях лучшей ее сохранности в проекте должны быть предусмотрены тщательная проконопатка всех щелей и покрытие всей поверхности обшивки смолистыми веществами (см. гл. 2).

Деревянная обшивка передает давление только на две стороны балочной клетки. Расчет деревянной обшивки на нагрузку от воды производится, как балок, свободно лежащих на двух опорах. Пролет обшивки при этом принимается равным расстоянию между осями поддерживающих балок.

Листы плоской металлической обшивки обычно располагаются длинной стороной вдоль пролета затвора. Такой способ образования обшивки позволяет изменять ее толщину по высоте затвора в соответствии с величиной нагрузки и конструктивными соображениями.

Расчет плоской обшивки из листовой стали ведется как тонких плит, жестко заделанных по двум или четырем сторонам в зависимости от расположения элементов балочной сети. При этом плита рассматривается как заделанная по контуру при отношениях сторон клетки до 2, при больших отношениях — как заделанная по двум сторонам.



Фиг. 332.

Под действием давления воды плита прогибается; при наличии по контуру плиты заклепочных или сварных соединений, препятствующих при ее прогибе смещению и повороту опорных сечений, возникает продольная сила, несколько уменьшающая напряжения плиты от изгиба. Однако, как показало сопоставление расчетов плит только на изгиб и совместно на изгиб и продольную силу, влияние последней настолько мало, что с вполне достаточной для целей проектирования точностью им можно пренебречь и вести расчет плит только на изгиб.

Давление воды независимо от формы эпюры давления (треугольник, трапеция) может быть принято равномерно распределенным с интенсивностью, равной давлению воды по середине высоты панели обшивки. В случае опирания обшивки только на вертикальные балки толщина ее определяется для нескольких горизонтальных по высоте панели полос обшивки в соответствии с приходящимся на них давлением воды.

Расчет тонких плит может вестись по теоретическим, основанным на теории упругости, или эмпирическим формулам. В практике проектирования принято применять упрощенный метод Баха как полученный

в результате многочисленных опытов, наиболее простой из всех аналогичных приемов и согласующийся с более точными теоретическими формулами.

Для случая заделки по четырем сторонам (фиг. 333) расчет прочности обшивки ведется по эмпирической формуле Баха:

$$\delta = l \sqrt{\frac{q \cdot \varphi}{2[\sigma](1+n^2)}}, \quad (192)$$

где: δ — расчетная толщина обшивки в см;

$[\sigma]$ — допускаемое напряжение при изгибе листовой стали в кг/см²;

φ — опытный коэффициент, принимаемый для листовой стали с заделанными краями равным 0,75;

$$n = \frac{l}{L};$$

l — короткая сторона балочной клетки в см;

L — длинная сторона балочной клетки в см;

q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки в кг/см² в центре балочной клетки.

В случае заделки обшивки по двум сторонам формула (192) принимает вид:

$$\delta = l \sqrt{\frac{q \cdot \varphi}{2[\sigma]}}, \quad (193)$$

где φ следует принимать равным единице, все остальные обозначения — прежние.

При расчете обшивки пролеты L и l считаются между центрами заклепок, прикрепляющих ее к балочной клетке, или между осями сварных швов.

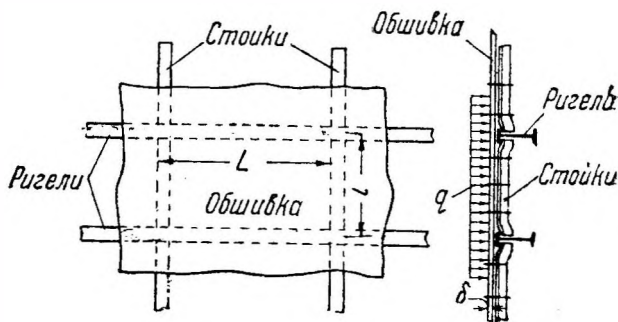
К расчетной толщине металлической обшивки, определяемой с точностью до 0,1 мм, прибавляется еще 1 мм на ржавление, и полученная толщина обшивки округляется до ближайшей толщины листовой стали по ГОСТ, причем она должна приниматься не менее 6 мм.

Там, где стандартные размеры листовой стали по длине и ширине недостаточны, применяют соединение листов при помощи стыков, которые целесообразно располагать над элементами балочной сети. Стыки могут употребляться как внахлестку, так и впритык с применением накладок.

Если стык обшивки поддерживается составной балкой с поясными накладками или прокатной балкой, то можно обойтись и без устройства стыковых накладок. Последние целесообразны при составных балках без поясных накладок, так как дают возможность избежать зазоров в соединениях.

В местах скрещения стыков обшивки следует обеспечить плотное соприкосновение металлических поверхностей, а в исключительных случаях прибегать к зачеканке края.

Прикрепление обшивки к элементам балочной сети рассчитывается на действие упомянутой выше продольной силы — распора, передаваемого на заклепки или сварные швы, прикрепляющие обшивку к элементам балочной сети. Величина этого распора тем больше, чем больше отношение пролета к толщине плиты и действующие в ней напряжения. Как показывают подсчеты, для обычных соотношений пролета l и толщины плиты δ величины вызываемых распором напряжений не превосходят



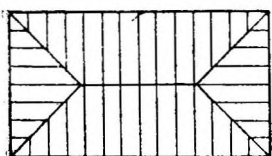
Фиг. 333.

6—7% от полного напряжения в плите σ_{\max} . Принимая в запас величину распора S постоянной для всех соотношений l/δ , получим усилие для расчета прикрепления обшивки:

$$S = 0,07 \sigma_{\max} \cdot \delta \text{ кг/пог. см.} \quad (194)$$

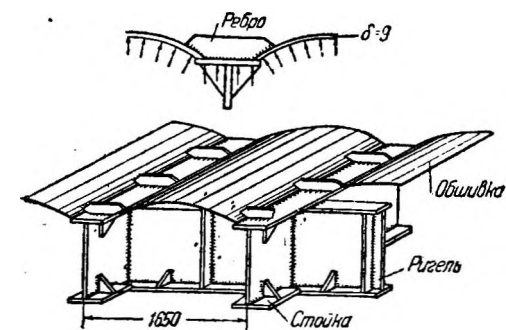
В зависимости от требований водонепроницаемости шаг заклепок в обшивке должен приниматься равным от 3 до 6 диаметров заклепок, но не более 9 толщин обшивки.

Давление, передаваемое обшивкой на стороны балочной клетки, для упрощения допускается определять по закону биссектрисы (фиг. 334) при заделке плиты по всему контуру или распределять поровну при опирании обшивки по двум сторонам.

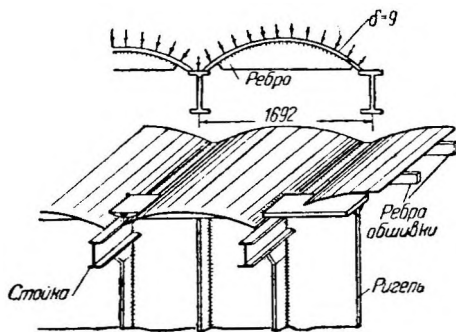


Фиг. 334.

Иногда в плоских затворах применяют не плоскую, а цилиндрическую обшивку. Так например, на Днепрострое благодаря применению электросварки были сконструированы плоские затворы с цилиндрической обшивкой: на затворах ГЭС применена вогнутая обшивка (фиг. 335), на затворах плотины — выпуклая обшивка (фиг. 336). В первом случае обшивка работает на растяжение; она расположена четырьмя вертикальными волнами, приварена к неразрезным поясным листам стоек и таким образом вся вынесена наружу. Место прикрепления обшивки усилено рядом ребер, которые приварены к обшивке и поясному листу стоек и придают обшивке большую жесткость, усиливая сечение поясного листа. Обшивка в этом случае получается очень тонкой благодаря работе на чистое растяжение (а не на изгиб, как работает плоская обшивка), однако толщина ее определяется из условий прочности не обшивки, а прикрепляющих ее сварных швов, а также по конструктивным соображениям.



Фиг. 335.



Фиг. 336.

Во втором случае обшивка работает на сжатие и располагается также вертикальными волнами, числом восемь; обшивка приварена к стойкам, но так как в данном случае последние приняты прокатного двутаврового профиля, то для удобства прикрепления их к ригелям они расположены непосредственно под поясными листами ригелей. Поэтому в обшивке пришлось сделать вырезы для пропуска пересекаемых поясных листов ригелей. На случай возможных ударов плавающих тел с внутренней стороны обшивки поставлены ребра жесткости.

Интересно отметить, что по сравнительным данным проекта толщина плоской обшивки затвора Днепровской ГЭС при клепаном затворе равнялась 17 мм (вес обшивки вместе с вспомогательными балками — 7 т), при электросварном затворе — 12 мм (вес 6 т), а цилиндрической обшивки — 9 мм (вес 4,7 т). Однако в последнем случае вследствие меньшей жесткости затвора в плоскости обшивки возникает необходимость постановки

диагональных связей, которые усложняют конструкцию. Это обстоятельство и необходимость назначения толщины обшивки не из условий прочности, а по конструктивным соображениям, а также большая стоимость изготовления подобной конструкции снижают эффективность применения цилиндрической обшивки. Поэтому наибольшим распространением пользуется плоская обшивка.

Следует подчеркнуть, что вес обшивки составляет обычно значительную часть полного веса затвора, почему необходимо, чтобы она была предельно использована. Поэтому при расчете обшивки, подвергающейся незначительному давлению воды, возможно применять большие размеры балочной клетки с тем, чтобы толщина обшивки была не менее 6—7 мм.

Необходимо отметить, что толщина обшивки может быть рационально избрана только путем комплексного решения совместно со схемой балочной сети затвора, исходя из минимального суммарного веса обшивки и балочной сети.

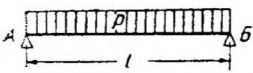
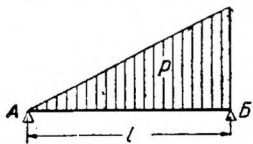
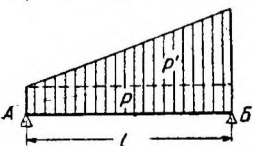
§ 86. ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ И ГЛАВНЫЕ БАЛКИ

Вспомогательные балки обычно служат опорами для обшивки и передают воспринимаемое от нее давление воды в зависимости от схемы балочной сети (фиг. 328) на горизонтальные или вертикальные главные балки или на те и другие вместе.

По длине затвора нагрузка от давления воды остается постоянной, по высоте же затвора эта нагрузка изменяется в соответствии с эпюрой давления. Обычно вспомогательные и главные балки рассчитываются как свободнолежащие на двух опорах; только стойки, идущие без перерыва по всей высоте затвора и опирающиеся на главные ригели, рассчитываются как неразрезные балки.

Рассматривая изгиб балок, свободнолежащих на двух опорах и нагруженных давлением воды по треугольнику, трапеции или прямоугольнику, мы замечаем (табл. 33), что значения M_{\max} и f_{\max} для всех трех

Таблица 33

Вид нагрузки	Реакции опор		Максимальный изгиб. момент M_{\max}	Максимальный прогиб f_{\max}
	A	B		
	$\frac{P}{2}$	$\frac{P}{2}$	$0,1250 Pl$	$0,01302 \frac{Pl^3}{EI}$
	$\frac{P}{3}$	$\frac{2}{3} P$	$0,1283 Pl$	$0,01304 \frac{Pl^3}{EI}$
	$\frac{P}{2} + \frac{P'}{3}$	$\frac{P}{2} + \frac{2}{3} P'$	$\sim 0,1250 Pl + 0,1283 P'l$	$0,01302 \frac{Pl^3}{EI} + 0,01304 \frac{P'l^3}{EI}$

встречающихся на практике видов нагрузки почти одинаковы; поэтому при определении M_{\max} и f_{\max} нагрузка всегда может быть принята равномерно распределенной. Нетрудно также показать, что в случае действия на свободнолежащую на двух опорах балку не сплошной, а комбиниро-

ванной нагрузки — ряда сосредоточенных сил и сплошных нагрузок — такую комбинированную нагрузку при определении M_{\max} без особой погрешности тоже можно принять равномерно распределенной.

Действительно, при схеме согласно фиг. 337 имеем:

а) Для нечетного числа панелей:
реакции опор:

$$A = B = \frac{nP'}{2} + \frac{P(n-1)}{2}, \quad (195)$$

где P — сосредоточенная сила;

P' — сплошная нагрузка (любого вида, симметричная относительно своей вертикальной оси);

n — число панелей;

A и B — опорные реакции.

$$M_{\max} = \frac{P'l}{8} \left\{ 2 + \frac{1}{n} \left[8 \sum_{i=\frac{n-1}{2}}^{i-1} \left(i - \frac{1}{2} \right) - 1 \right] \right\} + \frac{Pl}{2} \left\{ 1 + \frac{1}{n} \left[2 \sum_{i=\frac{n-1}{2}}^{i-1} (i-1) - 1 \right] \right\}. \quad (196)$$

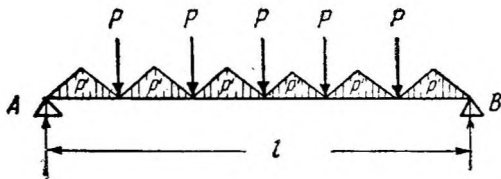
б) Для четного числа панелей:
реакции опор:

$$A = B = \frac{nP'}{2} + \frac{P(n-1)}{2};$$

$$M_{\max} = \frac{Pl}{2} + \frac{l}{n} \left[P' \sum_{i=\frac{n}{2}}^{i-1} \left(i - \frac{1}{2} \right) + P \sum_{i=\frac{n}{2}}^{i-1} (i-1) \right]. \quad (197)$$

Для четного числа панелей расхождение между величиной M_{\max} , определенной по приведенной формуле, и величиной M'_{\max} , найденной из условия равномерно распределенной нагрузки (эквивалентной сумме сил P и P'), равно нулю при любом четном значении n .

Для нечетного числа панелей это расхождение для обычно встречающихся на практике соотношений величин P' и P равно не более 2%.



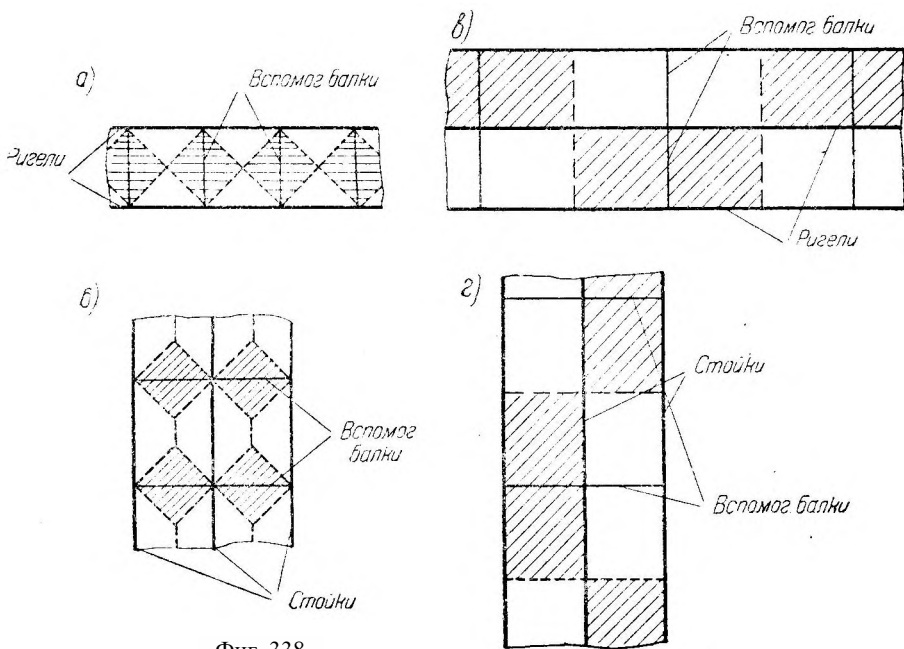
Фиг. 337.

можно рассчитывать как свободные на двух опорах балки, изгибаемые равномерно распределенной нагрузкой. При этом площадь, с которой балка собирает нагрузку, определяется по закону биссектрисы (фиг. 338, а, б) при заделке обшивки по контуру (при отношениях сторон клетки до 2), или равна сумме площадей двух прилегающих полупанелей (фиг. 338, в, г) при заделке плиты по двум сторонам (при отношениях сторон клетки более 2). Опорные давления, передаваемые концами вспомогательных балок на главные балки, определяются согласно табл. 33 в соответствии с видом действующей нагрузки.

На главные балки передается комбинированная нагрузка в виде ряда сосредоточенных сил (от вспомогательных балок) и сплошных нагрузок (от панелей обшивки), т. е. по схеме фиг. 337. Следовательно в соответствии с вышеизложенным главные балки (сплошного сечения) можно рассчитывать как свободные на двух опорах балки, изгибаемые равномерно распределенной нагрузкой.

При применении решетчатых ригелей и стоек нагрузки от вспомогательных балок прилагаются в узлах ферм; кроме узловых нагрузок верхний пояс фермы может подвергаться местной нагрузке от давления воды, передаваемого обшивкой.

Обычно главные балки принимаются равнонагруженными, тогда нагрузка на каждую из них получается путем деления полного горизонтального давления воды на затвор на число воспринимающих эту нагрузку главных ригелей (фиг. 328, б, г, д)¹ или на $(n - 1)$ стоек, где n — число главных стоек, включая и опорные (фиг. 328, в), причем в последнем случае опорные крайние стойки несут половинную нагрузку. Если же главные ригели нагружены неодинаково, то нагрузка на каждый из них определяется как сумма опорных давлений на ригель с обоих прилегающих к нему гори-



Фиг. 338.

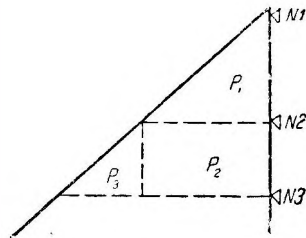
зонтальных ярусов затвора, конечно в соответствии с видом нагрузки (табл. 33). Например при схеме по фиг. 339 на ригель № 2 передается давление:

$$P = \left[\left(\frac{2}{3} P_1 \right) + \left(\frac{1}{2} P_2 + \frac{1}{3} P_3 \right) \right] l, \quad (198)$$

где l — расчетный пролет ригеля.

При стоечной схеме балочной сети (фиг. 328, в) главные стойки передают давление воды на верхнюю и нижнюю горизонтальные балки обвязки в соответствии с видом эпюры давления воды на затвор (табл. 33); эти балки рассчитываются как свободнолежащие на двух опорах (опорных стойках). При ригельной схеме (фиг. 328, б, г, д) главные ригели передают давление воды поровну на обе опорные стойки; последние в зависимости от типа опорных частей рассчитываются как балки на двух или нескольких опорах (колесах или катках), изгибаемые сосредоточенными силами в виде опорных давлений главных ригелей.

При применении деревянной обшивки расчет элементов балочной сети ведется в предположении разрезки досок обшивки на балках и передачи давления от обшивки только на две стороны балочной клетки. В остальном расчет ведется в соответствии с вышеизложенным.



Фиг. 339.

¹ Пренебрегая для упрощения незначительной частью нагрузки, передаваемой обшивкой и вспомогательными балками крайних панелей затвора непосредственно на опорные стойки.

Кроме основной нагрузки — горизонтального давления воды — элементы балочной сети подвергаются действию других усилий, к которым относятся:

1. Распор, действующий в плоскости балочной клетки вследствие изгиба обшивки и передаваемый последней на элементы балочной клетки. Балки, поддерживающие обшивку двух соседних клеток, подвергаются действию двух противоположно направленных распоров от нагрузок, приходящихся на эти клетки; таким образом на балки передается только разность этих двух распоров. Учитывая незначительную величину распора обшивки $S \approx 0,07 \sigma_{\max} \cdot \delta$ (где S — распор обшивки, σ_{\max} — максимальное напряжение, действующее в обшивке, δ — толщина обшивки), а тем более разности распоров, можно пренебречь влиянием этих крутящих усилий. Однако при больших панелях приходится соединять длинные противоположные балки клеток распорками, располагаемыми в плоскостях этих клеток, не связывая их с обшивкой.

2. Вертикальное давление воды, которое направлено сверху вниз и действует на верхний ригель в случае перелива воды поверх затвора. Величина этого давления приблизительно (с запасом) может быть принята равной весу столба воды: с основанием, равным площади сплошной горизонтальной поверхности ригеля, и высотой, равной толщине слоя воды.

3. Выпор воды, действующий на нижний ригель, если сплошная горизонтальная стенка последнего выдается в сторону верхнего бьефа (относительно донного уплотнения) и не имеет пригрузки воды сверху, иначе говоря, в тех случаях, когда донный уплотняющий брус расположен не в плоскости обшивки, а отнесен от нее по направлению течения.

4. Собственный вес элементов.

Если конструкция затвора не обеспечивает безвакуумного перелива воды через гребень затвора или истечения из-под его нижней части и при этом не предвидится подвод воздуха в разреженное пространство, то в расчете ригелей следует учесть: в первом случае — дополнительную нагрузку на верхнюю часть затвора от вакуума под струей, действующую в том же направлении, что и основная, во втором случае — присасывающее, направленное к низу действие вакуума между низом затвора и струей.

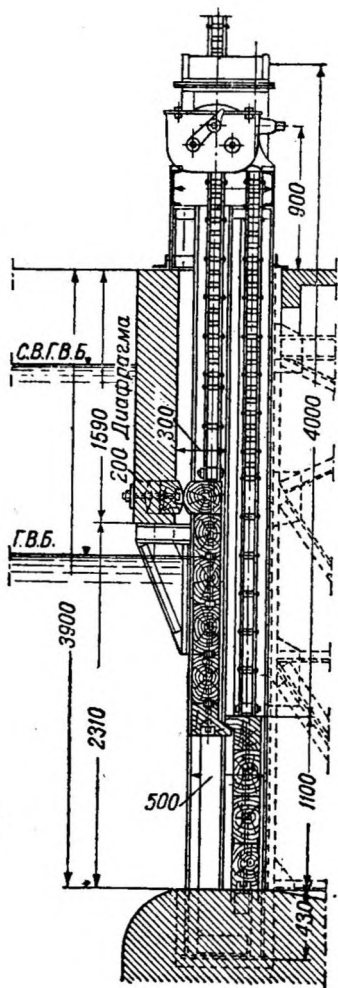
Балки, работающие на изгиб под давлением воды, проверяются на прочность в опасных сечениях

$$\frac{M}{W} \leq [\sigma] \text{ и } \frac{QS}{Ib} \leq [\tau]$$

и на жесткость (прогиб $f_{\max} \leq f_{\text{дон}}$).

При этом в сечении балок, поддерживающих обшивку, надлежит вводить часть ширины обшивки согласно существующим нормам.

Решетчатые балки рассчитываются как фермы с узловыми нагрузками, а также сплошной нагрузкой от давления воды, передаваемого обшивкой, если последняя опирается на верхний пояс фермы. Определив действующие нагрузки, находят при помощи диаграмм Кремоны осевые



Фиг. 340. Деревянный плоский затвор плотины Иеттенбах.

усилия в стержнях; в элементах верхового пояса кроме того определяются изгибающие моменты. По этим данным подбирают сечения всех элементов ферм.

Вспомогательные балки конструируются обычно простых сечений — из швеллеров или уголков. Главные балки небольших затворов делают из двутавров или швеллеров, а при увеличении размеров затвора переходят к составным балкам, обычно двутаврового сечения. При значительных пролетах ригели конструируют чаще в виде сквозных ферм, причем высоту балок, принимаемую посередине пролета равной $\frac{1}{8} \pm \frac{1}{10} l$, уменьшают к пазам (в целях уменьшения глубины последних, а следовательно и толщины быков) за счет перелома очертания низового (растянутого) пояса. Конструкция опорных стоек должна обеспечить надлежащую связь главных ригелей в пазах, прикрепление опорных частей и подвесных устройств. Опорные стойки для больших затворов применяются в большинстве случаев двустенчатого клепаного сечения, для малых — двутаврового сечения.

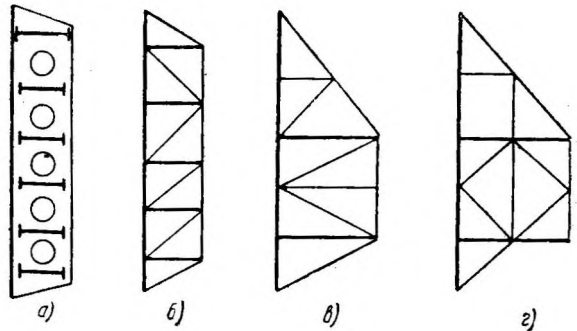
В качестве примера применения деревянных затворов приводим конструкцию затвора плотины Иеттенбах (Jettenbach) (фиг. 340), состоящего из ряда горизонтальных, сболченных по высоте брусьев.

§ 87. СВЯЗИ

В затворах небольших размеров с ригелями незначительной ширины металлическая обшивка в достаточной степени связывает главные балки. При увеличении размеров затвора приходится прибегать к применению связей. Связи бывают двух видов: поперечные, располагаемые в вертикальной плоскости, перпендикулярной обшивке затвора, и продольные, располагаемые в плоскости, параллельной обшивке. Первые обеспечивают взаимную связь главных ригелей и жесткость затвора, вторые — пространственную неизменяемость всей конструкции при ее перемещениях и возможных перекосах (в случае заедания одной стороны затвора); продольные связи воспринимают также собственный вес конструкции (когда затвор висит на тягах) и передают его опорным стойкам.

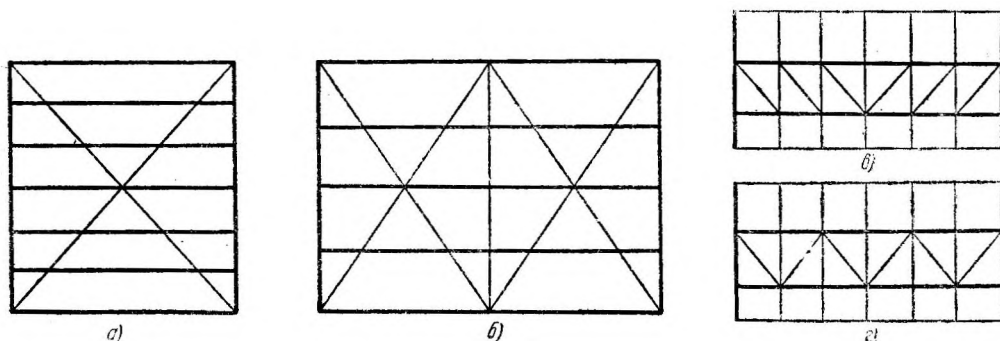
При большом числе ригелей и малых расстояниях между ними поперечные связи конструируют в виде сплошных диафрагм, иногда с вырезами (фиг. 341, а); при значительных расстояниях между ригелями поперечные связи выполняются в виде сквозных ферм (фиг. 341, б—г), совпадающих с узлами ригельных ферм.

Продольные связи располагаются: 1) только с низовой стороны ригелей в виде диагоналей (при многоригельной схеме) (фиг. 342, а, б) или в виде вертикальной сквозной фермы, образуемой низовыми поясами ригелей и решеткой между ними (при двухригельной схеме) (фиг. 342, в, г); 2) с верховой и низовой сторон ригелей, причем эти продольные связи имеют вид двух вертикальных ферм (называемых также подъемными фермами), составляемых соответственно из верховых или низовых поясов ригелей и решетки между ними; такая система связей применяется при значительных размерах и весе затвора.



Фиг. 341. Схемы поперечных связей плоских затворов.

При расчете расчленяют пространственную систему связей на отдельные плоские системы и рассчитывают последние в соответствии с воспринимаемыми ими нагрузками от давления воды (поперечные связи) или от собственного веса конструкции (продольные связи).



Фиг. 342. Схемы продольных связей плоских затворов.

Элементы связей — раскосы, стойки и диагонали — конструируют из простых, но жестких сечений, которые составляют из прокатных профилей (уголков и швеллеров).

§ 88. ОПОРНЫЕ ЧАСТИ

В зависимости от характера взаимодействия соприкасающихся поверхностей, опоры плоских затворов могут быть выполнены в виде полозьев, колес и катков. Подвижные опорные части (см гл. 10) воспринимают нагрузку от несущей конструкции и передают ее неподвижным закладным частям, которые служат для обеспечения правильного направления движения затвора и по возможности более равномерной передачи нагрузки на быки или устои плотины. Таким образом при взаимодействии подвижных и неподвижных опорных частей в период маневрирования затвором возникают препятствующие движению силы трения скольжения (в скользящих затворах), силы трения скольжения и качения (в колесных затворах) или только силы трения качения (катковые затворы системы Стоenea).

1. СКОЛЬЗЯЩИЕ ОПОРЫ

В деревянных затворах небольших размеров края затвора или ничем не обделываются (фиг. 343, а) или обшиваются металлической полосой. В металлических затворах прикрепляют к опорным стойкам стальные или бронзовые полосы или отливки (фиг. 343, б—д). В целях уменьшения сопротивлений поверхность полозьев тщательно обрабатывается. Соединение полозьев с опорными стойками для удобства смены осуществляется посредством шурупов или болтов. Опорный путь для полозьев — рельсы — в зависимости от величины передаваемых давлений конструируется из фасонной стали (уголков, швеллеров) или отливок. При маневрировании затвором в безнапорных условиях возможно непосредственное опирание деревянных полозьев на кладку или закладной деревянный брус.

Расчет скользящих опор производится на смятие по формуле:

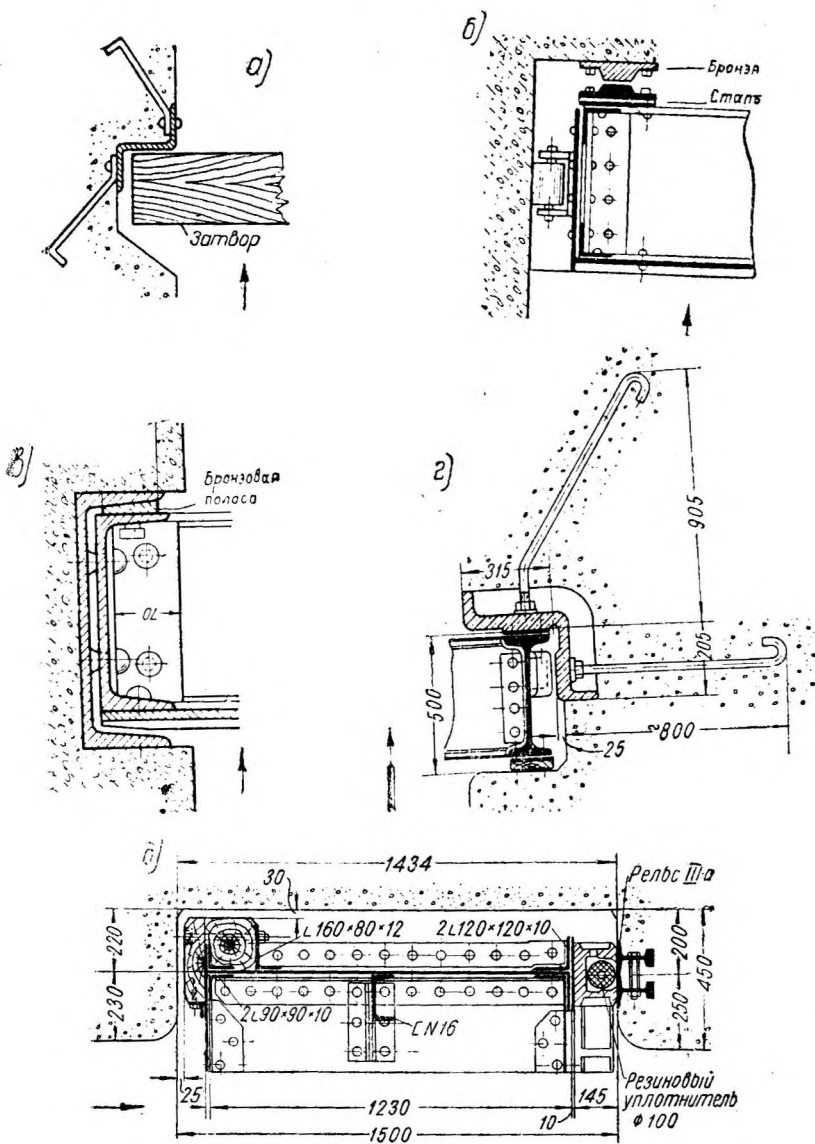
$$b \geq \frac{0,5P}{l'[\sigma_1]}, \quad (199)$$

где b —ширина сминаемой поверхности в см;

l' — длина сминаемой поверхности в см;

P —полное горизонтальное давление воды на затвор в кг;

$[\sigma_1]$ —допускаемое напряжение на смятие более слабого из соприкасающихся материалов в кг/см².



Фиг. 343. Опорные части скользящих плоских затворов

2. КОЛЕСНЫЕ ОПОРЫ

При рассмотрении вопроса о размещении главных балок (§ 84) уже было указано о необходимости статически ясного и равномерного распределения давления ка колеса. Такая мера обеспечивает соответствие фактических нагрузок и напряжений расчетным, т. е. позволяет избежать местных перенапряжений материала, что имеет очень важное значение для опорных частей, особенно работающих под большим давлением, так как предупреждает появление деформаций и как следствие этого — повышенных сопротивлений движению затвора.

Помимо выполнения требования о статически ясном распределении давления на колеса, необходимо принять меры к тому, чтобы прогибы ригелей не вызвали местной перегрузки колес. Для этого передача давления от ригелей на колеса должна производиться при помощи включения балансира между ними.

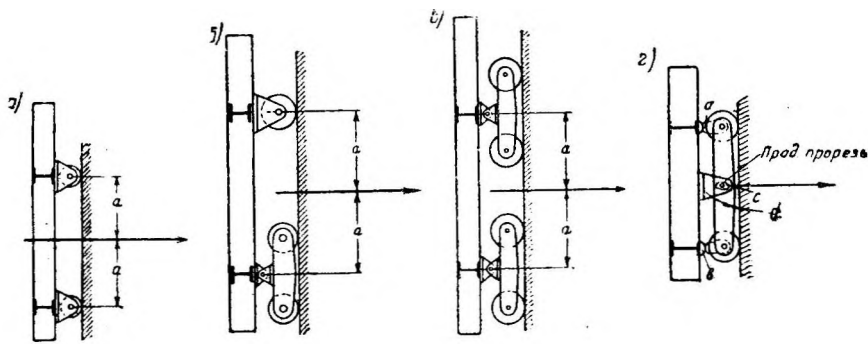
Таким образом рациональное размещение колес должно основываться на следующих принципах:

1) затвор должен иметь всего четыре (по две с каждой стороны) опорные точки независимо от числа колес;

2) опорные точки должны быть расположены на равных расстояниях от равнодействующей давления воды;

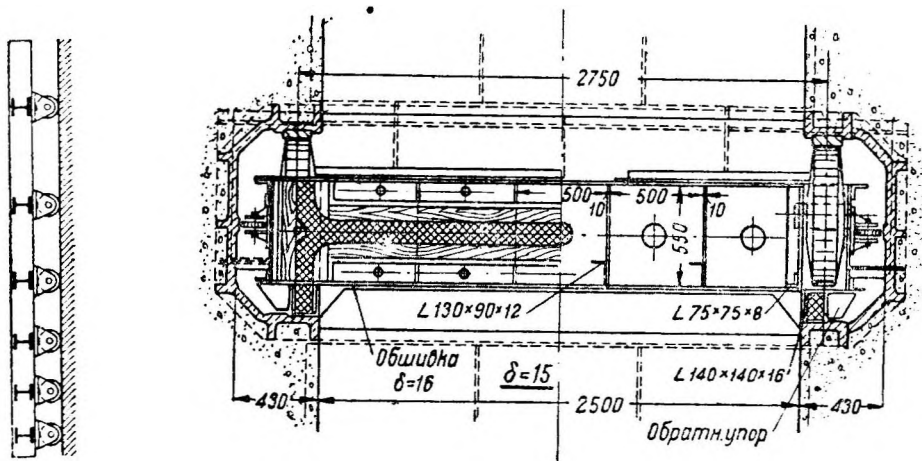
3) передача давления на опоры должна производиться при помощи балансира.

В зависимости от величины передаваемых давлений (максимальная нагрузка на колесо в настоящее время доходит до 220 яг), получаемых размеров колес (их диаметр в крупных современных затворах обычно не превышает 1,0 м) и удобства их размещения (особенно нижнего колеса)—



Фиг. 344. Схемы расположения колес.

принимается одна из схем, изображенных на фиг. 344, причем последняя схема (фиг. 344, *з*) является вариантом двухколесной конструкции, в которой оба колеса объединены одной тележкой, связанной при помощи консоли *d* с опорной стойкой. Давление воды передается на колеса только в точках *a* и *b* во избежание передачи нагрузки непосредственно на тележку в точке *c* устроена продольная прорезь.



Фиг. 345.

Фиг. 346а. Опорные части колесных плоских частей

Применяют также разрезку опорных стоек на две части с введением шарнира между ними, причем каждой части придается по два колеса по бокам.

В случае многоригельного затвора под каждым ригелем располагается по одному колесу (фиг. 345), причем правильное распределение нагрузки обеспечивается нежесткой конструкцией опорных стоек, не могущих принять сколько-нибудь значительные изгибающие моменты, которые были бы в состоянии повлиять на опорные реакции.

Прикрепление колес к опорной стойке производится по одной из следующих схем:

- 1) колеса располагаются между стенками опорной стойки (фиг. 346а);
- 2) оси колес закреплены консольно на затворе (фиг. 346б);
- 3) колеса находятся под ригелями (фиг. 346в).

Первые две схемы применяются только в затворах небольших размеров при малых напорах, последняя — при любых размерах затвора и напорах и является наиболее распространенной, хотя и требует больших размеров паза быка.

До последних лет в практике затворостроения применялись колеса с подшипником скользящего трения. При сильно возросших давлениях на колеса и увеличении диаметров последних трение скольжения в осях колес, несмотря на применение втулок (обычно бронзовых), стало достигать значительных размеров и явилось уже тормозом на пути дальнейшего прогресса колесных затворов. В результате появились колеса с роликовыми подшипниками, которые позволили трение скольжения заменить трением качения и тем самым очень существенно уменьшить подъемное усилие (см. § 90).

Колеса с подшипниками скользящего трения рассчитываются на раздробление по диаметральной плоскости согласно формуле (180) (см. § 78).

Колеса с роликовыми подшипниками (фиг. 347) рассчитываются по формуле:

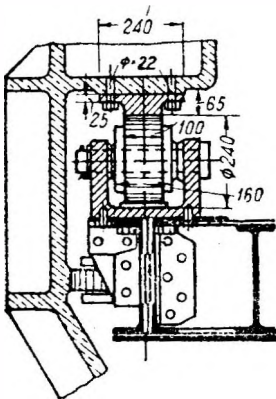
$$\frac{P}{lD} \leq [\sigma_p], \quad (200)$$

где P — сжимающая нагрузка на колесо в кг;

l — длина ролика подшипника в см;

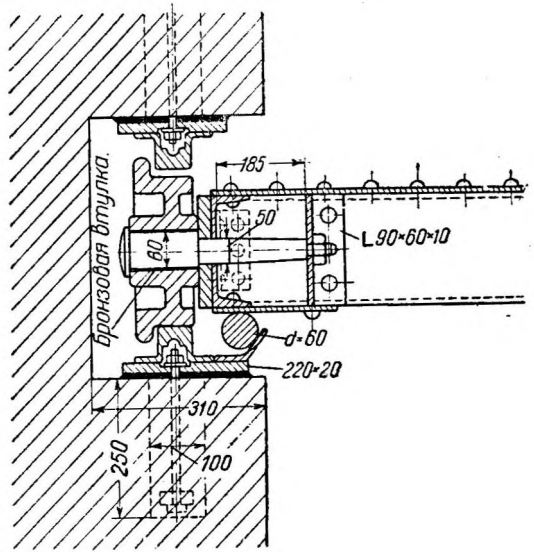
D — диаметр средней окружности роликов подшипника в см;

$[\sigma_p]$ — допускаемое напряжение на раздробление ролика подшипника по диаметральной плоскости в кг/см² (см. гл. 3).



Фиг. 346р.

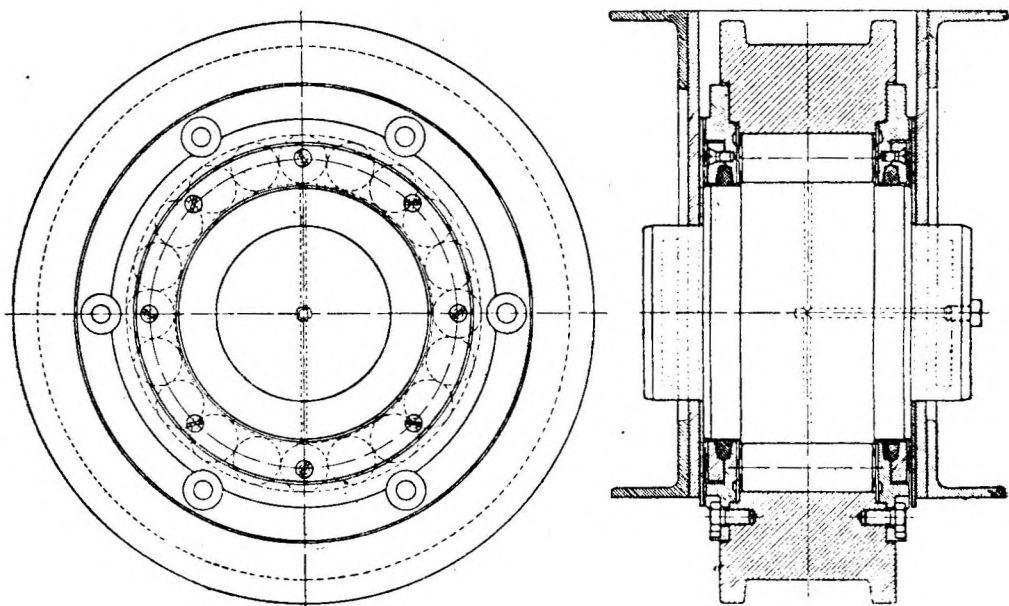
Из рассмотрения формул (180) и (200) можно заключить, что допускаемая нагрузка на колесо с роликовым подшипником равна таковой же для колеса с подшипником скользящего трения при рабочей ширине колеса l и диаметре D . Таким образом при одинаковом значении $[\sigma_p]$ этот тип колеса получил бы большие размеры, чем колесо без роликового подшипника. Но для роликов подшипника употребляется высококачественная сталь, для которой $[\sigma_p]$ берется значительно большее, чем в первом случае, вследствие чего получаются приемлемые размеры колеса. При назначении размеров роликовых подшипников надлежит руководствоваться имеющимися каталогами заводов. Следует предусмотреть наиболее совершенную защиту роликов от засорения



Фиг. 346 б.

наносами и ржавления (фиг. 347, где применена войлочная кольцевая прокладка, прижимаемая кольцеобразной шайбой). Определив расчетные размеры сечения колеса, следует установить окончательные величины диаметра и рабочей ширины колеса из соображений получения не слишком больших диаметров колес, позволяющих удобно разместить их по высоте затвора без особого увеличения при этом ширины паза быка и в то же время подобрать простую конструкцию опорных рельсов, желательную по ОСТ, на прибегая к специальному заказу отливок. Обычно ширина обода колеса колеблется в пределах 8—15 см, а величина диаметра — от 30 до 70 см.

Оси колес рассчитываются в зависимости от способа их закрепления как консольные или свободно лежащие на двух опорах балки на изгиб от нагрузки, равномерно распределенной по рабочей длине втулки



Фиг. 347. Колесо с роликовым подшипником.

колеса. Втулка колеса проверяется на удельное давление по диаметральной плоскости по формуле:

$$\frac{P}{ld} \leq [\sigma_p], \quad (201)$$

где P —нагрузка на колесо в кг;

l — длина втулки в см;

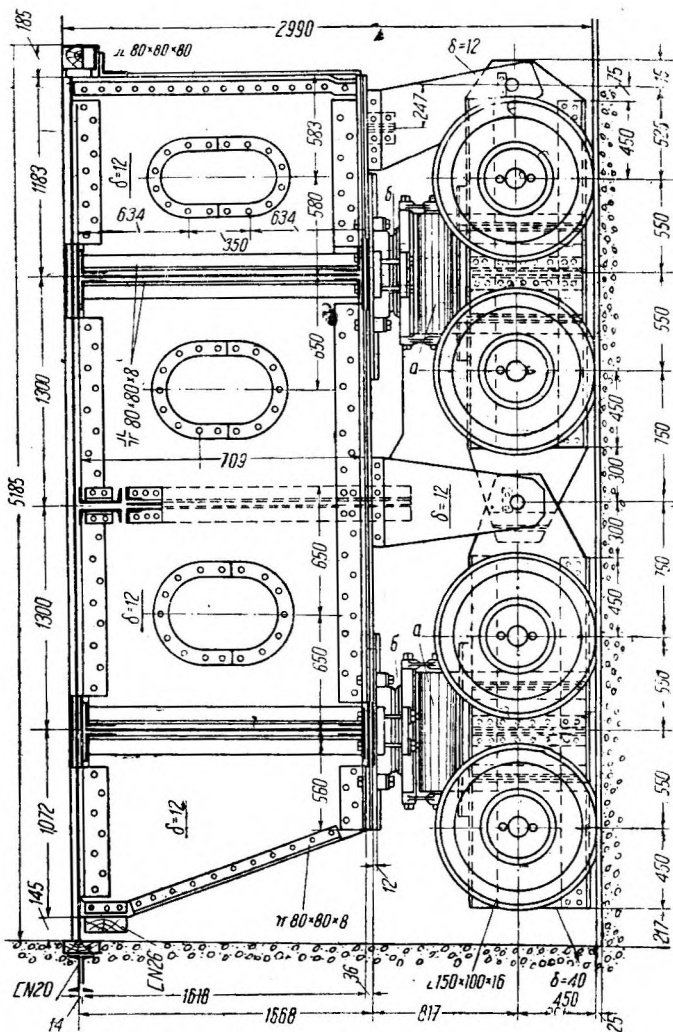
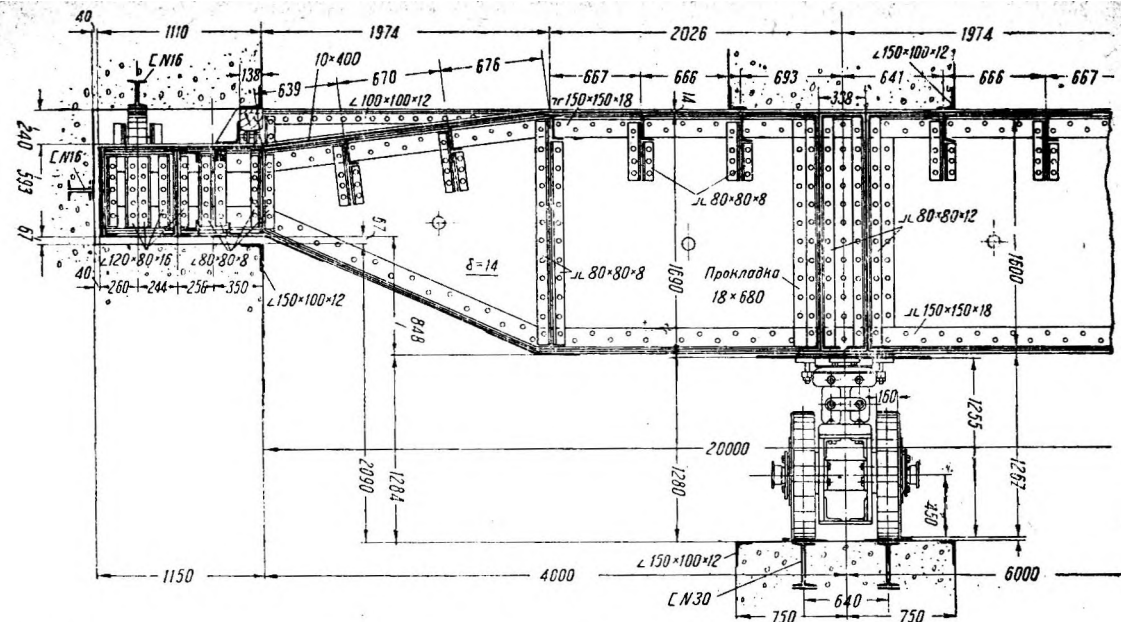
d — диаметр втулки в см;

$[\sigma_p]$ —допускаемое удельное давление, отнесенное к диаметральной плоскости, в кг/см² (см. гл. 3).

По этой же формуле должны быть проверены вертикальные стенки опорной стойки или колесной тележки в месте опирания осей колес, причем в этом случае l — суммарная толщина опорной поверхности, d — диаметр оси колеса.

При конструировании опорных частей должна быть обеспечена возможность их осмотра и регулярной смазки.

Конструкция колесной тележки показана на фиг. 348, где независимость работы опорных частей от деформации затвора достигается включением вертикального цилиндра a , а также подушек b . Балансир рассчитывается на раздробление по диаметральной плоскости; толщина соприкасающихся с ним плит, а также подушек между опорной стойкой и



Фиг. 348. Колесная тележка донного затвора Иваньковской плотины канала Москва — Волга.

балансиром (если одна из них — выпуклая, другая — плоская) в предположении равномерной передачи давления определяется по формуле:

$$c = 0,5 \sqrt{\frac{3Pl}{b[\sigma]}}, \quad (202)$$

где c — толщина плиты в месте касания в см;

l — длина плиты в см;

b — ширина плиты, равная длине линии касания, в см;

P — нагрузка на балансир;

$[\sigma]$ — допускаемое напряжение на изгиб в кг/см² (см. гл. 3).

Опорные пути для колес конструируют из рельсов типа железнодорожных или подкрановых, составных клепаных сечений или, если требуемая ширина опорной поверхности (равная рабочей ширине колеса) не может быть обеспечена этими типами, — в виде специальных отливок. Выше подпорного горизонта, где рельсы являются только направляющими и не воспринимают горизонтального давления воды, их сечение обычно облегчается и дорожно стоящие отливки заменяются прокатными профилями.

В заключение производят определение сжимающих напряжений в кладке быка под подошвой рельсов, считая приближенно, что сосредоточенное давление от колеса на рельс передается на длину последнего, равную двойной высоте рельса. Тогда:

$$\frac{P}{l \cdot 2h} \leq [\sigma_d], \quad (203)$$

где P — нагрузка на колесо в кг;

l — ширина подошвы рельса в см;

h — высота рельса в см;

$[\sigma_d]$ — допускаемое напряжение на сжатие кладки быка в кг/см² (см. гл. 3).

При значительных давлениях на кладку под рельсы подводят балки, распределяющие давление на большую площадь кладки.

3. КАТКОВЫЕ ОПОРЫ

Катковые тележки Стоinea, позволившие освободиться от трения в осях колес, состоят из вертикального ряда цилиндрических катков, связанных двумя боковыми планками в одну систему, не прикрепленную к затвору. Катковая тележка a передвигается по опорным путям в пазах быков и подвешена при помощи блока b на тросе, один конец которого c закреплен на мостике или быке, а второй конец d — на гребне затвора (фиг. 324). Вследствие такого устройства тележка проходит расстояние, вдвое меньшее, чем затвор, и поэтому отстает от последнего, находясь в воде, когда затвор уже вышел из воды. Это обстоятельство является одним из серьезных недостатков тележки Стоinea, так как оно вызывает засорение и обмерзание катков. В целях устранения этого дефекта в затворах Днепроvской плотины применили следующее интересное устройство (фиг. 349). Один конец троса, на котором подвешена тележка, закреплен на затворе, а другой перекинут через блок a и закреплен в стенке паза. Этот блок вращается на оси b , свободно лежащей на укрепленном в пазу кронштейне v . При подъеме затвора в течение всего периода, когда затвор находится под давлением воды и опирается на катковую тележку, последняя движется со скоростью, вдвое меньшей, чем затвор. Но как только затвор вышел из воды, расположенные по бокам затвора отжимные ролики z вступают в работу, опираются на специальные пути и отжимают затвор от катковых тележек. Тогда расположенный на затворе кронштейн d подхватывает блок a за ось b и заставляет его подниматься вместе с затвором. Так как конец троса укреплен в пазу неподвижно, то скорость движения тележки увеличивается и становится в полтора раза больше скорости движения затвора, благодаря чему для вывода тележки из воды надо приподнять затвор только на сравнительно небольшую

высоту. Описанное устройство следует признать более рациональным, чем применяемые на некоторых затворах (с верховой стороны пазов и рядом с опорными путями) защитные чугунные козырьки, которые должны охранять опорные части от воздействия потока.

Расчет катков производится на раздробление по диаметральной плоскости по формуле:

$$\frac{p}{ld} \leq [\sigma_p], \quad (204)$$

где p_b —нагрузка на каток в кг;

l —длина катка в см;

d —диаметр катка в см;

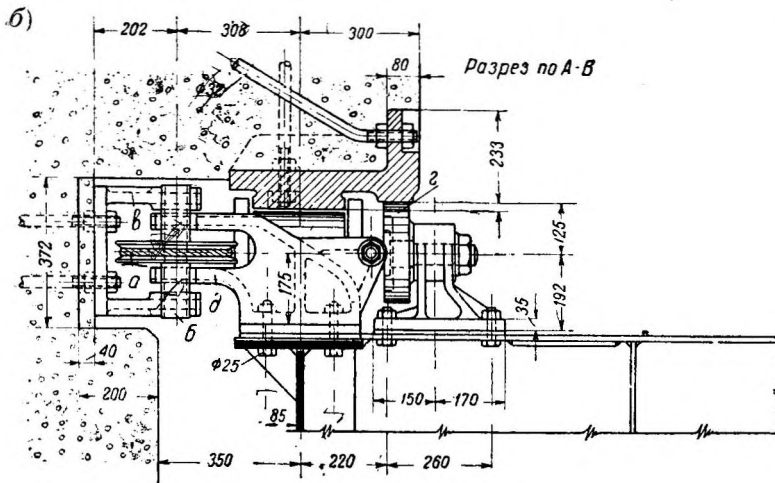
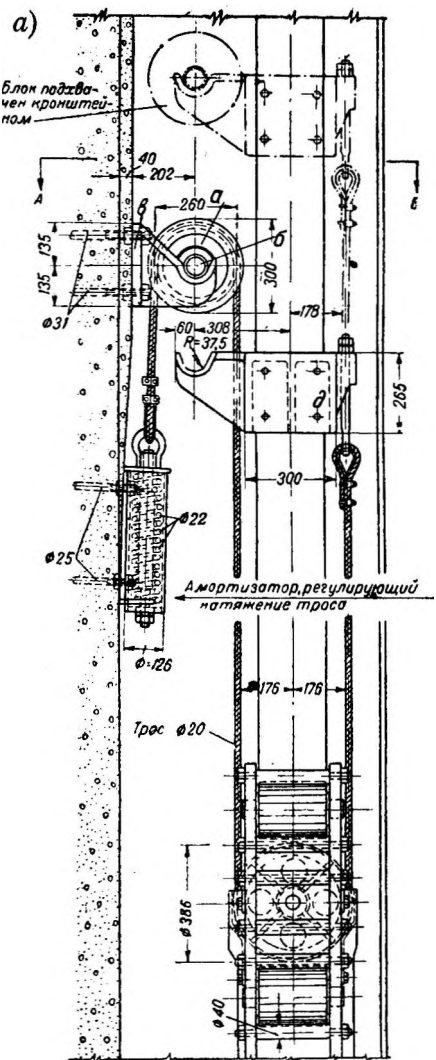
$[\sigma_p]$ —допускаемое напряжение на раздробление катка по диаметральной плоскости в кг/см². (см. гл. 3).

Таким образом необходимое число катков с каждой стороны затвора определяется из условия:

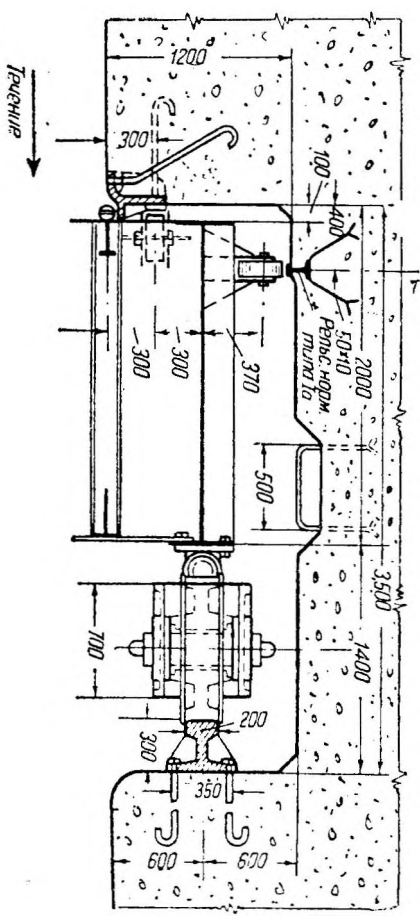
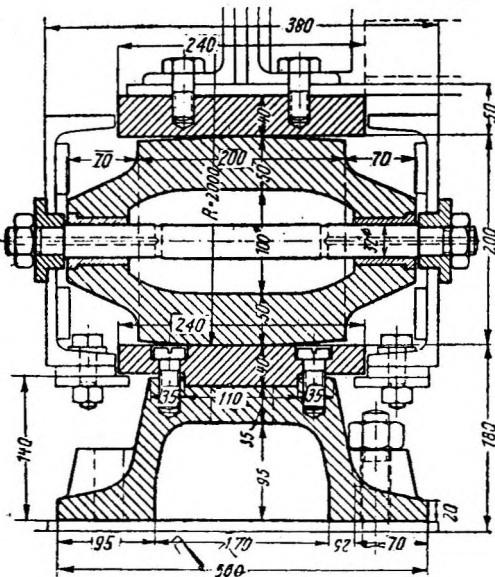
$$n = \frac{0,5P}{ld [\sigma_p]}, \quad (205)$$

где P —полное горизонтальное давление воды на затвор в кг.

Диаметр катков обычно принимается $d = 15 \div 25$ см, а длина $l = 1,5 \div 2 d$. Для облегчения веса тележек иногда употребляются полые катки. Следует учитывать нежелательность применения очень большого числа катков, увеличивающего трудности и без того сложного монтажа тележек Стоня. Размещение катков в тележ-



Фиг. 349. Подвеска затвора Стоня Днепроvской плотины



Фиг. 351. Направляющие ролики плоского затвора.

ках Стоinea производят, исходя из принципа их равнонагруженности, аналогично распределению ригелей (см. § 84). При этом минимальное расстояние между осями катков должно быть не менее $2d$, а максимальное — не более $5d$.

В целях по возможности равномерного распределения давления на отдельные катки и устранения влияния на них прогиба затвора опорным стойкам затвора придается достаточная жесткость, кроме того между опорной стойкой и катками помещают стальные подушки (фиг. 350) с тщательно обработанной поверхностью, а поверхностям катков придается некоторая выпуклость по длине катка, т. е. создается балансирное соединение затвора с катковой тележкой.

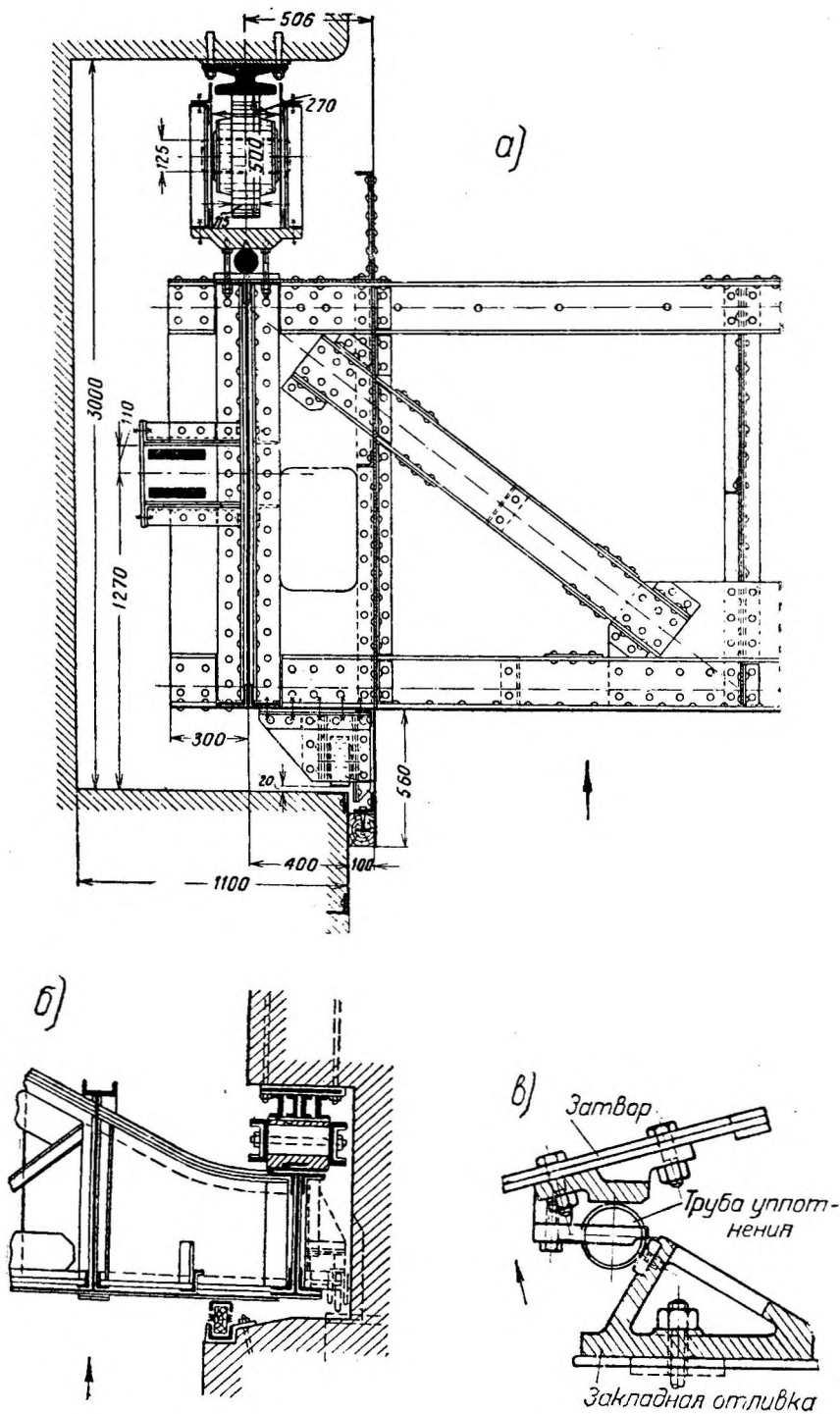
При движении затвора расчетное распределение давления между катками конечно изменяется, вследствие чего происходит перегрузка некоторых катков, влекущая за собой с течением времени износ катков и рельсов и значительное увеличение сопротивлений движению затвора (см. § 90).

Боковые планки тележки, связывая все катки, обеспечивают вместе с тем и правильное направление тележки (даже при поднятом затворе), поскольку планки опираются на рельсы. Оси катков соединяются с боковыми планками разъемно, расчет их ведется аналогично осям колес.

Рельсы для тележек Стоinea принимаются тех же типов, что и в колесных затворах.

4. НАПРАВЛЯЮЩИЕ РОЛИКИ

Во избежание неправильностей движения и перекосов затвора во время маневрирования применяют ролики, прикрепленные к затвору с его торцевой и верхней сторон (фиг. 351). Ролики перемещаются по соответствующим путям в виде металлической полосы или прокатного профиля, заанкеренных в кладку. Зазор между торцевым роликом и плоскостью катания назначается в соответствии с температурным удлинением затвора. Число роликов назначается обычно по два с каждой стороны затвора. Конструкция направляющих роликов видна из фиг. 343 б, 346а, в и 352 б.



Фиг. 352. Боковые уплотнения плоского затвора.

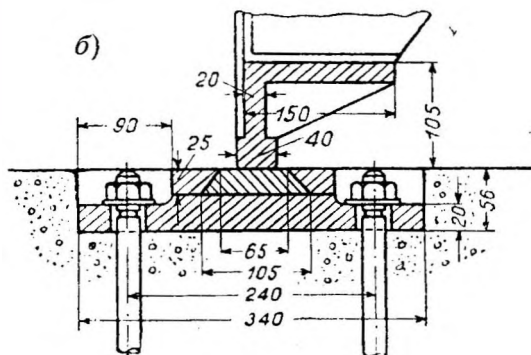
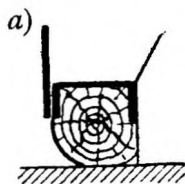
§ 89. УПЛОТНЕНИЯ

В качестве боковых уплотнений в современных плоских затворах получили наибольшее распространение гибкие металлические листы (со свободной длиной от 100 до 300 мм и толщиной 2—5 мм).

с деревянным брусом или металлической полосой на конце — как наиболее надежные, простые и экономичные (фиг. 352, а). Боковые уплотнения применяются также в виде деревянного бруса, прижимаемого давлением воды к расположенным на затворе и быке швеллерам (фиг. 352, б), или в виде подвешенной к затвору металлической трубки (фиг. 352, в).

В скользящих затворах боковое уплотнение достигается прижатием полозьев к рельсам (фиг. 343, б), причем иногда вводится и резиновый уплотнитель.

Донное уплотнение выполняется в виде деревянного бруса обтекаемой формы (фиг. 353, а), очерченного на четверть эллипса или, в редких случаях, в виде стальной отливки (фиг. 353, б). Порог плиты обделывается закладной прокатной балкой, иногда стальной отливкой.



Фиг. 353. Донные уплотнения плоского затвора.

Для предохранения уплотнений от обмерзания при зимней работе затворов в условиях сурового климата применяется электроотопление закладных частей уплотнений, с которыми входят в соприкосновение части уплотнений, прикрепленные к затвору.

§ 90. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОДЪЕМНОГО УСИЛИЯ

Величина подъемного усилия определяется с учетом следующих сил:

- 1) собственного веса подвижной части затвора G ;
- 2) сил трения в опорах F_1 ;
- 3) сил трения в уплотнениях F_2 ;
- 4) вертикального давления слоя воды над затвором V_1 ;
- 5) вертикального давления воды (снизу вверх) на низ затвора V_2 ;
- 6) веса противовеса V_3 ;
- 7) не поддающихся определению сопротивлений.

Собственный вес затвора определяется согласно указаниям § 83.

Величина силы трения в опорах зависит от типа последних.

а) Для скользящих опор:

$$F_1 = P_2 f, \quad (206)$$

где P_2 — горизонтальное давление воды на затвор нормально поверхности скольжения;

f — коэффициент трения скольжения (покоя) полозьев по опорным путям (см. гл. 3).

б) Для колесных опор с подшипниками скользящего трения:

$$F_1 = P_2 \frac{rf + f_1}{R}, \quad (207)$$

где P_2 — горизонтальное давление воды на затвор;

r — радиус оси колеса в см;

R — радиус колеса в см;

f — коэффициент трения скольжения оси по втулке (см. гл. 3);

f_1 — коэффициент (плечо) трения качения в см (см. гл. 3).

в) Для колесных опор с роликовыми подшипниками (фиг. 347):

$$F_1 = P_2 \frac{f_1 \left(\frac{R_1}{r} + 1 \right)}{R}, \quad (208)$$

где P_2 — горизонтальное давление воды на затвор;

R_1 — радиус внешней окружности качения роликов подшипника в см;

R — радиус колеса в см;

r — радиус ролика подшипника в см.

Остальные обозначения — прежние.

г) Для катковых опор (системы Стонея):

$$F_1 = P_2 \frac{2f_1}{d}, \quad (209)$$

где d — диаметр катков в см.

Остальные обозначения — прежние.

Следует заметить, что при обмерзании катковой тележки катковый затвор может превратиться в скользящий. В последнее время часто принимают независимо от диаметра катков $F_1 = 0,08 \div 0,1 P_2$.

Сила трения в уплотнениях равна:

$$F_2 = P_2' \cdot f, \quad (210)$$

где P_2' — горизонтальное давление воды на оба боковых уплотнения нормально поверхности скольжения;

f — коэффициент трения скольжения.

Вертикальное давление слоя воды над затвором (в случае перелива воды через затвор) приближенно определяется по формуле:

$$V_1 = bhl, \quad (211)$$

где V_1 — в т;

b — ширина гребня (т. е. верхнего сплошного ригеля) затвора в ж;

h — толщина слоя воды над затвором в м;

l — расчетный пролет затвора в м.

Выпор, действующий на низ затвора равен (при сплошных ригелях):

$$V_2 = bHl, \quad (212)$$

где V_2 — в т;

b — ширина нижнего ригеля, подвергающаяся давлению воды снизу вверх, в м;

H — напор верхнего бьефа над нижней кромкой затвора в м;

l — расчетный пролет затвора в м.

Следует помнить, что в случае нерациональной формы низа затвора не только отсутствует сила V_2 , но имеет место и присасывание, увеличивающее подъемное усилие.

Таким образом расчетное подъемное усилие для вертикальных плоских затворов определяется по формуле, общий вид которой:

$$T = K(G + F_1 + F_2 + V_1 - V_2 - V_3), \quad (213)$$

где V_3 — вес противовеса;

K — коэффициент запаса на неподдающиеся учету сопротивления, а также учитывающий вес тяг; K принимается в зависимости от условий эксплуатации равным 1,25—1,50.

Для предварительных подсчетов¹ подъемное усилие может быть определено по формулам А. Р. Березинского:

¹ А. Р. Березинский, Предварительное определение веса затворов и подъемных механизмов, "Гидротехническое строительство" № 5. 1936 г.

а) для скользящих затворов:

$$T = K(G + 0,6 P_2); \quad (214)$$

б) для колесных и катковых затворов:

$$T = K(G + 0,08 P_2), \quad (215)$$

где P_2 — горизонтальное давление воды на затвор;

K — коэффициент запаса, равный 1,25—1,50.

Усилие для опускания вертикальных плоских затворов N (точнее — величина натяжения цепей подъемного механизма) определяется по формуле, общий вид которой:

$$N = K_1(G + V_1 - F_1 - F_2 - V_2 - V_3), \quad (216)$$

где K_1 — коэффициент запаса на надежность посадки, равный не менее 1,25.

Если $K_1(G + V_1) < (F_1 + F_2 + V_2 + V_3)$, то применяют загрузку затвора балластом или принудительное опускание затвора при помощи жесткой штанги или цевочной рейки от подъемного механизма.

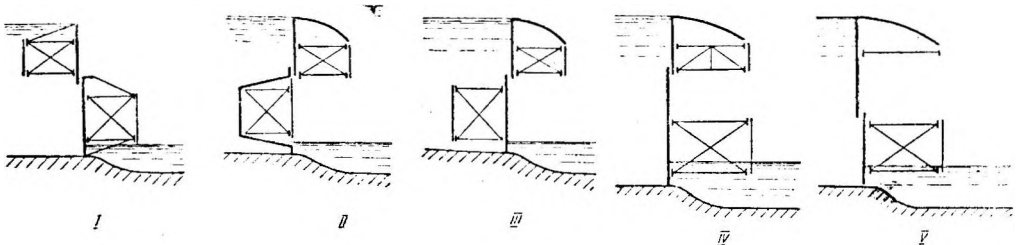
Максимальное подъемное усилие определяется для момента отрыва затвора от флютбета, максимальное усилие для опускания затвора определяется для момента посадки его на флютбет.

§ 91. ОСОБЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПЛОСКИХ ЗАТВОРОВ

Выше были рассмотрены одиночные плоские затворы, т. е. состоящие из одного цельного полотна. Повышавшиеся с течением времени требования к затворам привели к появлению ряда особых конструкций, характерным признаком которых является подразделение плоского затвора по высоте на две части, не связанные друг с другом (сдвоенные затворы) или соединенные между собой шарнирно (затвор с клапаном). Большей частью затворы сдвоенные и с клапаном имеют двухригельную конструкцию и колесные опоры, конструируемые по тем же принципам, как и в одиночных затворах, причем расположение ригелей и колес увязывается с условиями движения обоих щитов и сброса воды (поверх и из-под затвора). Остановимся здесь лишь на характерных чертах этих конструкций, поскольку в остальном их расчет и конструирование не отличаются от описанных выше для одиночных затворов.

1. СДВОЕННЫЕ [ЗАТВОРЫ]

Развитие конструкций сдвоенных затворов (фр. — **vanne double**, нем. — **Doppelschutze**, англ. — **double lift gate**) шло в последовательности, схематически изображенной на фиг. 354 (жирной линией обозначена

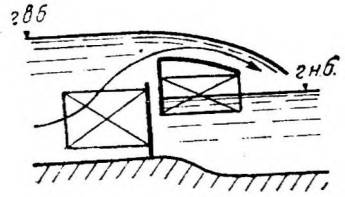


Фиг. 354. Схемы сдвоенных плоских затворов

обшивка). Схема I имеет тот недостаток, что переливающаяся вода и плавающие тела не имеют плавной направляющей поверхности и, ударяясь о нижний щит, вызывают вибрацию и повреждение последнего. При этом заклепки обшивки и вспомогательных балок верхнего щита работают на отрыв, балочная же сеть и связи верхнего щита, расположенные с напорной стороны, мало доступны для осмотра.

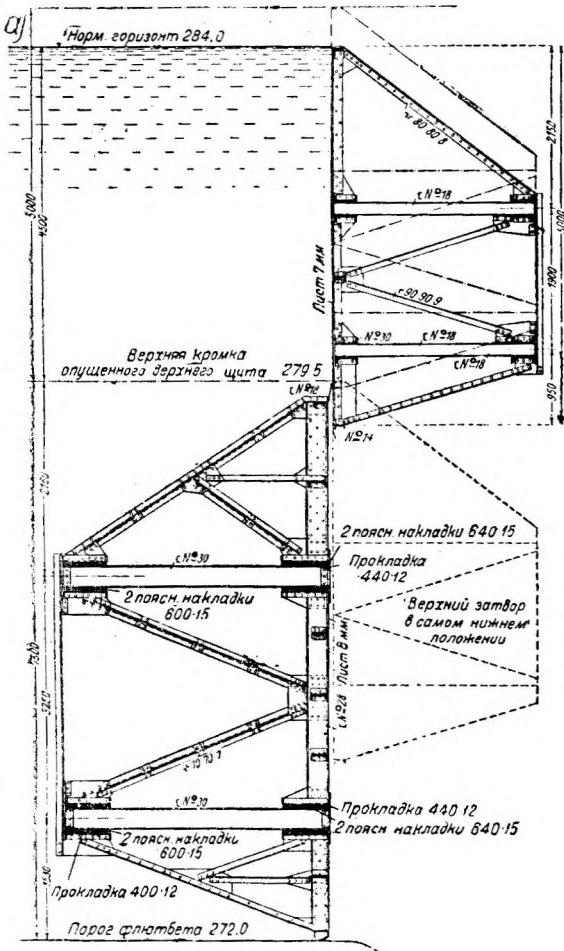
Схема II не имеет этих недостатков, условия сброса воды и плавающих тел, но серьезный недостаток, заключающийся в подъемного усилия нижнего щита (даже превышающем подъемное усилие для одиночного затвора той же высоты, что и сдвоенный), вследствие веса столба воды над гребнем нижнего щита и возникающих при подъеме сил присасывания, действующих на низ щита (выпор при этом отсутствует).

При схеме III заклепки обшивки и вспомогательных балок нижнего щита работают на отрыв, кроме того увлекаемые донной струей плавающие тела (карчи, бревна и т. п.) могут ударять и забиваться в систему ригелей и связей нижнего щита. Следует также отметить, что во время ледохода нижний щит при подъеме захватывает с собой лежащий на нем

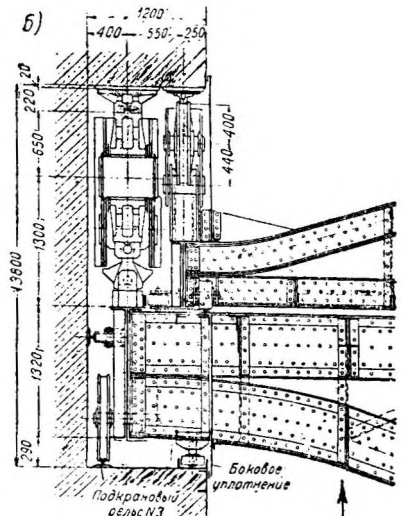


Фиг. 355.

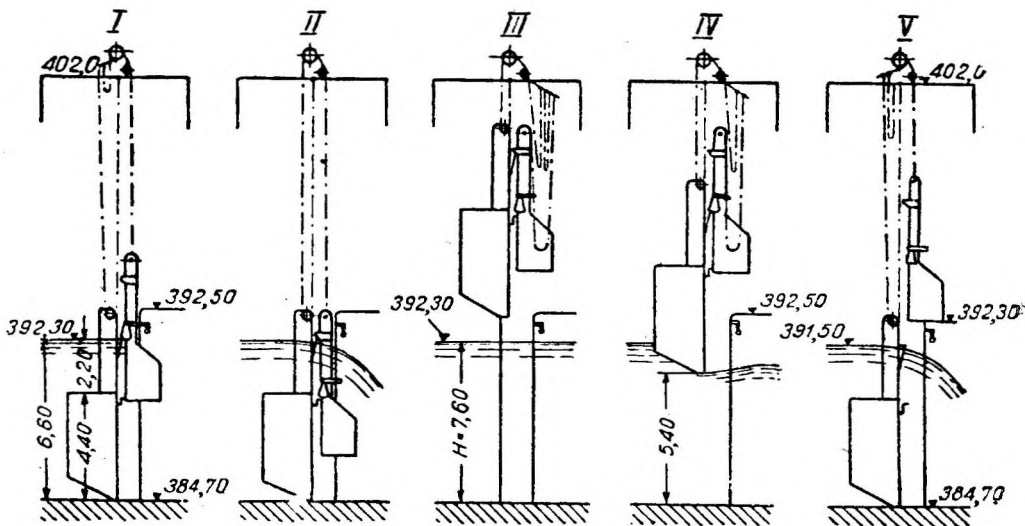
лед, что создает добавочную нагрузку на подъемный механизм. При несколько припущенном положении верхнего щита, переливающаяся через его гребень струя увлекает воду из сферы расположения ригелей нижнего щита (фиг. 355) и этим вызывает бурное движение воды, которое может вызвать вибрацию конструкций. В остальном схема III имеет преимущества перед схемой II.



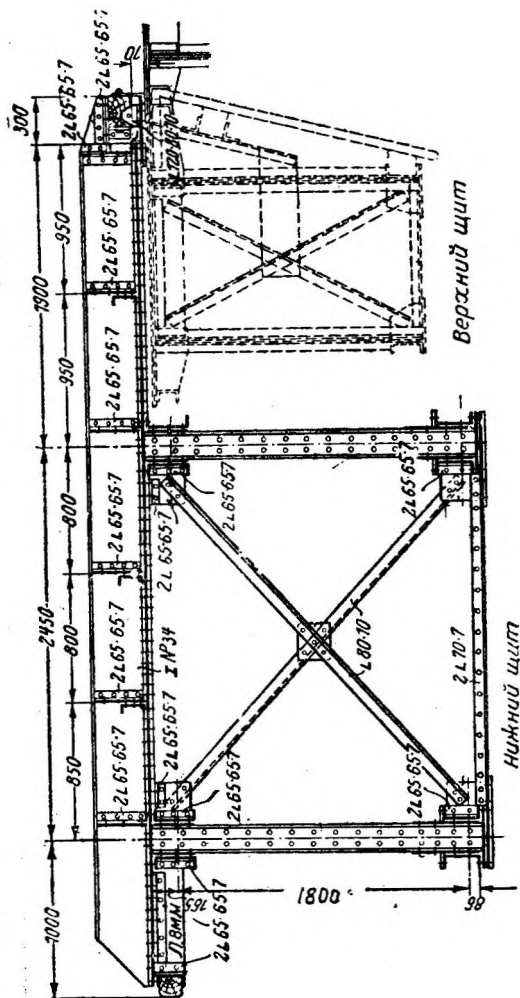
Фиг. 356. Сдвоенный плоский затвор.



Последние две схемы IV и V являются более совершенными, особенно схема V, так как при ее применении можно получить переливающийся слой воды значительной высоты. Все же и схеме V присущ общий для сдвоенных затворов недостаток, заключающийся в том, что вес переливающейся воды при движении верхнего щита является добавочной



Фиг. 357. Схема маневрирования сдвоенным плоским затвором.



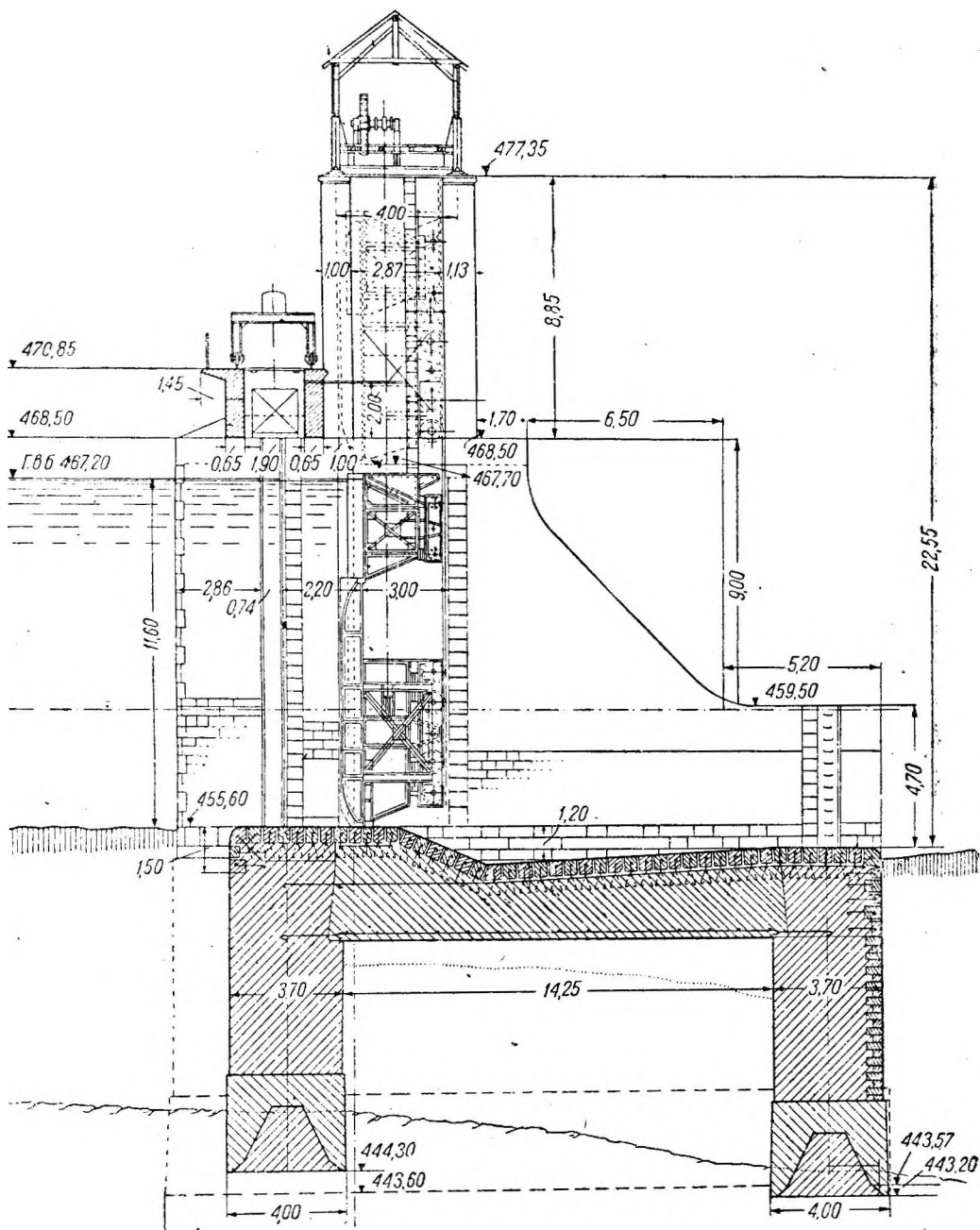
Фиг. 358. Сдвоенный плоский затвор (MAN).

нагрузкой. Однако ряд лабораторных и теоретических исследований, произведенных за последние годы, позволил свести указанную нагрузку к минимуму путем придания соответствующей формы гребню затвора и благодаря аэрированию водосливной струи (при помощи разделителей струи в виде планок на гребне затвора или подвода воздуха через трубку в кладке быка).

Из показанных на фиг. 354 пяти схем сдвоенных затворов рассмотрим только последние три (III, IV, V), так как первые две уже не применяются в современной практике плотиностроения. Правда, и затворы по схеме III теперь постепенно вытесняются более совершенными конструкциями. На многих последних плотинах с большими сдвоенными плоскими затворами применяются конструкции по схемам IV и V.

Сдвоенные затворы применяются при больших высотах отверстия, при благоприятном соотношении длины и высоты затвора, так как при незначительной высоте и большом пролете верхнего щита могут появиться вредные прогибы и вибрация конструкции при переливе воды. Нижний щит обычно имеет большую высоту и вес, чем верхний, поскольку им приходится редко маневрировать, верхний же щит служит для точного регулирования горизонтов воды и

поэтому должен быть более легким и подвижным. Обычно высота верхнего щита колеблется в пределах 0,3—0,4 полной высоты затвора, но принимается не менее 1—1,5 м:



Фиг. 359. Сдвоенный плоский затвор плотины Пернегг.

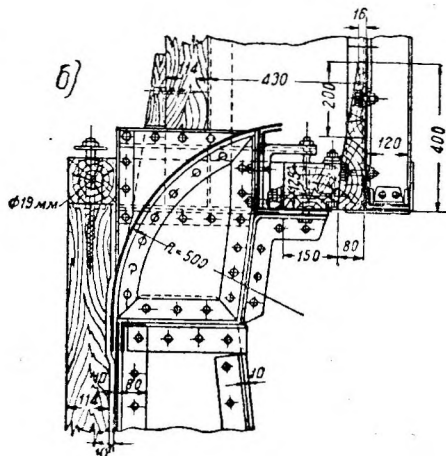
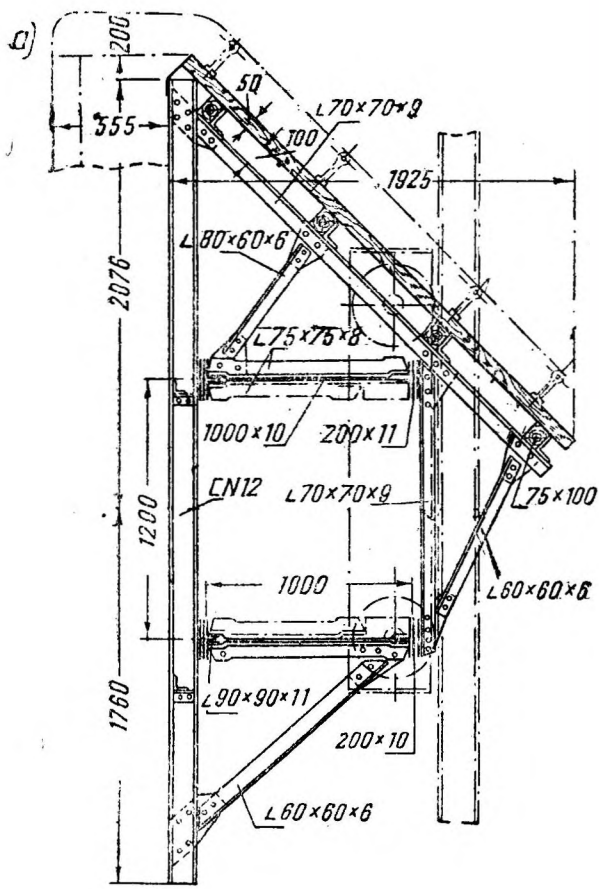
Сдвоенный затвор по схеме III изображен на фиг. 356, где верхний щит имеет высоту 5,0 м, нижний — 7,5 м. Каждый щит имеет свой опорный путь (фиг. 356, б), благодаря чему верхний щит может опускаться на 4,5 м. Горизонтальное уплотнение между обоими щитами достигается при помощи пружинящего металлического листа с полосой, прикрепленного к нижнему щиту. Возможные положения затвора при сбросе воды

показаны на фиг. 357. При пропуске небольшого расхода воды опускают верхний щит, при дальнейшем увеличении расхода прибегают к комбинированному сбросу воды поверх затвора и из-под него; при максимальном расходе затвор полностью поднимается над потоком.

Высота верхнего щита затворов подобной конструкции принимается в пределах 0,25—0,40 полной высоты затвора.

На фиг. 358 показан сдвоенный затвор по схеме IV (системы MAN), где несущая конструкция обоих щитов расположена со стороны нижнего бьефа, причем верхний щит опускается на нижний под

прикрытием консольного выступа последнего. Опорные пути — общие для обоих щитов. При сбросе воды вначале опускают верхний щит, затем, если это оказывается недостаточным, поднимают вместе оба щита над порогом или совсем удаляют их из воды (фиг. 359). На водоспуске Волховской плотины применен затвор подобного типа — высотой 14,14 м и пролетом 9,0 м (фиг. 323). Сливная поверхность верхнего щита в



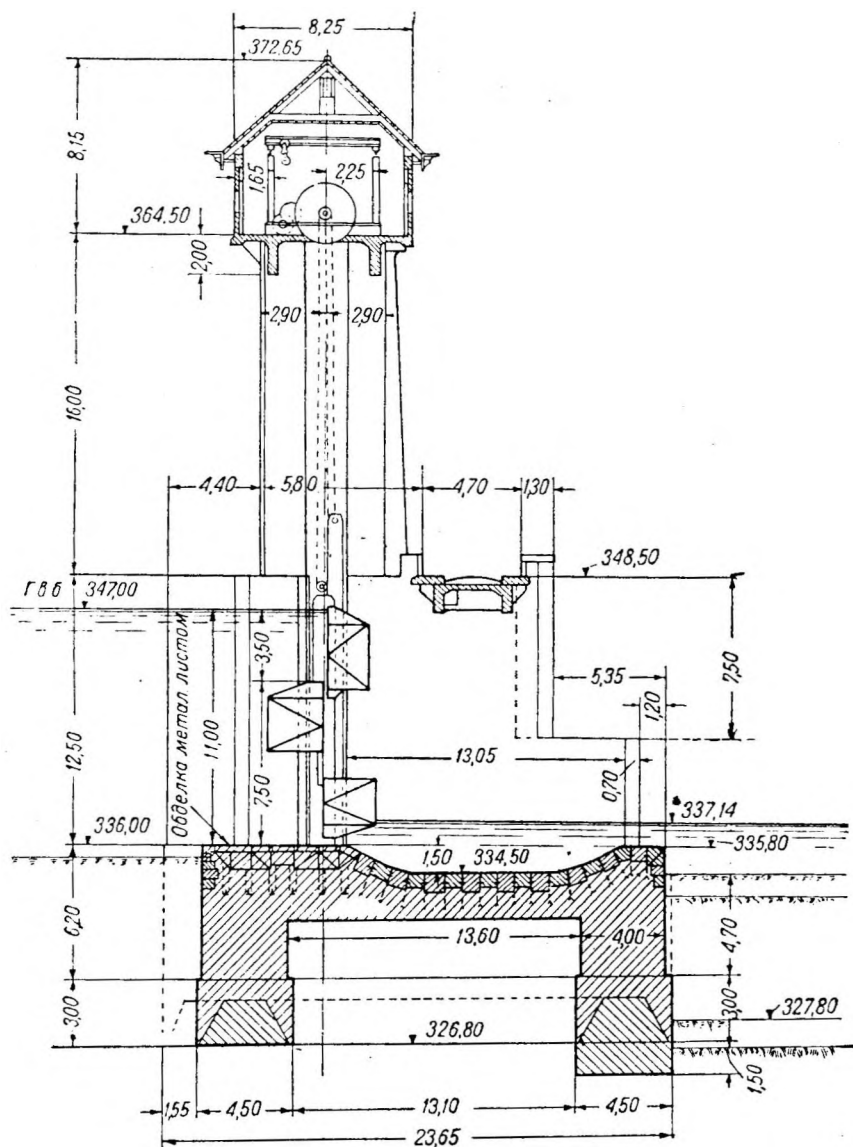
Фиг. 360. Верхний щит и уплотнение сдвоенного затвора водоспуска Волховской плотины.

целях защиты нижнего щита от воздействия переливающейся воды и плавающих тел снабжена деревянным настилом (фиг. 360, а). На фиг. 360, б показано сопряжение уплотнений между обоими щитами. Оба щита имеют общий опорный путь и могут двигаться как совместно, так и отдельно. Поэтому электрическая лебедка имеет один электродвигатель, сцепляемый посредством муфт с подъемным механизмом нижнего или верхнего щита или с обоими одновременно.

Высота верхнего щита затворов этого типа принимается в пределах 0,25—0,30, а нижнего 0,80—0,75 (с учетом запаса на уплотнение) полной высоты затвора. Такого рода конструкции сдвоенных затворов применены «а плотинах Кахлет (25,0 X 11,8 м), Иеттенбах (17X8,5), на р. Изар (17 X X 5,65 м) и др.

Некоторой разновидностью описанной конструкции являются сдвоенные затворы, примененные на плотине Эглизау на р. Рейне в 1920 г. (6 отвер-

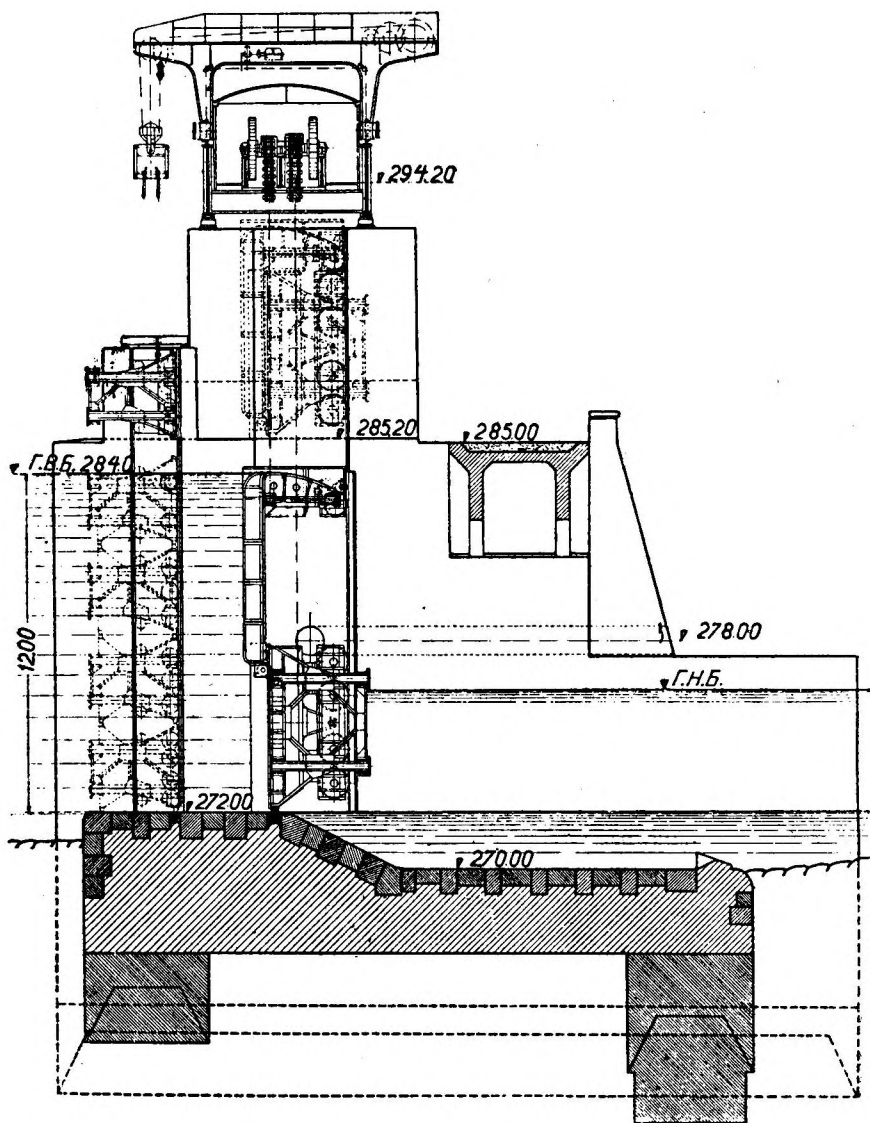
стей по 15 X 11,64 м) и плотине Шанси-Пуньи на р. Роне в 1923 г. (фиг. 361), которая снабжена четырьмя затворами пролетом по 12 м и высотой 11 м. Верхний щит имеет здесь высоту 3,5 м и вес 15 т., нижний — высоту 7,5 м и вес 60 т. Оба щита приводятся в движение одной лебедкой с мотором в 25 л. с. Несущая конструкция нижнего щита расположена частично с верховой, частично с низовой стороны для обеспечения возможности



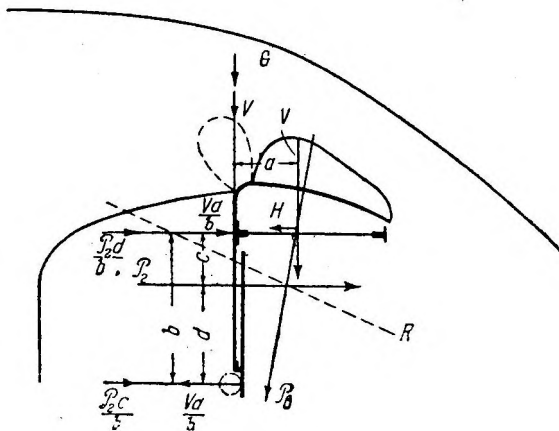
Фиг. 361. Сдвоенный затвор плотины Шанси-Пуньи.

посадки верхнего щита на нижний. Следует отметить, что такая конструкция сложнее и менее рациональна, чем описанные выше затворы (фиг. 358, 359).

Новейшая конструкция сдвоенного затвора (схема V), названная крючкообразным затвором (Hackenschutze), впервые была применена в 1930 г. на плотине Рибург-Шверштадт на р. Рейне (фиг. 362), где установлены 4 затвора пролетом по 24,0 м и высотой 12,0 м. Верхний щит в отличие от рассмотренных выше затворов имеет не два, а только один ригель, и поэтому высота его не зависит, как в схеме IV, от высоты консольного



Фиг. 362. Крючкообразный двоянный затвор плотины Рибург-Шверштадт.



Фиг. 363.

выступа нижнего щита, позволяя опускать его на 5 м при максимальном напоре 12,5 м, т. е. на значительно большую часть полной высоты затвора, чем это позволяет затвор по схеме IV.

Водоудерживающая стенка верхнего щита покоится на ряде крючкообразных стоек, которые наверху опираются на ригель, а внизу при помощи катков — на нижний щит.

Схема сил, действующих на верхний щит, представлена на фиг. 363¹. Горизонтальное давление воды P_2 распределяется по закону рычага на верхний ригель и нижние катки

(соответственно $P_2 d/b$ и $P_2 c/b$. Нагрузка от веса переливающейся воды P_6 разлагается

на вертикальную составляющую V и горизонтальную составляющую H .

Последняя воспринимается ригелем, а первая плюс собственный вес конструкции G передается крючкообразными стойками на водоудерживающую стенку. Момент, возникающий вследствие смещения указанных сил в плоскость водоудерживающей стенки, создает дополнительную нагрузку на ригель (Va/b) и соответствующую разгрузку катков

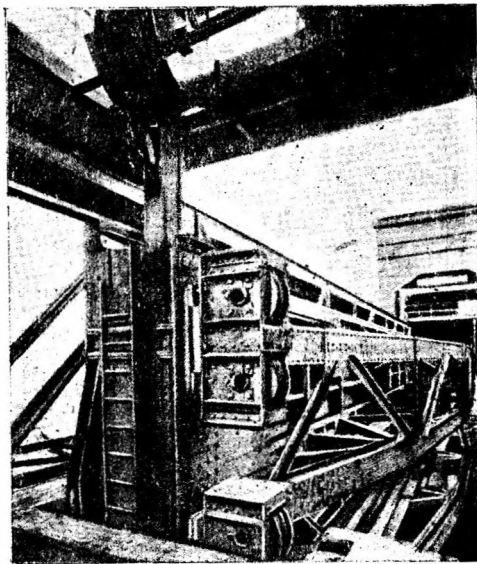
(Va/b). Конструкция должна быть запроектирована таким образом, чтобы эта разгрузка ни в одном из положений затвора не превышала положительного давления на катки.

Особое значение при проектировании верхнего щита имеет придание ему правильной обтекаемой формы в целях уменьшения положительного и устранения отрицательного (присасывания) давлений переливающейся струи. Такая форма находится на основании лабораторных опытов. В целях предохранения конструкции от вредных воздействий зоны присасывания под струей, выражающихся в увеличении нагрузки и подъемного усилия, а также в появлении вибрации затвора, осуществляют подвод воздуха под струю при помощи трубы в быке (фиг. 362).

Уплотнение между обоими щитами достигается применением резиновой полосы, прикрепленной к нижнему щиту и прижимающейся к соответствующему обработанной поверхности верхнего щита. Эту полосу легко можно сменять со стороны нижнего бьефа. Щиты имеют общие опорные пути; на каждое колесо нижнего щита передается нагрузка в 220 т. Вначале опускается верхний щит вплоть до упора его ригеля о нижний щит, затем при увеличении расхода весь затвор приподнимается, создавая комбинированный сброс воды, а при максимальном расходе затвор целиком поднимается над потоком. Механизмы могут одновременно опускать верхний и поднимать нижний щит, при этом водосливная и донная сгруппировки сталкиваются и происходит частичное гашение энергии воды, благодаря чему уменьшается вредное воздействие потока на основание плотины. В самом нижнем положении верхнего щита через 4 отверстия проходит расход в 2 700 м³/сек; кроме того расход в 1000 м³/сек проходит через гидростанцию. Так как нормальный расход реки равен 3000 м³/сек, то нижний щит приходится поднимать редко. Полное подъемное усилие — 370 т. Продолжительность полного подъема на высоту 13,4 м — 67 мин. ($v = 0,2$ м/мин); мотор — 37 кет.

Такие же затворы применены на Сюренской плотине на р. Сене (1933 г.), где ими перекрывают два пролета размерами 30,5 X 7,0 м (см. фиг. 364, где показан нижний щит), на плотине Ладенбург на р. Некар 40,0 X 8,10 м и др.

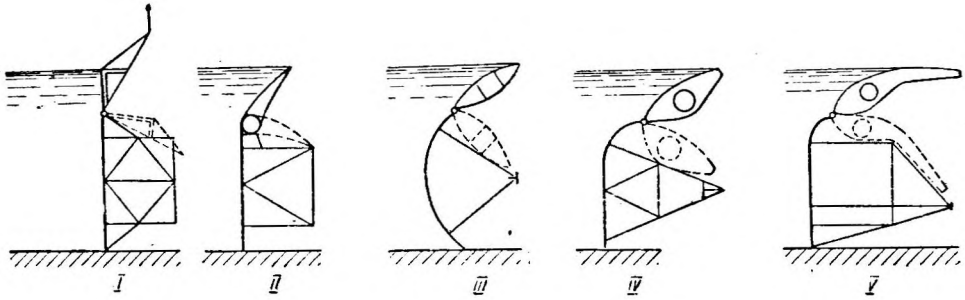
Своеобразная конструкция сдвоенного затвора применена в 1932 г. на плотине Рионской ГЭС (фиг. 365) при пролете 10,20 м и высоте затвора 11,30 м, из которых высота верхнего щита составляет 3,37 м. Плотина оборудована четырьмя такими затворами. Вес верхнего щита — 12,5 т,



Фиг. 364. Нижний щит крючкообразного сдвоенного затвора Сюренской плотины.

¹ P. Cicił, Die neue Wehranlage Suresnes bei Paris, "Bauingenieur" № 19/20, 1935,

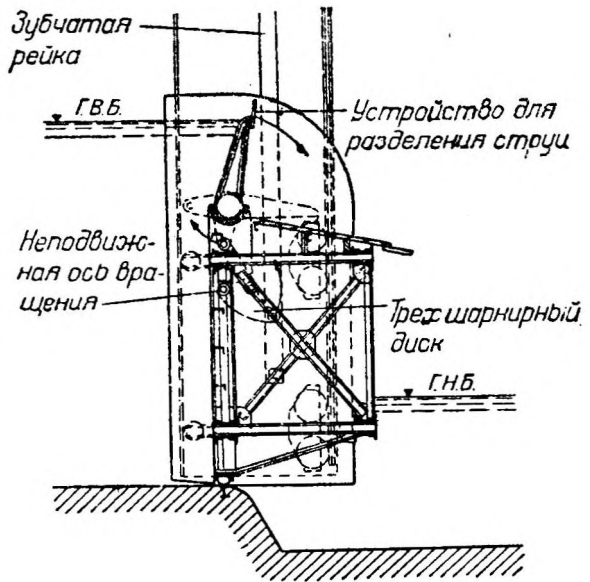
клапана (схема III), в которой, как и в схемах IV и V, точка поворота между основным затвором и клапаном имеет вид шарнира, полностью



Фиг. 366. Схемы плоских затворов с клапаном.

уплотняемого изнутри съемной резиновой полосой. В схемах IV и V клапан снабжен пустотелой трубой, обеспечивающей его жесткость. В последних трех схемах представляет интерес конструкция не только клапана, но и основного затвора.

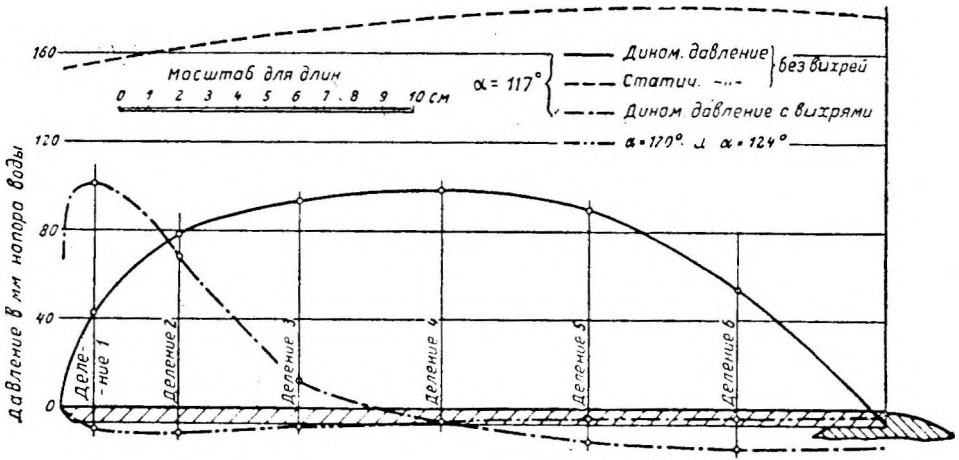
Затворы с клапаном применяются в тех случаях, когда верхний щит должен быть опущен на сравнительно небольшую величину — порядка 1,5 м и когда соотношение этой высоты и пролета затвора делает нерациональным применение сдвоенного затвора, так как жесткость верхнего щита при подвешивании его только в двух точках по концам не может быть обеспечена при значительном пролете. Обычно высота клапана принимается в соответствии с условиями сброса плавающих тел, главным образом льда. Во всяком случае толщина переливающегося слоя при сбросе льда с учетом кривой спада должна быть не менее $1,1 h$, где h — максимальная толщина льда, причем поверхностная скорость переливающейся струи должна быть достаточна для обеспечения подвижки и сброса льда поверх затвора. Наиболее часто клапану придется высота 1,5 м.



Фиг. 367. Плоский затвор с клапаном.

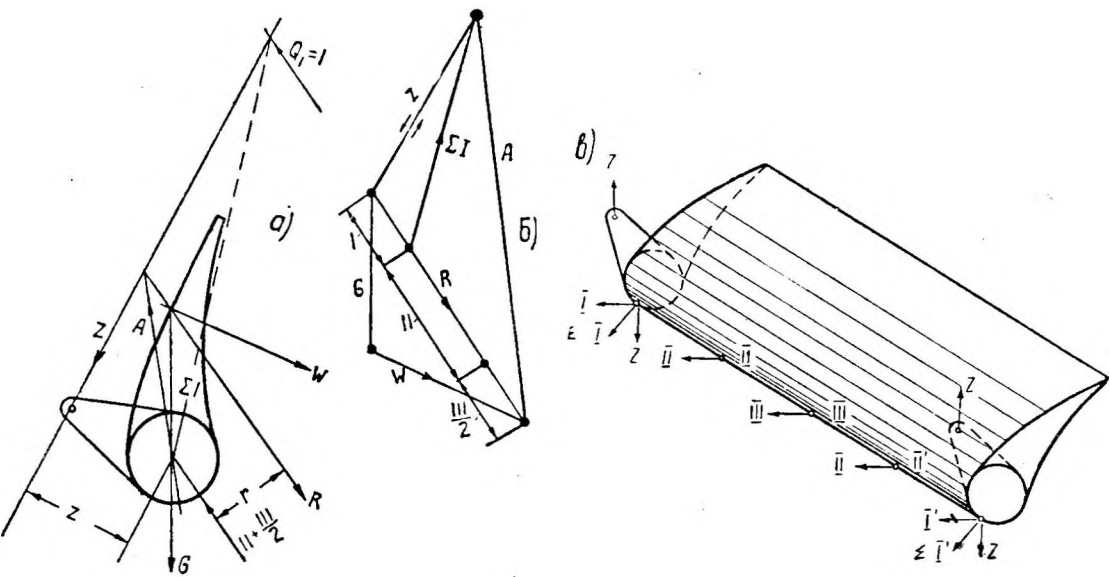
Оставляя без рассмотрения устаревшую и нерациональную конструкцию клапана по схеме I (фиг. 366), приведем основные данные по схеме II. Конструкция плоского затвора с таким клапаном показана на фиг. 367. Вал клапана опирается на ряд подшипников, причем наличие в последних зазоров предохраняет трубу от защемления при прогибе нижнего щита под действием давления воды. Горизонтальное давление воды на клапан определяется обычным способом, вертикальное же давление переливающейся струи находится лабораторным путем, причем гидродинамическое давление оказывается меньшим, чем статическое, что особенно резко сказывается при больших углах наклона клапана к вертикали. Весьма существенно

также исследовать в лаборатории вопрос об устойчивости переливающейся струи, так как возможно такое положение клапана, при котором могут иметь место несколько состояний равновесия переливающейся струи, из которых однако только состояние прилипшей и оторвавшейся струи являются устойчи-



Фиг. 368. Эпюры давления воды на клапан.

выми. При этом переход из одного такого состояния струи в другое может быть вызван сотрясением и может происходить весьма быстро. Насколько резко различны эти два состояния и их воздействия на клапан, видно из фиг. 368, где для прилипшей (без вихрей) и оторванной (с вихрями) струй приведены



Фиг. 369.

эпюры давления воды на клапан при угле наклона его к вертикали $\alpha = 117^\circ$, при котором возникает (для конкретного примера, исследованного Г. Кулька) неустойчивость формы переливающейся струи. Верхняя кривая статического давления представляет собой вес воды над клапаном в предположении ее состояния покоя. В положении оторванной струи на известном протяжении клапана (деления 5 и 6) уже наблюдается отрицательное давление (присасывание). Приведенная иллюстрация указы-

вадет на очень важное значение экспериментальной проверки работы клапана для установления величины нагрузки от переливающейся струи и следовательно необходимого подъемного усилия. Существенное значение имеет подвод воздуха к переливающейся струе у верхнего края клапана на всей его длине, для чего применяют устройства для разделения струи (фиг. 367). Таким путем предупреждают образование вакуума и появление связанной с ним вибрации затвора.

Схема расчета клапана представляется в следующем виде (фиг. 369). Давление воды приводится к равнодействующей W ; последняя совместно с силой собственного веса G приводится к равнодействующей R . При этом все силы относятся к половине расчетного пролета. Клапан на концах поддерживается тягами Z и опирается в крайних шарнирах I и I' , а также в промежуточных, допустим трех, шарнирах II , III и II' , всего таким образом имеется пять шарнирных опор, расположенных на равных расстояниях друг от друга.

Для определения опорных реакций равнодействующая R разлагается по двум направлениям: 1) приложенной к консоли тяги подъемного механизма

Z и 2) равнодействующей A реакций шарнирных опор I , II и $III/2$. Суммарная

нагрузка на клапан, равная $2R$ (на единицу длины клапана равномерно

распределенная нагрузка $2R/l$), может быть распределена на отдельные опорные шарниры по закону неразрезной балки (при пяти опорах будем иметь:

$II = II' = 0,57R$, $III = 0,46R$, $I = I' = 0,196R$, всего $2R$).

Чтобы сохранить равновесие систем сил, следует приложить в шарнирах I и I' еще силы Z , равные, но противоположно направленные тяговой силе Z , которые совместно с $I = I' = 0,196R$ дают опорные реакции ΣI и $\Sigma I'$ (фиг. 369, ϵ). Тогда крутящие моменты относительно оси трубы будут (знак \leftarrow обозначает налево непосредственно около соответствующей опоры, знак \rightarrow направо непосредственно около соответствующей опоры):

$$M_{I \rightarrow} = -Z \cdot z = R \cdot r \left[\text{так как } Z = \frac{Rr}{z} \right]; \quad (217)$$

$$\leftarrow M_{II} = -Z \cdot z + 0,5R \cdot r = -R \cdot r + 0,5R \cdot r = -0,5R \cdot r; \quad (218)$$

$$M_{II \rightarrow} = -0,5R \cdot r; \quad (219)$$

$$\leftarrow M_{III} = -0,5R \cdot r + 0,5R \cdot r = 0. \quad (220)$$

Уплотнение между трубой клапана и обшивкой нижней части затвора достигается резиновой полосой, скользящей по трубе и прижимаемой к ней давлением воды.

Клапан приводится в действие принудительным путем от подъемного механизма при помощи зубчатой рейки, шарнирно связанной с укрепленным на концах трубы рычагом, согласно фиг. 369, a , или с трехшарнирным рычагом (фиг. 367). Подъем клапана может также производиться только с одной стороны благодаря значительной жесткости трубы. Клапаны подобной конструкции применены например на плотинах Горкхейм на р. Некар (3 отверстия по 25X5,4 м при высоте клапана 1,5 м), Обернау на р. Майн (3 отверстия по 35X5,50 м при высоте клапана 1,1 м) и др.

Конструкция клапана по схеме III изображена на фиг. 370¹. Клапан расположен достаточно высоко над горизонтом нижнего бьефа, благодаря чему переливающаяся струя при любом положении клапана сбрасывается далеко вниз, не оказывая неблагоприятного воздействия на нижний щит. Во избежание передачи на опорный шарнир клапана косых усилий

¹ A. Schafer, Wehrverschlüsse mit Aufsatzk'appe, "Bautechnik" № 22, 1936.

переменного направления, возникающих при маневрировании клапаном, применен шарнирный параллелограм. Зубчатые рейки посредством кривошипов по обоим концам опор приводят во вращение два коротких вала и тем самым укрепленные на них шарнирные параллелограммы, приводящие в движение клапан. Такой привод по своей надежности уступает предыдущему (схема II) при равной с ним стоимости.

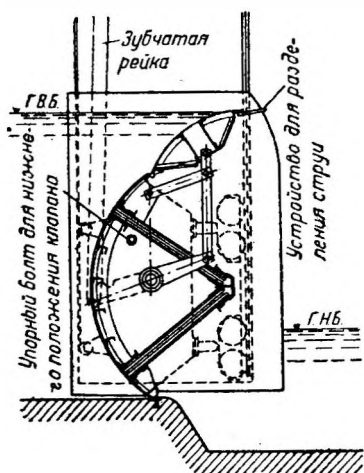
Лабораторные исследования показали, что для клапанов цилиндрической формы максимум давления воды наступает при опрокидывании клапана на $1/3$ высоты поддерживаемого им подпора и что равнодействующая давления воды приложена нормально к поверхности клапана на расстоянии $1/3$ его высоты от шарнира. При таком положении клапана (фиг. 371) давление воды на клапан равно:

$$W = 0,8 \frac{h}{2} ul,$$

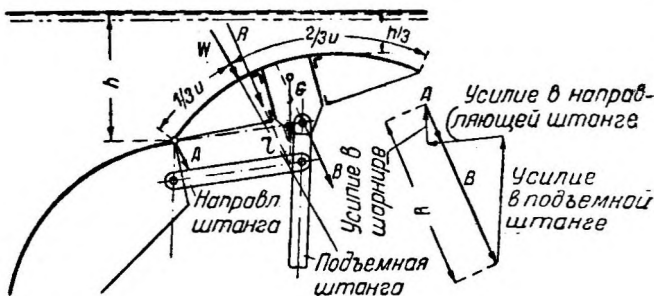
где h — высота клапана;
 u — длина клапана;
 l — расчетный пролет клапана.

При полностью откинутаом клапане нагрузка на него уменьшается и равна $2/3 W$ ввиду перехода части давления в скорость.

Давление воды W и сила собственного веса G приводятся к равнодействующей R , которая передается на шарниры A и B по закону рычага. Из плана сил находятся усилия в элементах шарнирного параллелограмма.



Фиг. 370.



Фиг. 371.

Такого рода конструкции затворов с клапанами применены в последние годы в Голландии на плотинах на р. Маас (Ramet Ivoz, Monsin).

Характерной особенностью описанной (III), а также следующей (IV) схем затворов с клапанами является своеобразная конструкция нижнего щита. Последний в поперечном сечении имеет вид треугольника (в схеме III напорная стенка принята цилиндрической формы), обладающего по сравнению с обычной прямоугольной формой поперечного сечения плоского затвора значительными преимуществами: 1) большой жесткостью конструкции в вертикальной и горизонтальной плоскостях, а также на кручение; 2) рациональным использованием материала; 3) удобством расположения клапана на гребне затвора и, что очень важно, 4) отсутствием нижнего ригеля, обычно подвергающегося неблагоприятным воздействиям вытекающей из-под затвора струи и водяных вальцов в нижнем бьефе, что вызывает вибрацию затвора и увеличение подъемного усилия. Такая форма трехпоясной балки (Dreigurtschutze) заимствована из практики мостостроения и впервые была применена в затворе плотины Дёрферден (1933 г.) в Германии при размерах затвора 24,6 X 6,45 м, в том числе высоте клапана 1,60 м (фиг. 372). Аналогичная конструкция применена в 1935 г.

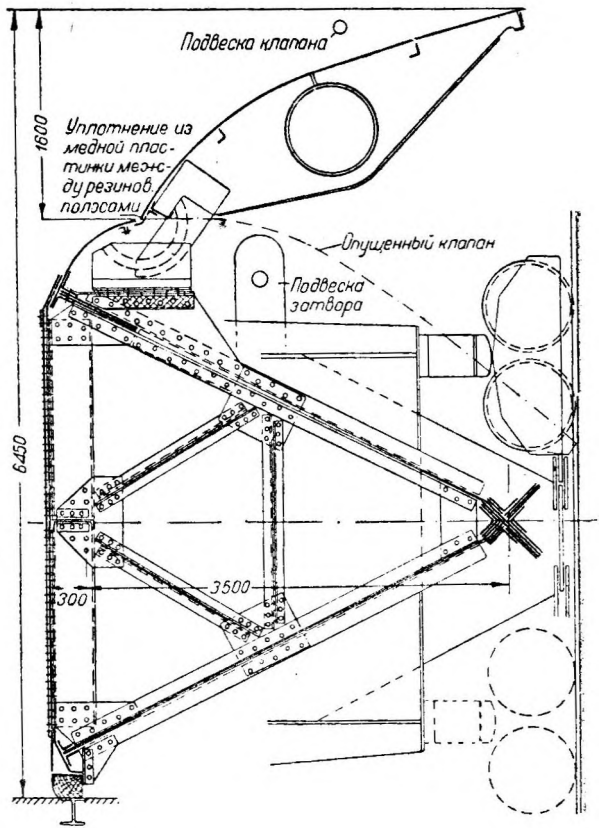
на одной из плотин на р. Маас в Голландии (3 отверстия по 38 X 7,25 м, в том числе высота клапана 2,25 м).

Приведем схему расчета трех-поясного затвора с клапаном (фиг. 373).

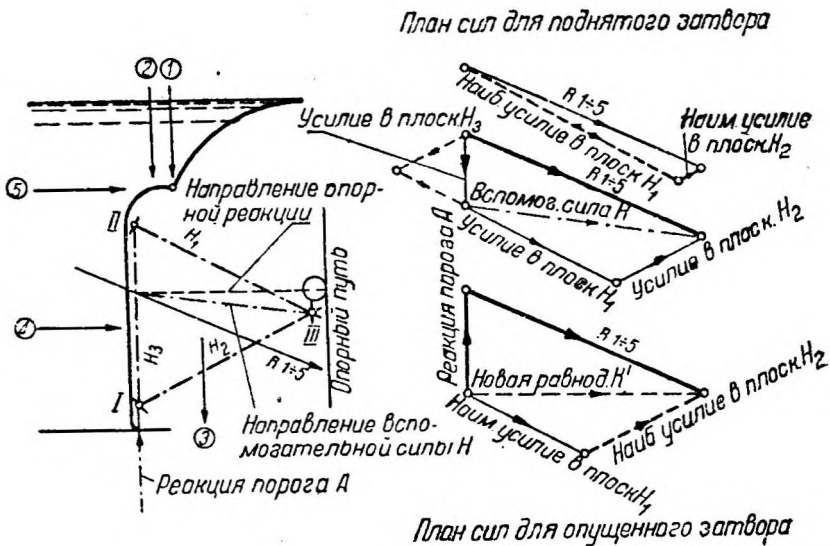
Рассмотрим два положения: 1) затвор приподнят над порогом и 2) затвор опирается на порог.

В первом случае имеем внешние действующие силы $I-5$, показанные на фигуре и сводящиеся к равнодействующей R_{1-5} . Вводя вспомогательную силу H , определяем усилия, действующие в плоскостях ригелей H_1 , H_2 и H_3 (для упрощения эти усилия будем обозначать H_1 , H_2 и H_3). Усилие H_3 разгружает пояс I и дополнительно нагружает пояс II . Для учета этого влияния усилие H_3 разлагается по направлениям H_1 и H_2 . Иначе говоря, так как равнодействующая R_{1-5} должна действовать только в плоскостях H_1 и H_2 , ее при расчете ригелей разлагают только по направлениям этих двух плоскостей. Таким образом получается максимальная нагрузка для расчета пояса II .

Во втором случае прежде всего находится опорная реакция затвора на пороге A , принимаемая за постоянную внешнюю силу. Разложив полученную новую равнодействующую внешних сил R' по направлениям этих двух плоскостей H_1 и H_2 , получим наибольшую силу в плоскости H_2 для расчета пояса I .



Фиг. 372. Плоский трехпоясный затвор с клапаном плотины Дёрферден.



Фиг. 373.

Сложив усилия H_1 и H_2 для каждого из этих двух случаев нагрузки, находим, в каком из них будет иметь место максимальная расчетная нагрузка для пояса III , расположенного в обеих плоскостях H_1 и H_2 .

Следует отметить, что в затворах обеих названных плотин применены наклонные опорные пути для облегчения подъема затвора (горизонтальное давление от затвора на опорные пути разлагается на две составляющие: нормальную к опорной плоскости и по ее направлению вверх;

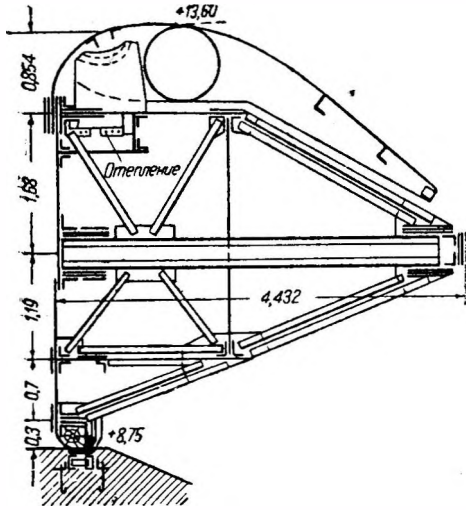
последняя составляющая и облегчает подъем). Вместе с тем такое расположение опорных путей позволяет затвору при его подъеме "отступать" от ледяного поля, не подвергаясь вредным воздействиям последнего.

Клапан, снабженный примерно по середине своей высоты жесткой трубой, приводится в движение при помощи цепей и специальной лебедки. Следовательно при ослаблении цепи клапан опускается под действием собственного веса и давления воды. Клапан своим весом легко преодолевает сопротивление трения и обледенения.

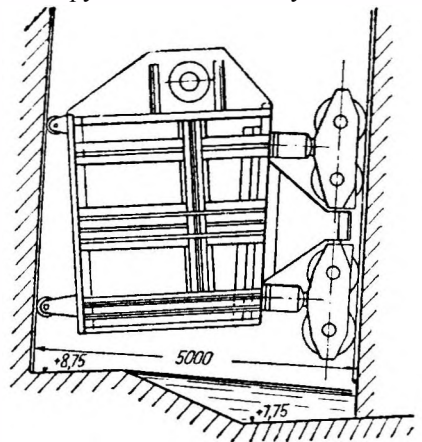
Затворы с клапаном по схеме V применены на упомянутой выше плотине Дёрферден, где

ими перекрыты два отверстия пролетом по 41,7 м и высотой 6,45 м, в том числе высота клапана 1,60 м (фиг. 374). По своему пролету эти плоские колесные затворы являются самыми крупными из осуществленных до сего времени. По своей конструкции и многочисленным лабораторным опытам, поставленным для проверки работы этой необычной системы, данный затвор представляет большой интерес, вследствие чего остановимся на нем несколько подробнее¹.

Нижний щит состоит из одного главного горизонтального ригеля, воспринимающего горизонтальные силы, и жесткой на кручение коробки, воспринимающей вертикальные силы и крутящие моменты. Тяжелый горизонтальный ригель расположен примерно на 1/3 высоты затвора, т. е. в центре тяжести давления воды. Равнодействующая давления воды не постоянно находится на этой высоте; при эксцентрично приложенной равнодействующей появляется крутящий момент относительно плоскости горизонтального ригеля. Этот момент, а также вертикальные силы воспринимаются жесткой на кручение четырехугольной коробчатой балкой (отсюда немецкое название этой конструкции Kastenträgerschutze). Нижний горизонтальный пояс коробчатой балки выполнен в виде сквозной конструкции, верхний и задний пояса, а также стойки с низовой стороны выполнены в виде сплошных клепаных балок. Обшивка — из металлических листов толщиной 12 мм. При расчете затвора учтено динамическое воздействие ледохода, в связи с чем нагрузка от давления воды увеличена на 30% при допускаемом напряжении для этого случая 1400 кг/см² (сталь 37, примерно соответствующая нашей марке Ст. 3). Для надежной передачи действующих сил на опоры затвор снабжен на концах мощными опорными стойками, заходящими на 1,29 м в паз быка и обеспечивающими балансирную передачу сил на колесные тележки,двигающиеся по наклонным (1:9) опорным путям (фиг. 375). Донное уплотнение (фиг. 376, а) выполнено в виде деревянного бруса, очерченного с верхней стороны по четверти эллипса (лабораторные опыты показали, что это очертание лучше кругового и параболического). Брус снабжен с низовой стороны для лучшего



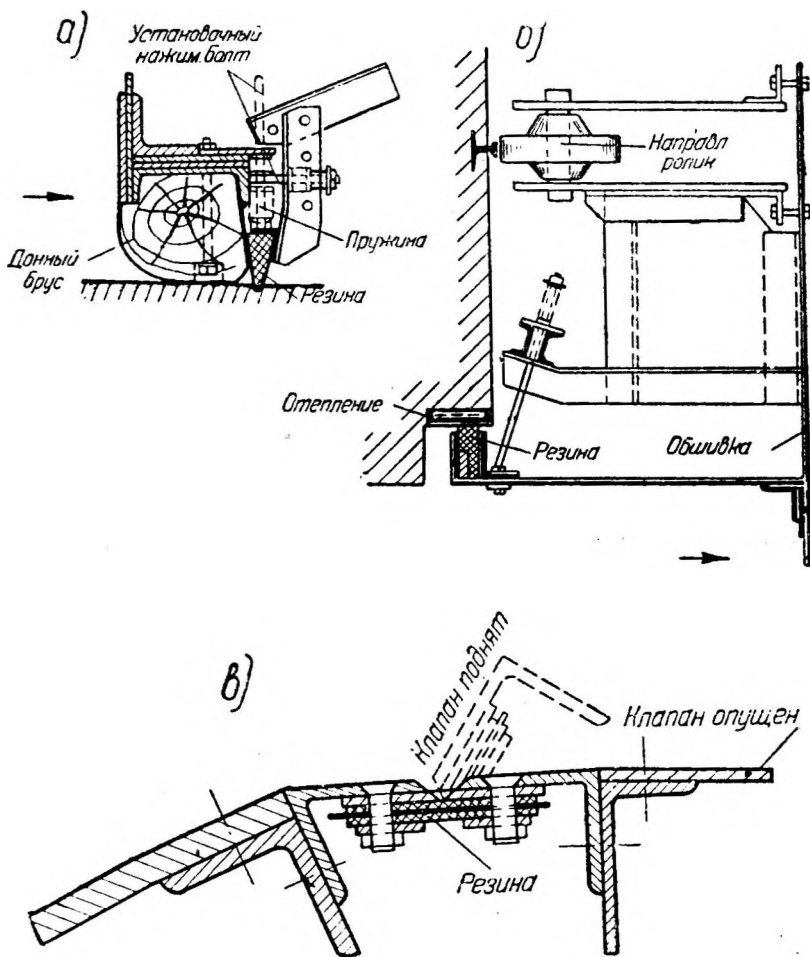
Фиг. 374. Плоский коробчатый затвор с клапаном плотины Дёрферден.



Фиг. 375. Опорные части плоского коробчатого затвора с клапаном плотины Дёрферден.

¹ Muller, Die eisernen Wehrverschlüsse des Weserwehres bei Dorverden, "Bautechnik"

уплотнения клинообразной резиновой планкой, привинченной при помощи пружинящего болта и снабженной установочным нажимным болтом для необходимых перестановок. Боковое уплотнение (фиг. 376, б) достигается гибким металлическим листом, снабженным на конце резиновой полосой, прижимающейся при помощи подвижного болта к металлической обделке быка; во избежание обмерзания последняя обогревается электрическим током, как и другие уплотнения затвора. Горизонтальное уплотнение между нижней



Фиг. 376. Уплотнения плоского коробчатого затвора с клапаном плотины Дёрферден.

частью затвора и клапаном (фиг. 376, в) выполнено в виде двух тонких медных листов, на которые сверху и снизу наложены резиновые полосы; элементы уплотнения могут заменяться в любое время.

Вес всего затвора равен 267 т. Вследствие наличия низко расположенного пояса коробчатой балки, выпор воды в лабораторных опытах сильно колебался, то значительно облегчая подъем затвора, то приводя к дополнительному увеличению подъемного усилия на 33 т.

Не поддающиеся определению случайные сопротивления (обледенение колес, привода и т. п.) были учтены увеличением расчетного подъемного усилия на 15%.

Подъем затвора осуществляется при помощи строенных цепей Галля с применением электрического вала для синхронного подъема затвора за оба конца. Укладка клапана требует 15 мин., а полный подъем всего затвора — 1 ч. 52 м. (при ручном приводе 51 час. при 8 рабочих).

В заключение следует отметить, что сопоставление новейших конструкций плоских затворов с клапаном (схемы III, IV и V) приводит к заключению, что наиболее совершенной конструкцией является затвор с треугольным поперечным сечением и клапаном с трубой, обеспечивающей его жесткость, но не являющейся его осью вращения (схема IV).

Такой тип затвора обладает наилучшими гидравлическими свойствами, предохраняющими конструкцию от вакуума (под струей, переливающейся через затвор или вытекающей из-под него), а следовательно от увеличения подъемного усилия и появления вибрации. Кроме того эта конструкция обладает большей жесткостью и относительно меньшим весом, чем коробчатый затвор (схема V), а также большей простотой и отсюда меньшей стоимостью изготовления. Однако при значительных пролетах (порядка 40 м и выше) применение затвора по схеме IV уже встречает конструктивные затруднения вследствие необходимости придания затвору большой толщины (в горизонтальном направлении), сопряжения низового пояса с наклонными балками под очень острым углом, увеличения размеров ниш быков и т. д.

§ 92. ПОДЪЕМНЫЕ УСТРОЙСТВА

Подъемные устройства плоских затворов применяются как стационарные, так и передвижные.

Стационарные механизмы обслуживают каждый затвор в отдельности и применяются при относительно небольшом числе затворов на плотине и отсутствии необходимости в передвижном кране для производства строительных работ и монтажа затворов, обслуживания примыкающей к плотине ГЭС, а также установки и разборки ремонтных заграждений плотины.

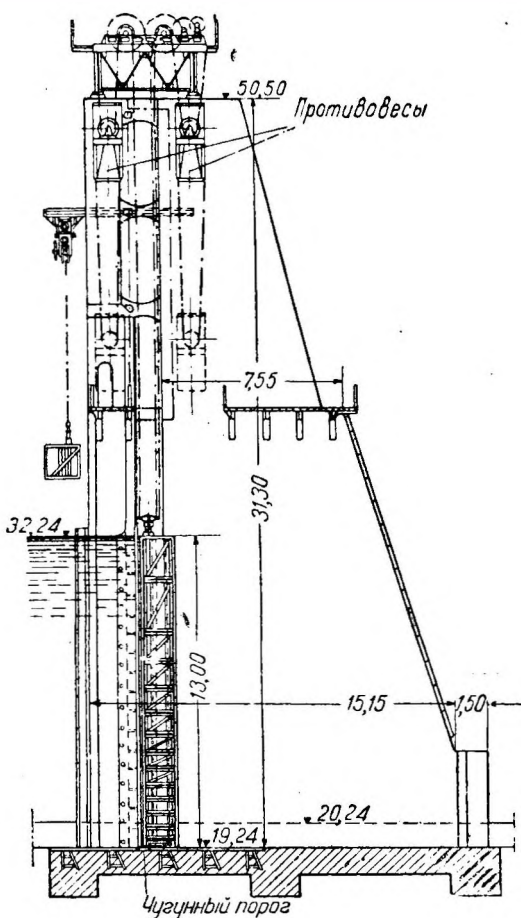
На большинстве современных плотин подъемные механизмы снабжены электромоторами, а также запасным ручным приводом. Скорость подъема плоских затворов при моторном приводе колеблется в пределах $0,2 \div 1,0$ м/мин, При ручном — $0,01 \div 0,3$ м/мин. Мощность мотора в лош. силах может быть определена по формуле:

$$N = \frac{Tv}{75 \cdot 60 \cdot \eta}, \quad (221)$$

где T — принятое подъемное усилие в кг;

v — скорость подъема затвора в м/мин;

η — суммарный коэффициент полезного действия механизма, равный примерно 0,6.

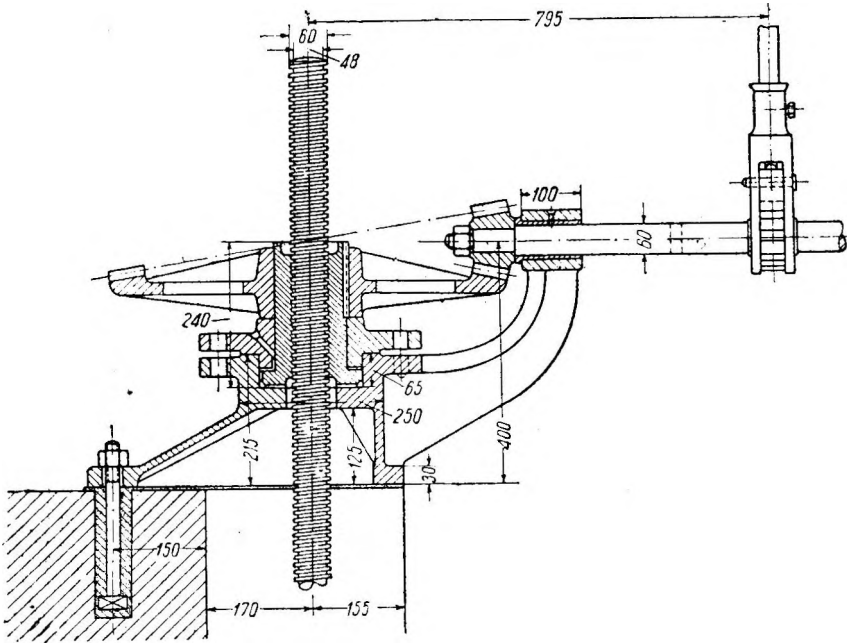


Фиг. 377. Подъемный механизм плоского затвора плотины Тюльер.

затвора. Противовесы уравнивают примерно 75% веса затвора, причем материалом для них служат чугун, железобетон, а для небольших

затворов — деревянные ящики, заполненные камнем. Схема подвешивания противовесов показана на фиг. 377 (плотина Тюльер на р. Дордонь во Франции).

Плоские затворы поднимаются за оба конца, причем тяги затвора могут быть двух типов: 1) гибкие — в виде цепей Галля, а для небольших затворов — тросов, 2) жесткие — в виде зубчатых или цевочных реек, применяемых для принудительного опускания затвора, если собственный вес последнего для этой цели недостаточен (например в скользящих затворах). Подъем и опускание небольших, особенно деревянных, затворов производятся при помощи штоков, наглухо соединенных с телом затвора и имеющих на верхнем конце винтовую нарезку, которая ходит в гайке, вращающейся при помощи ручного привода (фиг. 378); такой механизм,



Фиг. 378. Шпindelный подъемный механизм плоского затвора.

называемый шпindelным, применяется также и с моторным приводом в случае необходимости принудительной посадки затворов средних размеров.

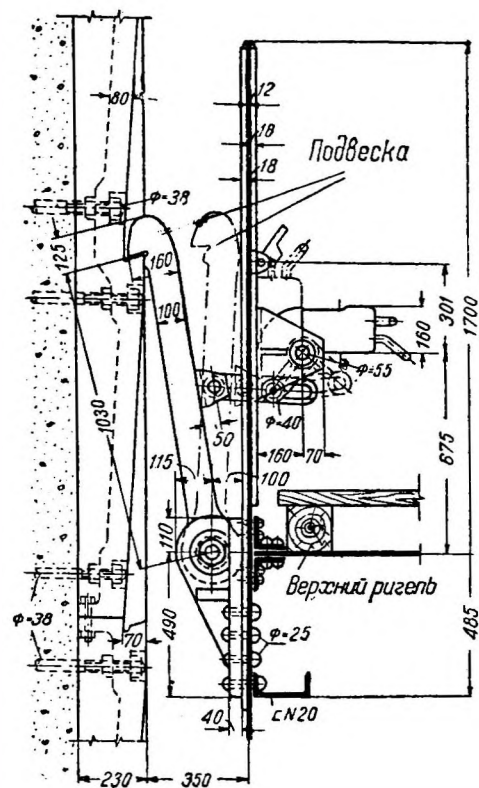
Гибкие и жесткие (кроме шпindelных) тяги шарнирно прикрепляются к опорным стойкам затвора, причем места прикрепления назначаются по возможности в вертикальной плоскости, проходящей через точку приложения равнодействующей всех вертикальных сил, действующих на затвор в начальный момент его подъема, в противном случае должен быть учтен соответствующий момент от эксцентричного прикрепления тяг.

В целях разгрузки тяг и освобождения подъемного механизма от веса затвора, особенно при значительных размерах последнего, нередко применяют устройства для подвески затвора в его промежуточных и конечном положениях (фиг. 379—затвор Стоinea на Днепроvской плотине).

Лебедки подъемного устройства располагаются в крытых помещениях, обычно на площадках быков, с тем, чтобы не нагружать служебный мостик. При небольших пролетах затвора мотор устанавливается на одном из быков с передачей оттуда на другой бык при помощи сквозного вала, причем один мотор может обслуживать попеременно затворы двух соседних пролетов (фиг. 380). Если каждый затвор обслуживается отдельным мотором, то обычно обеспечивается возможность включения исправного

мотора взамен выбывшего из строя мотора соседнего пролета. При больших пролетах затворов мотор располагается по середине служебного мостика с целью уменьшения длины передаточного вала (фиг. 381). Во избежание передачи значительных крутящих моментов применяют быстроходные валы. При значительных пролетах затворов—свыше 20—30 м — непосредственная механическая передача валом заменяется так называемым "электрическим валом", обеспечивающим синхронный подъем обоих концов затвора и автоматическое выключение движения при косом положении затвора.

На ряде современных больших плотин подъемные устройства затворов расположены в галереях, представляющих собой крытые служебные



Фиг. 379. Подвесное устройство затвора Стояна на Днепровской плотине.

мости. Такие мосты используются для передвижения крана, служащего для монтажа и ремонта затворов и их механизмов, а также для установки и разборки временных заграждений (фиг. 382).

Первая передача от мотора применяется червячная, остальные — зубчатые, иногда включается коническая передача. Механизмы снабжаются различными предохранительными приспособлениями: фрикционной муфтой, включаемой между мотором и червячной передачей в целях недопущения перегрузки привода, ограничителями хода, механическими и электромагнитными тормозами и т. п. В отдельных случаях применяют автоматическую связь движения затвора с подпорным горизонтом путем специальных поплавков в нишах быков, включающих при заданном горизонте подъемный механизм затвора. На ряде новейших плотин применено центральное управление механизмами затворов, например из здания гидростанции, примыкающего к плотине, причем возможно также и управление с места расположения механизма; пульт управления снабжен также указателями положения затворов.

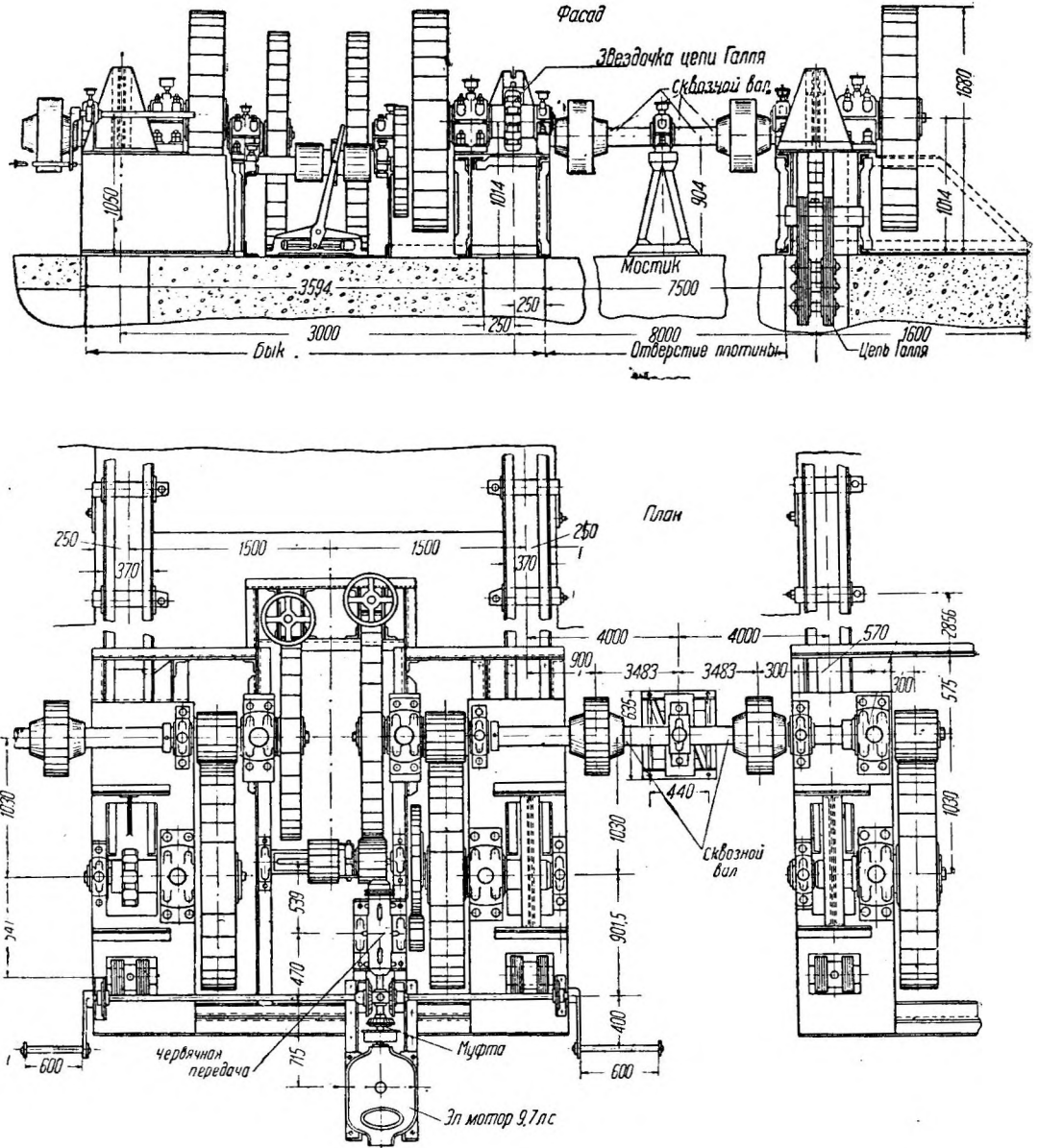
Заслуживает внимания проект главной плотины Чирчикской ГЭС (5 пролетов по 14X7 м, перекрываемых плоскими затворами с клапанами), где предусмотрена взаимная связь подъемных механизмов зонной блокировкой в целях исключения возможности полного подъема одного затвора при полном или частичном закрытии остальных пролетов во избежание размывающего действия мощной струи (см. гл. 7). Подъем затворов должен производиться параллельно — по зонам. В случае необходимости зонная блокировка может быть нарушена нажатием обходной кнопки на пульте центрального управления и восстановлена на любой высоте подъема затвора. Нажим обходной кнопки вызывает прекращение движения всех остальных затворов, и дальнейшее их движение может производиться также только при помощи обходной кнопки. Зонная блокировка восстанавливается при достижении затворами одного уровня.

Вес подъемных устройств одиночных плоских затворов, включая вес лебедок, их станин, передаточных валов, тяг и т. п., может быть опре-

делен для предварительных подсчетов по формуле А. Р. Березинского

$$Q = 0,1 T (3,5 + v) - 0,0005 T^2, \quad (222)$$

где Q — вес подъемных устройств в t ;
 T — принятое подъемное усилие в t ;
 v — скорость подъема затвора в m/min .

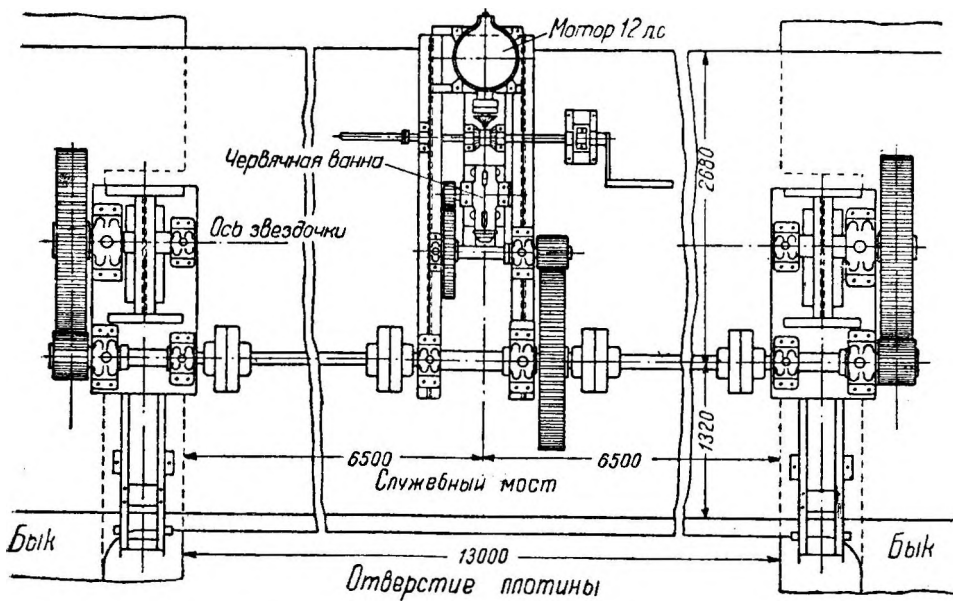


Фиг. 380.

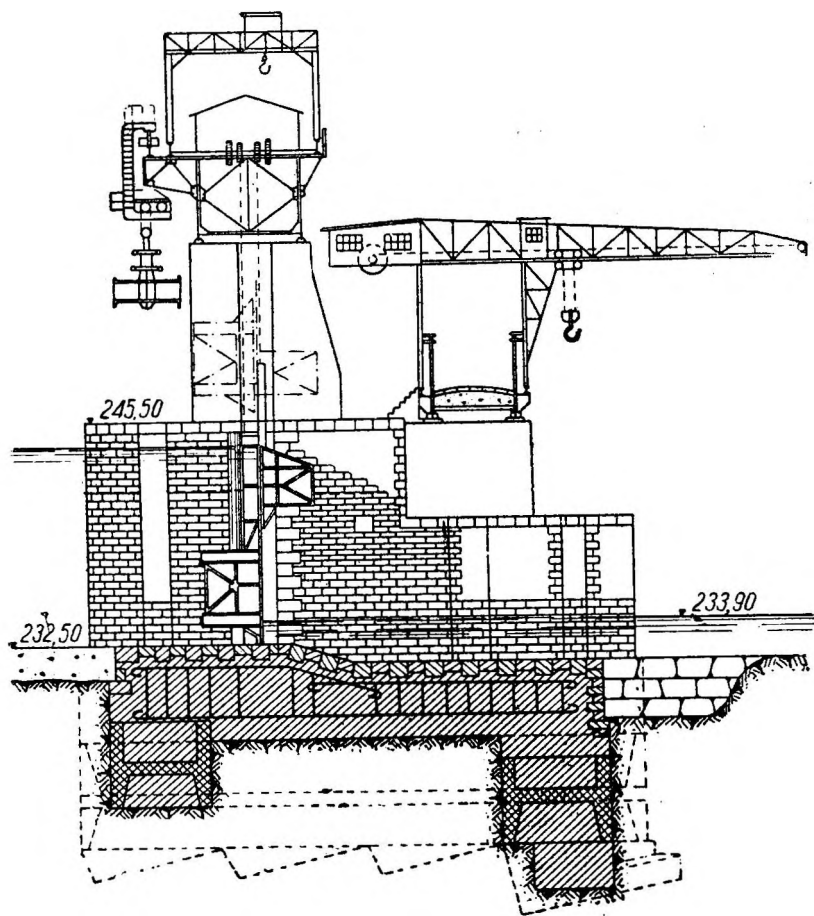
Для подъемных устройств затворов с клапаном или двоянных получаемый по этой формуле вес должен быть увеличен на 15—20%.

К подъемным механизмам двоянных затворов и затворов с клапаном предъявляются более сложные требования, чем к подъемникам одиночных

¹ А. Р. Березинский, Предварительное определение веса затворов и подъемных механизмов, "Гидротехническое строительство" № 5, 1936 г.

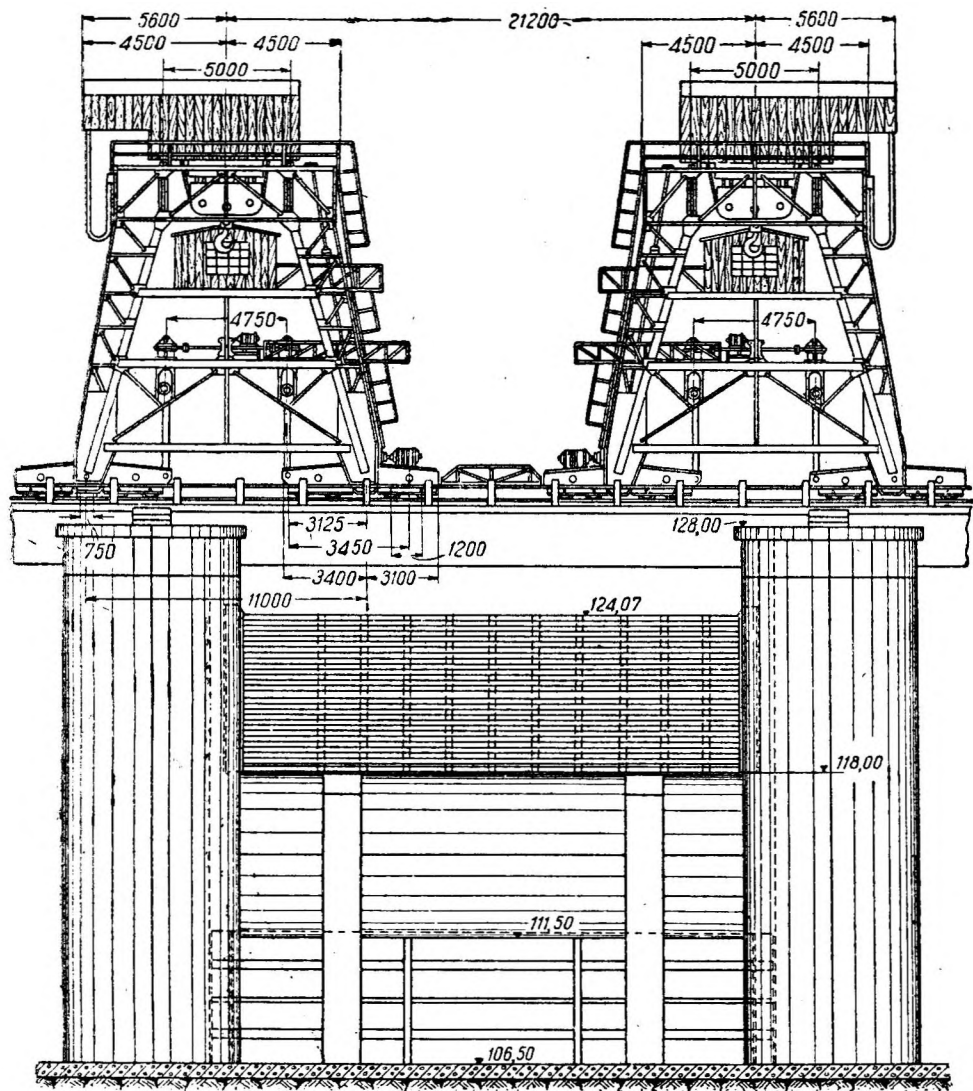


Фиг. 381.



Фиг. 382. Подъемные механизмы затворов плотины Кембс.

затворов, так как в этих случаях приходится маневрировать по существу не одним, а двумя затворами, в связи с чем в новейших конструкциях прибегают к блокировочным устройствам. Схема подвески сдвоенного затвора показана на фиг. 357. Конец цепи закреплён в станине лебедки, откуда цепь направляется к цепному колесу нижнего щита, затем поднимается на звездочку лебедки, огибает направляющий блок и при-



Фиг. 383. Подъемный кран плоских затворов Ивановской плотины канала Москва-Волга.

крепляется к верхнему щиту. Длина цепей рассчитана таким образом, что сначала опускается верхний щит, у нижнего же щита цепи натягиваются только после полного опускания верхнего щита. Сохраняя то же направление движения, лебедка поднимает тогда оба щита, причем нижний щит захватывает верхний при помощи специального захвата.

На Сюренской плотине на р. Сене (фиг. 364) верхний щит снабжен шпиндельным приводом для обеспечения возможности принудительного его опускания при наличии обледенения или других препятствий; нижний щит имеет цепной привод. Каждый щит имеет отдельную лебедку, причем лебедка верхнего щита работает только в пределах регулирования

подпорного горизонта верхним щитом, а затем выключается. При подъеме нижнего щита последний захватывает верхний щит.

Затворы с клапаном обычно снабжаются общим подъемным механизмом, что позволяет получить большой запас против расчетного усилия для подъема только одного клапана. Этот запас весьма уместен, так как клапан должен беспрепятственно преодолевать значительные сопротивления, точный учет которых затруднителен; применение же отдельного механизма для клапана существенно удорожило бы стоимость подъемных устройств и усложнило бы оперирование ими. Затворы с клапаном обычно могут быть подняты или опущены только при совершенно опущенном клапане. В случае необходимости подъема затвора при поднятом клапане предварительно должно быть установлено приспособление для закрепления клапана.

Передвижные подъемники применяются на плотинах с большим числом пролетов, при наличии необходимости установки тяжелых ремонтных заграждений; вместе с тем передвижные краны облегчают строительные работы, монтаж затворов и механизмов, а также их смену и могут быть использованы для обслуживания ГЭС. На фиг. 383 показан спаренный кран Ивановской плотины на Волге, обслуживающий 8 водосливных и 4 погруженных затвора. Каждый из двух кранов имеет грузоподъемность 150 т. Синхронный подъем обоих концов затвора обеспечивается наличием электрического вала.

Передвижной кран применен также для обслуживания 47 затворов Днепровской плотины.

§ 93. ХАРАКТЕРИСТИКА И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ПЛОСКИХ ЗАТВОРОВ

Применительно к основным требованиям, предъявляемым к плотинным затворам, свойства плоских затворов могут быть кратко охарактеризованы следующим образом:

1) Плоские затворы могут перекрывать отверстия значительных размеров, которые позволяют при невысоких надводных габаритах пропускать небольшие суда (например плотины Шату и Сюренская с пролетами 30,5 м); опускные затворы вовсе не стесняют габарита по высоте отверстия. Сброс бревен, льда и других плавающих тел возможен только при затворах сдвоенных, опускных или с клапаном; при этом потери воды — незначительны.

2) Точность регулирования подпорного горизонта вполне достаточна при условии сброса воды поверх затвора (затворы сдвоенные, с клапаном и опускные) и невелика при сбросах воды из-под затвора (одиночные подъемные затворы), поскольку даже небольшой подъем затвора вызывает значительное увеличение расхода воды.

3) Гашение энергии сбрасываемой воды получает более благоприятное разрешение при переливе воды поверх затвора или комбинированном сбросе воды поверх и из-под затвора (затворы сдвоенные и с клапаном). Донная струя нежелательна (одиночные подъемные затворы).

4) Фильтрационные потери минимальны в одиночных подъемных затворах и увеличиваются во всех остальных конструкциях. В опускных затворах трудно обеспечить надежность донного уплотнения.

5) В условиях наличия обильных наносов плоские затворы работают относительно удовлетворительно за исключением затворов опускных или с катковой тележкой Стоней, эксплуатация которых в этом случае вызывает ряд трудностей.

6) Зимняя служба плоских затворов в условиях сурового климата сопряжена с рядом трудностей, возникающих в результате обмерзания верхней грани затвора, уплотнений и опорных частей, что приводит к значительному увеличению подъемного усилия, а иногда и к невозможности поднять затвор. Сравнительно меньше затруднений причиняют за-

творы с небольшим числом крупных колес и с клапаном для зимнего регулирования, вращающимся на сплошной шарнирной оси, а также небольшие скользящие затворы. Применение в этих условиях затворов Стонея и двоярных не рекомендуется.

7) Быстрота действия, а также простота и безопасность маневрирования плоских затворов вполне удовлетворительны.

8) Жесткость затвора удовлетворительна. Доступность осмотра и ремонта подвижной части (кроме донных уплотнений в опускных затворах и катковых тележек Стонея) обеспечена. При наличии глубоких и узких пазов в быках осмотр и ремонт закладных частей затруднены.

9) Неблагоприятные гидродинамические воздействия и как их следствие вибрация плоского затвора, а также увеличение подъемного усилия могут достигать значительных размеров при несоблюдении соответствующих конструктивных положений.

10) Изготовление и монтаж плоских затворов не представляют особых трудностей, однако наличие клапана или катковой тележки усложняет работы.

11) Относительно меньшая стоимость свойственна одиночным затворам; наличие клапана удорожает конструкцию при одинаковых размерах примерно до 40%. Двоярные затворы занимают в отношении стоимости промежуточное положение.

12) Величина подъемного усилия и вес подъемных устройств относительно велики, особенно при затворах скользящих или с плохо работающей катковой тележкой, а также вообще при нерациональной с гидравлической точки зрения конструкции затвора или при необходимости зимней службы. Плоские затворы позволяют применить передвижные краны, могущие дать при соответствующих условиях значительную экономию в стоимости подъемных механизмов (особенно при большом количестве затворов).

13) Высота быков при одиночных затворах достигает значительных размеров (не менее $2,2 h$, где h — высота затвора), снижаясь при затворах двоярных и с клапаном.

14) Эксплуатация плоских затворов требует относительно небольших расходов.

Плоские затворы являются наиболее распространенным типом затвора. Наличие ряда разновидностей конструкции плоского затвора обеспечивает возможность применения этого типа для самых разнообразных условий эксплуатации. Современные (осуществленные) плоские затворы перекрывают отверстия пролетом до 41,7 м (при высоте 6,45 м) и высотой до 16 м (при пролете 17,3 м). Число плоских затворов на одной плотине достигает 130 (Ассуанская плотина на р. Ниле), имеется также ряд плотин с 50—100 затворами. Наиболее широко распространены в современной практике колесные затворы, скользящие же и катковые — в гораздо меньшей степени. Затворы с клапаном и двоярные благодаря ряду своих ценных свойств, применяются на многих новейших больших плотинах, несмотря на более высокую их стоимость.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 11

А. На русском языке

1. По общему списку — № 2, 5, 7, 9, 11, 12.
2. Березинский А. Р., Затворы гидротехнических сооружений СССР, 1936 г.
3. Г е б е л ь В. Г., Затворы гидротехнических сооружений, 1928 г.
4. Кулька Г., Металлические затворы плотин, пер. с немецкого под редакцией А. Р. Березинского, 1934 г.
5. Тарановский С. В. Щиты Стонея. Материалы к проекту Днепростроя проф. Александра, вып. III, 1927 г.
6. Технические условия и нормы проектирования металлических затворов, 1935 г.

Б. Иностранная

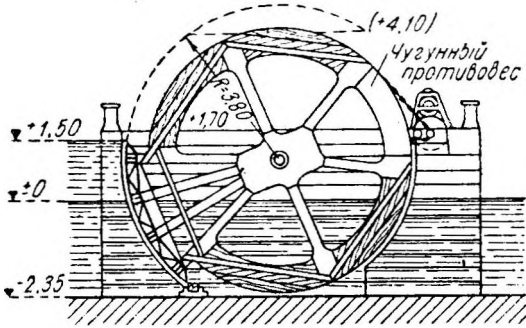
1. По общему списку — № 1, 2, 4, 5, 6, 7, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 18.

СЕГМЕНТНЫЕ ЗАТВОРЫ

§ 94. ПРИНЦИПЫ УСТРОЙСТВА И РАЗВИТИЕ ТИПА ЗАТВОРА

Сегментными затворами называются поворотные затворы с криволинейной (иногда плоской) обшивкой и двумя (иногда несколькими) ногами, вращающимися на горизонтальных осях, расположенных на быках (иногда на флютбете) плотины.

Впервые идея сегментных затворов (фр. — **vanne a segment**, нем. — **Segmentschutze**, англ. — **Tainter gate**) была реализована в 1853 г. на рукаве



Фиг. 384.

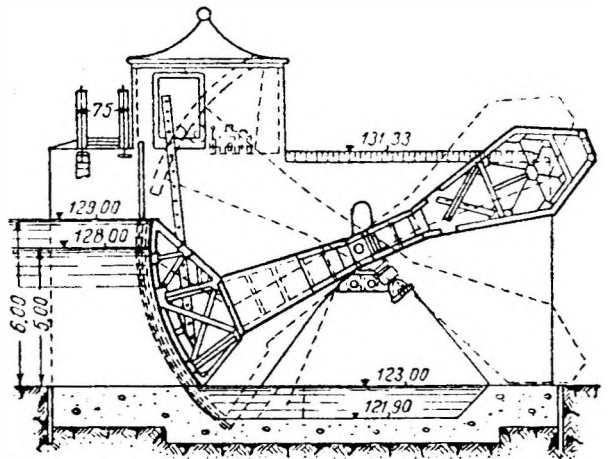
р. Сены по проекту известного французского инженера Поаре (Poiree), причем затворы перекрывали 4 отверстия пролетом по 4,26 м и высотой до 1 м. Дальнейшее развитие затворов связано с Тэйнтеном (1886 г.); в Америке сегментные затворы до сего времени носят имя Тэйнтена. Первые сегментные затворы, приближающиеся по своему виду к современным, были применены во Франции для защиты Ронского канала в Сетте от высоких вод р. Лез (фиг. 384). Эти затворы перекрывали 2 отверстия пролетом

по 6,6 м и высотой 3,85 м состояли из сегмента с прикрепленными к нему по концам двумя ногами, которые вращались на горизонтальных осях, расположенных с низовой стороны. На последние были насажены два круга, служившие для вращения затвора. С этого времени распространение сегментных затворов пошло быстрым темпом в европейской и особенно в американской практике.

Распространение сегментных затворов было обусловлено их наиболее ценным преимуществом, заключающимся в том, что благодаря форме обшивки в виде части круглого цилиндра, ось которого совпадает с осью вращения затвора, равнодействующая давления воды проходит через ось вращения затвора, поэтому при подъеме приходится преодолевать, пренебрегая ничтожной величиной сопротивления трения в цапфах, только собственный вес затвора.

Вначале сегментные затворы снабжались противовесами, уравновешивавшими значительную часть собственного веса затвора; таким образом подъемное усилие сводилось к минимальной величине, что позволило существенно увеличить размеры затворов.

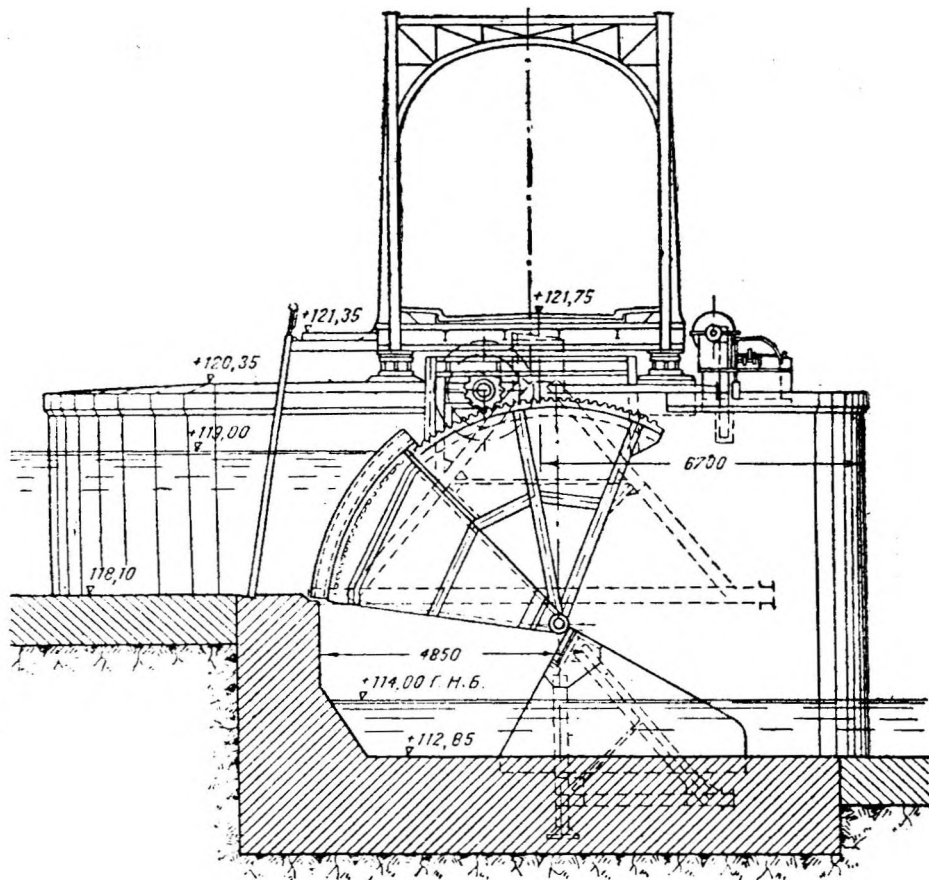
Развитие типа сегментного затвора пошло по линии усовершенствования конструкции и приспособления ее к повышавшимся с течением времени требованиям эксплуатации плотин. Так, в связи с необходимо-



Фиг. 385. Частично опускаемый сегментный затвор.

стью точного регулирования подпорного горизонта и сброса льда и плавающих тел без значительных потерь воды, в первом десятилетии текущего века появились сегментные затворы, частично опускающиеся в нишу флютбета (фиг. 385), а затем и полностью опускаемые (впервые запроектированные в 1909 г. для плотины у Дёрферден на р. Везер).

Например на плотине Бартельн на р. Одер (Германия) в 1916 г. был установлен опускающийся сегментный затвор, пролетом в 40 м при высоте 2,9 м, имевший три промежуточные и две крайние шарнирные опоры (наличие нескольких опор вообще характерно для опускающихся сегментных затворов), которые и передавали на флютбет давление воды, воспринимаемое затвором (фиг. 386).



Фиг. 386. Опускающийся сегментный затвор плотины Бартельн.

Однако конструкции частично и полностью опускающихся сегментных затворов, как это имело место и в отношении плоских затворов, большого распространения не получили (главным образом вследствие дороговизны устройства и трудности эксплуатации ниш в флютбете, ненадежности донного уплотнения и т. п.) и были вскоре вытеснены сегментными затворами с клапаном, предложенными Кулька; имеются также отдельные случаи применения сдвоенных (см. § 103) и строенных сегментных затворов.

§ 95. ДЕЙСТВУЮЩИЕ СИЛЫ

Основными действующими на сегментный затвор силами являются гидростатическое давление воды и собственный вес затвора. Рассмотрим две формы водоудерживающей стенки затвора: цилиндрическую и плоскую, причем расположение опор принимается в трех вариантах: выше подпорного горизонта, на одном уровне с ним и между горизонтами верхнего и нижнего бьефов.

1. СЕГМЕНТНЫЙ ЗАТВОР С ВОДОУДЕРЖИВАЮЩЕЙ СТЕНКОЙ, ОЧЕРЧЕННОЙ ПО ДУГЕ ОКРУЖНОСТИ

а) Ось вращения расположена выше подпорного горизонта

При обозначениях согласно фиг. 387а имеем горизонтальную составляющую давления верхнего бьефа:

$$P_в = 0,5 \gamma H_в^2 l, \quad (223)$$

где γ — объемный вес воды;

l — расчетный пролет затвора.

Ордината силы $P_в$ от подпорного горизонта:

$$h'_в = \frac{2}{3} H_в.$$

Вертикальная составляющая давления верхнего бьефа $V_в$ равна весу воды в объеме призмы с основанием $abcd$ и высотой l :

$$V_в = 0,5 \gamma r^2 l \left[\frac{\pi \varphi}{180} + 2 \sin \varphi_1 \cos \varphi_2 - 0,5 (\sin 2 \varphi_1 + \sin 2 \varphi_2) \right], \quad (224)$$

где r — радиус сегментного затвора.

Положение силы $V_в$ находится из условия равенства нулю суммы моментов сил $P_в$ и $V_в$ относительно оси вращения затвора.

Суммарное давление верхнего бьефа:

$$P'_в = \sqrt{P_в^2 + V_в^2}. \quad (225)$$

Сила $P'_в$ проходит через центр O круговой дуги водоудерживающей стенки.

Горизонтальная составляющая давления нижнего бьефа:

$$P_н = 0,5 \gamma H_н^2 l. \quad (226)$$

Вертикальная составляющая давления нижнего бьефа $V_н$ равна весу воды в объеме призмы с основанием $dec d$, и высотой l и находится аналогично $V_в$ путем замены углов φ_1 и φ соответственно через углы β_1 и β .

Положение сил $P_н$ и $V_н$ определяется аналогично предыдущему для давления верхнего бьефа.

Горизонтальная составляющая полного давления воды (верхнего и нижнего бьефов) на затвор:

$$P^i = P_в - P_н = 0,5 \gamma l (H_в^2 - H_н^2). \quad (227)$$

Вертикальная составляющая полного давления воды на затвор:

$$V' = V_в - V_н. \quad (228)$$

Ордината силы P' от подпорного горизонта:

$$h'_в = \frac{1}{3} \left(2 H_в - \frac{H_н^2}{H_в + H_н} \right).$$

Положение силы V' определяется аналогично силам $V_в$ и $V_н$.

Полное гидростатическое давление на затвор:

$$P = \sqrt{P^i{}^2 + V'^2}. \quad (229)$$

Сила P проходит через точку пересечения направлений сил P' и V' и центр O дуги водоудерживающей стенки.

б) Ось вращения расположена на уровне подпорного горизонта
(фиг. 387б)

Все силы определяются аналогично предыдущему случаю за исключением силы V_e , которая равна:

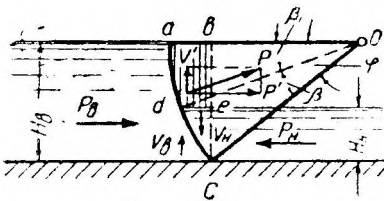
$$V_e = 0,5 \gamma r^2 l \left(\frac{\pi \varphi}{180} - \frac{\sin 2\varphi}{2} \right). \quad (230)$$

в) Ось вращения расположена между горизонтами верхнего и нижнего бьефов (фиг. 387в)

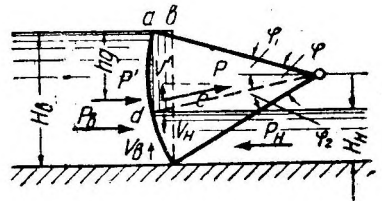
Все силы определяются аналогично случаю „а“, за исключением силы V_e , которая равна:

$$V_s = 0,5 \gamma r^2 l \left[\frac{\pi \varphi}{180} - 2 \sin \varphi_1 \cos \varphi_2 + 0,5 (\sin 2\varphi_1 - \sin 2\varphi_2) \right]. \quad (231)$$

В случае отсутствия давления нижнего бьефа, действующие силы определяются согласно вышеизложенному, только принимая $H_n = 0$.



Фиг. 387б.



Фиг. 387в.

2. СЕГМЕНТНЫЙ ЗАТВОР С ПЛОСКОЙ ВОДОУДЕРЖИВАЮЩЕЙ СТЕНКОЙ (фиг. 388).

В данном случае расположение оси вращения затвора не оказывает влияния на структуру формул для определения гидростатического давления, поэтому последние приводятся независимо от этого фактора.

Горизонтальная составляющая полного давления на затвор:

$$P' = P_v - P_n = 0,5 \gamma l (H_v^2 - H_n^2). \quad (232)$$

Вертикальная составляющая полного давления на затвор:

$$V' = V_v - V_n = 0,5 \gamma l (H_v^2 - H_n^2) \operatorname{tg} \beta. \quad (233)$$

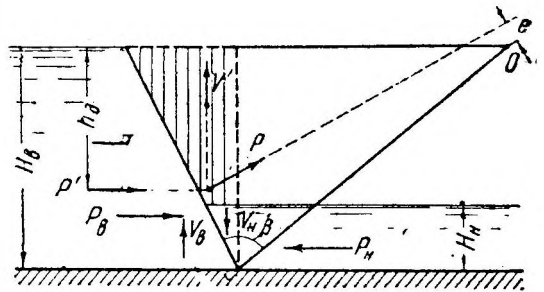
Ордината силы P' от подпорного горизонта:

$$h_d = \frac{1}{3} \left(2 H_v - \frac{H_n^2}{H_v + H_n} \right).$$

Полное гидростатическое давление на затвор:

$$P = \sqrt{P'^2 + V'^2}.$$

Сила P , в зависимости от положения оси вращения затвора, проходит относительно последней обычно с некоторым эксцентриситетом e .



Фиг. 388.

Приведенные выше величины гидростатического давления относятся к положению затвора, полностью закрывающего отверстие, т. е. при опоре его на флютбет. При подъеме затвора напор падает, причем гидростатическое давление переходит в гидродинамическое, т. е. уменьшается за счет потери давления на образование скорости. Таким образом расчетным для конструкции давлением является гидростатическое при условии, что

рациональные очертания и схема конструкции обеспечивают исключение возможности появления вредных гидродинамических воздействий в виде вакуума (см. § 96).

Собственный вес затвора определяется по спецификации, а для предварительных подсчетов и эскизного проектирования может быть принят для металлических затворов по эмпирическим формулам А. Р. Березинского ¹:

$$G = 0,15 F \sqrt[4]{\bar{F}} \text{ тонн} \quad (234)$$

или П. А. Ефимовича²:

а) для малых затворов:

$$G = 0,09 (l^2 h H_{\text{ц}})^{0,8} \text{ тонн}, \quad (235)$$

б) для больших затворов:

$$G = 0,052 (l^2 h H_{\text{ц}})^{0,8} \text{ тонн}, \quad (236)$$

где F —площадь затвора в свету в m^2 ;

l - пролет „ „ „ m ;

$H_{\text{ц}}$ — напор над центром затвора в m ;

h — высота затвора в m .

Остальные действующие силы определяются в соответствии с указаниями гл. 10.

§ 96. ОБЩАЯ СХЕМА ЗАТВОРА

Схема сегментного затвора и его общее очертание определяются четырьмя основными факторами: 1) очертанием обшивки, 2) положением оси вращения затвора, 3) радиусом сегмента и 4) расположением балок.

1. ОЧЕРТАНИЕ ОБШИВКИ

Характерным признаком сегментных затворов является круговая цилиндрическая форма обшивки. Эта форма обусловила название самого затвора и до сего времени является преобладающей в современных конструкциях. Цилиндрическая форма обшивки имеет весьма важное преимущество в том отношении, что давление воды как статическое, так и динамическое (присасывающее действие в случае появления вакуума) направлено по нормали к обшивке, и равнодействующая давления воды проходит через ось вращения затвора (при совпадении осей цилиндрической поверхности и вращения), т. е. при подъеме затвора не затрачивается работа на преодоление давления воды. Это свойство цилиндрической формы сохраняется при любых колебаниях подпорного горизонта относительно расчетного. Недостатком цилиндрической обшивки являются ее несколько большие конструктивная сложность и стоимость изготовления по сравнению с плоской. Указанным обстоятельством и объясняется применение плоской обшивки в некоторых современных сегментных затворах. Однако плоская обшивка не обеспечивает такой же четкости передачи давления воды и надежности определения подъемного усилия для различных положений затвора, как это имеет место при цилиндрической обшивке, и, что особенно важно, при больших размерах и ответственности затвора. Поэтому наиболее рациональной следует признать цилиндрическую форму обшивки.

2. ПОЛОЖЕНИЕ ОСИ ВРАЩЕНИЯ ЗАТВОРА

При назначении положения оси вращения сегментного затвора необходимо учитывать следующие требования:

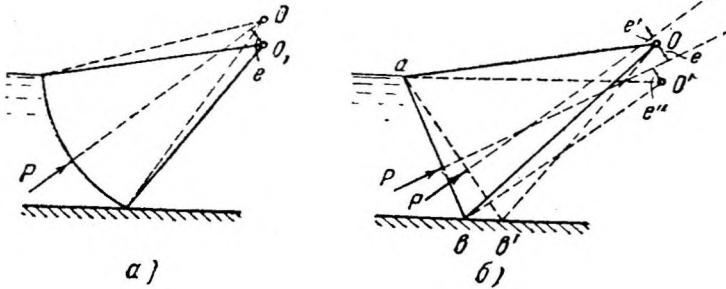
¹ А. Р. Березинский, Предварительное определение веса затворов и подъемных механизмов, "Гидротехническое строительство" 1936 г. № 5.

² П. А. Ефимович, Формулы для предварительного определения веса затворов разборчатых плотин, "Гидротехник" № 1, 1930 г.

а) Незатопляемость опорных частей водой в целях предохранения их от засорения взвешенными наносами и от повреждений при ледоходе и сбросе плавающих тел, а также в целях обеспечения доступности их осмотра и ремонта в любое время.

В соответствии с этим требованием ось вращения должна быть расположена над горизонтом воды. В плотинах с низким флютбетом (водослив с широким порогом) ось вращения должна быть назначена примерно на 0,5—1,0 м выше подпорного горизонта, в плотинах же практического профиля этот запас может быть снижен до нуля или даже быть отрицательным (расположение оси вращения ниже подпорного горизонта, но выше переливающейся струи).

б) Уменьшение подъемного усилия, особенно в начале подъема, когда желательно иметь резерв мощности на преодоление не поддающихся определению сопротивлений (примерзание и т. п.). Это требование приобретает особо существенное значение при наличии перелива через затвор и при появлении таким образом добавочной вертикальной нагрузки (затворы с клапаном) или при наличии только ручного привода.



Фиг. 389.

Для выполнения указанного требования равнодействующая давления воды должна проходить выше оси вращения O_1 , т. е. последняя должна быть смещена вниз от центра окружности цилиндрической обшивки O (фиг. 389, а).

При плоской обшивке (положение ab при эксцентриситете e) последней должен быть придан соответствующий наклон в сторону нижнего бьефа (положение ab' при эксцентриситете e') или должна быть соответственно перенесена ось вращения в точку O' при эксцентриситете e'' (фиг. 389, б).

Величина эксцентриситета равнодействующей давления воды относительно оси вращения - обычно небольшая и ограничивается главным образом из соображений устойчивости затвора на пороге и надежности донного уплотнения; кроме того следует также иметь в виду, что вызываемое эксцентриситетом ломаное очертание ног затвора (в вертикальной плоскости) вызывает в них дополнительные усилия, находящиеся в прямой зависимости от величины эксцентриситета.

Устойчивость затвора на пороге плотины определяется коэффициентом устойчивости, равным отношению моментов сил (относительно оси вращения), стремящихся закрыть и поднять затвор.

Момент, стремящийся закрыть затвор, т. е. прижать его к порогу, определяется (при отсутствии противовесов) из выражения (фиг. 390):

$$M_1 = Gs \cos \left(\varphi' + \frac{|\varphi|}{2} \right) + P' (h_0 + a), \quad (237)$$

где G — вес затвора;

s — расстояние центра тяжести от оси вращения затвора, которое для предварительных подсчетов может быть принято $s = 0,8 r$;

P' — горизонтальная составляющая полного давления воды на затвор;
 h_d — ордината силы P' от подпорного горизонта;
 a — возвышение оси вращения над подпорным горизонтом.
 Момент, стремящийся поднять затвор, равен:

$$M_2 = V' \cdot m + V_1 \cdot n, \quad (238)$$

где V' — вертикальная составляющая полного давления воды на затвор;
 m — плечо силы V' относительно оси вращения затвора;
 V_1 — давление воды (снизу вверх) на брус донного уплотнения, равное $V_1 = \gamma b l H_e$ (γ — объемный вес воды, b — ширина бруса, l — пролет затвора);
 n — плечо силы V_1 относительно оси вращения затвора.

Устойчивость сегментного затвора на пороге определяется из условия:

$$K = \frac{M_1}{M_2} \geq 1,25. \quad (239)$$

Надежность донного уплотнения определяется из условия:

$$\frac{Q}{V_1} \geq 1,25, \quad (240)$$

где Q — сила, с которой донный брус должен давить на порог.

Величина Q может быть определена из условия равновесия затвора при опирании

его на порог, т. е. из условия равенства нулю момента всех сил, включая реакцию Q , относительно оси O (фиг. 390):

$$M = V' \cdot m + Q \cdot n - Gs \cos\left(\varphi' + \frac{\varphi}{2}\right) - P'(h_d + a) = 0, \quad (241)$$

отсюда:

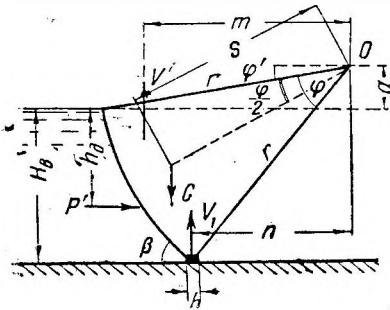
$$Q = \frac{Gs \cos\left(\varphi' + \frac{\varphi}{2}\right) + P'(h_d + a) - V' \cdot m}{n} \geq 1,25 \gamma H_e b l. \quad (242)$$

При коэффициентах, не гарантирующих устойчивость затвора на пороге и надежность донного уплотнения, приходится прибегать к смещению оси вращения вверх от центра окружности цилиндрической обшивки O (фиг. 389, а), хотя подъемное усилие при этом увеличивается.

в) Предохранение затвора от давления на него отложившихся наносов или льда. Для того чтобы при подъеме затвора все точки обшивки перемещались в сторону нижнего бьефа, не испытывая давления от наносов или льда, центр вращения затвора должен быть смещен несколько вниз от центра окружности цилиндрической обшивки. Такое расположение оси вращения уменьшает устойчивость затвора на пороге и надежность донного уплотнения, но зато уменьшает и подъемное усилие. При этом конечно обязательно соблюдение условий, рассмотренных в предыдущем пункте.

г) Обеспечение не слишком острого угла β , образуемого нижним краем затвора с порогом (фиг. 390), что нежелательно по гидравлическим (появление присасывающего действия) и конструктивным (увеличение высоты обшивки и т. п.) соображениям. Поэтому расположение оси вращения следует увязывать (в смысле ограничения возвышения ее над порогом плотины) с требованием получения благоприятного очертания обшивки, а также приемлемой длины ног затвора.

д) Получение не слишком большой вертикальной составляющей давления воды на опорные шарниры, затрудняющей закрепление послед-



Фиг. 390.

них в кладке, а также неблагоприятно отражающейся на работе быка. Эта вертикальная составляющая убывает при уменьшении возвышения оси вращения над порогом плотины.

Таким образом положение оси вращения затвора выбирается на основании рассмотрения ряда требований, которые должны быть увязаны с конкретными конструктивными и эксплуатационными условиями проектируемого затвора.

3. РАДИУС СЕГМЕНТА

При выборе радиуса, которым описывается обшивка сегментного затвора, следует иметь в виду, что величина радиуса отражается на работе ног и опор затвора, весе конструкции, величине подъемного усилия, размерах быков.

Можно привести следующие общие соображения:

а) Минимальная величина радиуса желательна с точки зрения получения меньшей длины быков, облегчения работы ног затвора и уменьшения веса последнего.

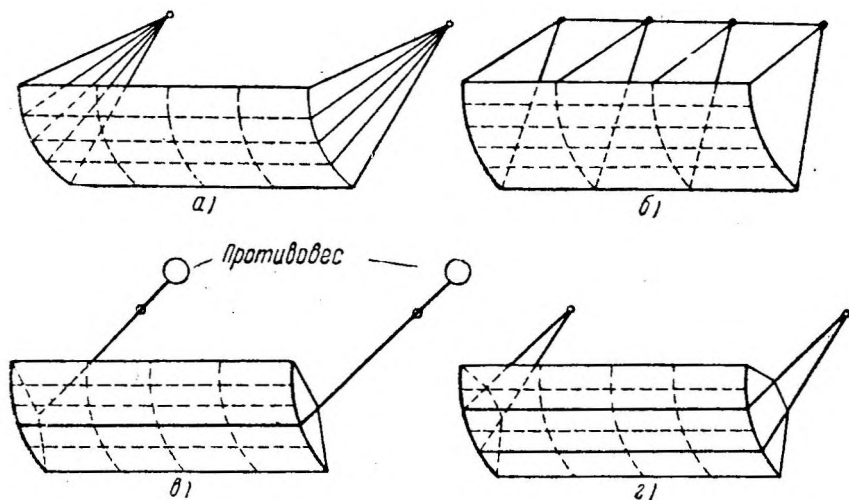
б) Максимальная величина радиуса желательна из соображений получения меньшей величины подъемного усилия, меньшей величины вертикальной составляющей давления воды на опорные шарниры, увеличения надводных габаритов в судоходных отверстиях.

Величина радиуса цилиндрической обшивки составляет обычно от $1,2h$ до $1,5h$, а при повышенной оси вращения — от $1,5h$ до $2,5h$, где h — высота затвора. В затворах с плоской обшивкой радиус (точнее длина ног) берется обычно большим, чем в затворах с цилиндрической обшивкой.

В некоторых случаях в нижней части вододерживающей стенки берется другой (меньший) радиус, чем в верхней части, с целью изменения направления равнодействующей давления воды (фиг. 395) для уменьшения подъемного усилия.

4. РАСПОЛОЖЕНИЕ БАЛОК

Давление воды на обшивку передается несущей конструкции при помощи вспомогательных балок. При этом могут иметь место три основные схемы конструкции:



Фиг. 391.

а) Затвор имеет ряд горизонтальных вспомогательных балок, опирающихся только на две крайние вертикальные секторные фермы, передающие давление воды на две короткие оси вращения у быков (фиг. 391, а).

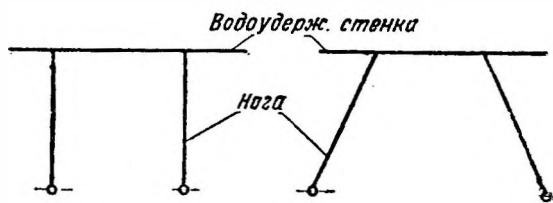
б) Затвор имеет ряд горизонтальных вспомогательных балок, которые опираются на несколько вертикальных секторных ферм, передающих давление воды на ось вращения (последняя идет через весь пролет) (фиг. 391, б).

в) Затвор имеет одну (фиг. 391, в) или две (фиг. 391, з) П-образные рамы, на которые опираются стойки и вспомогательные горизонтальные балки. Рамы передают давление воды на две короткие оси вращения у быков.

Первая схема (фиг. 391, а) осуществлялась в начальный период распространения сегментных затворов и в настоящее время имеет ограниченное применение, (в небольших затворах).

Вторая схема (фиг. 391, б) получила применение только в отдельных случаях, преимущественно при закрытии донных отверстий.

Третья схема — с одной П-образной рамой (фиг. 391, в) — была предложена в 1906 г. на конкурсе разборчатых плотин в Австрии. Эта конструкция характеризуется наличием жестких ног, несущих на одном конце водоудерживающую стенку, а на другом (по другую сторону опорного шарнира) — противовесы. Однако, как показал опыт эксплуатации такого затвора (плотина Бранденбург), последний подвержен кручению вследствие



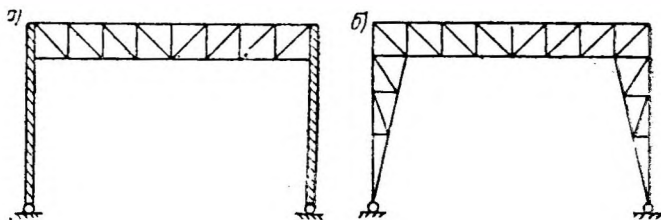
Фиг. 392.

эксцентричного приложения нагрузки (несовпадения равнодействующей давления с плоскостью рамы). Затвор оказался недостаточно жестким: обнаружилось искривление затвора вследствие слабого сопротивления его кручению, верхняя консоль стоек изогнулась в сторону верхнего бьефа, нижняя — в сторону нижнего бьефа, нарушилось донное уплотнение. Эти обстоятельства привели в дальнейшем к отказу от однопортальной схемы и переходу к более совершенной двухпортальной конструкции.

Двухпортальная конструкция (фиг. 391, г), получившая в современных сегментных затворах самое широкое распространение, обеспечивает определенность в передаче давления воды от водоудерживающей стенки на опорные шарниры и жесткость затвора. Из разновидностей двухпортальной схемы следует отметить консольные конструкции (фиг. 392), позволяющие существенно облегчить главные ригели, а также затворы с противовесами на хвостовой части ног (по другую сторону опорного шарнира).

Ноги сегментных затворов (концевые опоры) устраиваются в виде плоских (фиг. 393, а) или пространственных (фиг. 393, б) ферм. В последнем случае они обладают большей жесткостью, но зато создают и больший распор на быки. При больших пролетах обычно применяются жесткие ноги в виде пространственных ферм (фиг. 393, б).

Главные ригели двухпортальной конструкции располагаются по высоте затвора аналогично ригелям плоского затвора, т. е. из условия их равнонагруженности, каковая достигается размещением двух главных ригелей на равном расстоянии от точки приложения равнодействующей давления воды. При этом конечно должны быть учтены гидравлические (удаление нижнего ригеля от низа затвора во избежание появления при-



Фиг. 393.

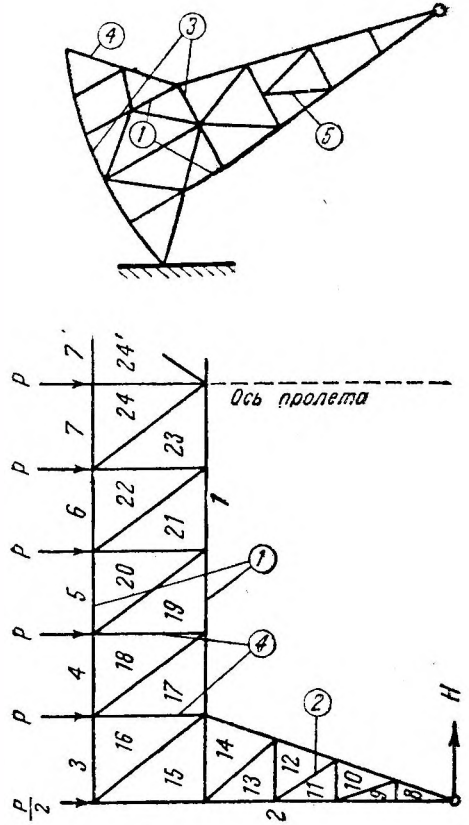
боднолежащие на двух опорах и нагруженные равномерно распределенной нагрузкой с площади двух соседних полупанелей.

2. Обшивка *о* прикрепляется к неразрезным обрешетинам *б*, которые опираются на разрезные стойки *в*, а последние — на главные ригели *а*. (фиг. 396, б).

3. Обшивка *о* прикрепляется к неразрезным стойкам *в* и разрезным обрешетинам *б*. Стойки *в* опираются на главные ригели *а* (фиг. 396, в).

4. Обшивка *о* прикрепляется к неразрезным обрешетинам *б*, которые опираются на неразрезные стойки *в* (фиг. 396, г), последние в свою очередь опираются на главные ригели *а*.

Сопоставляя описанные схемы, можно указать их следующие достоинства и недостатки. Первая схема позволяет применять прокатные балки в качестве обрешетин и изменять их высоту в соответствии с приходящими на них нагрузками. Так как обшивка связана непосредственно с главными ригелями, то ее смена и ремонт вызывают необходимость нарушения сечения главных ригелей, что конечно нежелательно. Основным достоинством второй схемы является отсутствие указанного недостатка; однако здесь необходима постоянная высота обрешетин, каковая достигается применением или одинакового прокатного профиля или клепаных балок с переменным сечением пояса, причем оба эти варианта конечно менее экономичны, чем в первой схеме. Правда, расположение стыков обшивки здесь не связано с главными ригелями, как в первой схеме, что позволяет легче маневрировать длинами листов. Третья схема не имеет указанных недостатков первых двух схем, так как обшивка не связана с главными ригелями, обрешетины могут быть приняты переменного сечения из прокатных профилей, к тому же применение неразрезных консольных стоек дает экономичную конструкцию. Четвертая схема имеет по сравнению с третьей серьезные недостатки: громоздкость конструкции и необходимость постоянной высоты обрешетин.



Фиг. 397.

Исходя из приведенных соображений, следует признать наиболее рациональными первую (фиг. 394) и третью схемы; при применении деревянной обшивки из горизонтальных досок целесообразна третья схема (фиг. 395).

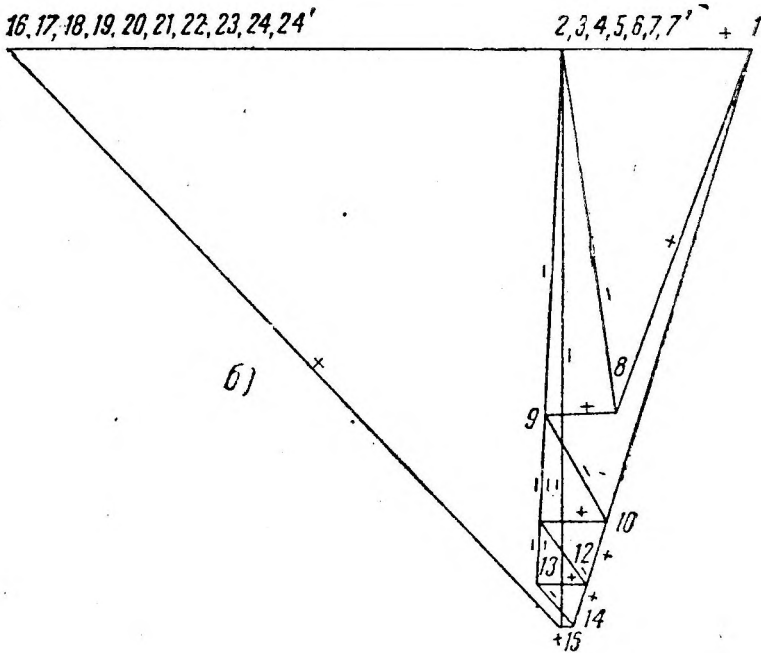
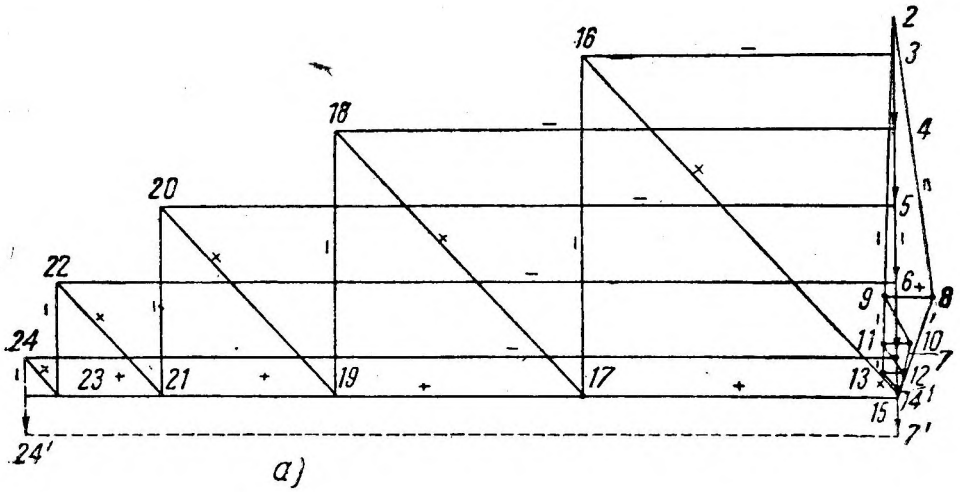
Распределение, расчет и конструирование вспомогательных балок сегментных затворов (с цилиндрической и плоской обшивкой) производятся аналогично плоским затворам (гл. 11).

Главные балки современных двухпортальных сегментных затворов состоят из ригелей этих порталных рам и связанных с ними двух стоек рам, иначе говоря, ног затвора, располагаемых под некоторым углом к горизонту.

Пространственная система обычной конструкции сегментного затвора может быть разбита на плоскостные фермы (фиг. 397): а) ригелей *1* и ног *2*, образующих две порталные рамы — верхнюю и нижнюю;

б) вертикальные фермы *4*, пояса которых одновременно служат стойками

подъемных ферм; в) две подъемные фермы 3—передняя и задняя, с параллельными поясами и раскосным заполнением; г) две опорные фермы 5, пояса которых служат одновременно внешними поясами ног верхней и нижней порталных рам.



Фиг. 3986.

Расчет порталных рам производится по следующей схеме. Прежде всего выбирается схема заполнения решетки сквозной порталной рамы (обычный тип рам дан на фиг. 397) и определяются геометрические размеры всех элементов рамы. Для определения полной нагрузки на раму равнодействующая давления воды разлагается на две составляющие — по направлению верхней и нижней порталной рамы; большей частью обе

рамы получают одинаковую нагрузку. В соответствии с величиной равномерно распределенной нагрузки на 1 пог. м портала и величиной панели ригеля определяются силы P , приложенные в узлах его верхнего пояса. Портальная рама является статически неопределимой стержневой системой. Под действием вертикальной нагрузки от давления воды (действующей в плоскости рамы) при обеих неподвижных опорах рамы возникают не только вертикальные, но и горизонтальные реакции. Лишние стержни отбрасываются и заменяются горизонтальными силами. Рассматриваются два состояния системы и строятся две диаграммы Кремоны для определения усилий s_0 от вертикальных нагрузок и усилий s' , вызываемых горизонтальными силами. Диаграммы строятся для единичных сил: вертикальных, приложенных в узлах верхнего пояса ригелей и равных $p_0=1m$ (фиг. 398, а — для рамы, изображенной на фиг. 397), и горизонтальных сил $H_0 = 1m$, приложенных у опор портала и направленных внутрь пролета (фиг. 398, б). Величины усилий в стержнях, полученные из диаграмм Кремоны, проверяются аналитически — по методу Риттера.

На основе начала наименьшей работы величины сил распора H от гидростатического давления определяются из уравнения:

$$H = \frac{\sum S_0 \cdot s' \cdot \rho}{\sum s'^2 \rho}, \quad (243)$$

где S_0 —усилие в стержне от вертикальных сил, равное $s_0 \cdot P$;
 s' —усилие в стержне от горизонтальных сил $H_0 = 1 m$;

$\rho = l/EF$ (здесь: l — расчетная длина стержня; F —площадь сечения стержня; E —модуль упругости стали, равный 2100000 кг/см^2)

Суммарное усилие в стержне от гидростатического давления будет равно:

$$S_0 + S' = s_0 P + s' H. \quad (244)$$

Величина сил распора H_t , вызываемого колебаниями температуры, определяется из уравнения:

$$H_t = \frac{\alpha_t \cdot \Delta t \cdot L \cdot E}{2 \sum s'^2 \cdot \rho}, \quad (245)$$

где α_t — коэффициент линейного расширения стали, равный 0,000012;

Δt — амплитуда колебаний температуры (обычно $40—50^\circ$);

L — пролет портальной рамы;

Остальные обозначения — прежние.

Усилие в стержне от распора, вызываемого колебанием температуры:

$$S_t = s' \cdot H_t. \quad (246)$$

Таким образом суммарное усилие в стержне от гидростатического давления и действия температуры равно:

$$S = S_0 + S' \pm S_t = s_0 P + s' H \pm s' H_t. \quad (247)$$

При этом усилие от действия температуры берется с тем знаком (повышение или понижение температуры), при котором абсолютная величина суммарного усилия S будет наибольшей.

Все данные для вычисления усилий в стержнях сводятся в таблицу по форме табл. 34. При расчете верхнего пояса ригелей следует учитывать и местный изгиб от давления воды, если обшивка прикреплена непосредственно к ригелям.

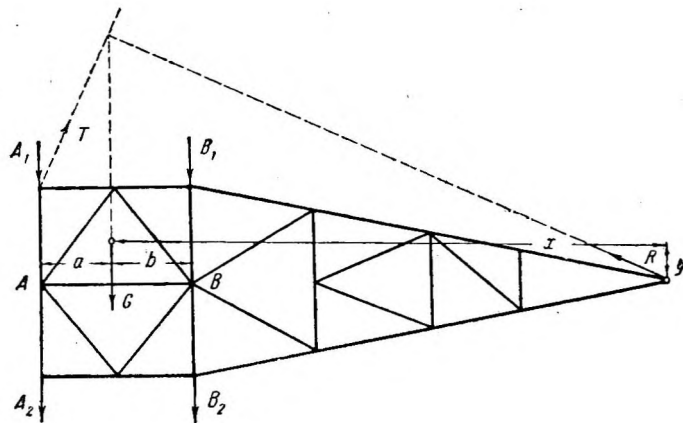
Вертикальные фермы располагаются в узлах ферм главных ригелей и воспринимают ту же нагрузку, что и эти узлы, т. е. при двух равнонагруженных ригелях $2P$.

№ стержня	Расчетная длина стержня l	Площадь сечения F	$\rho = \frac{l}{EF}$	s_0 ($P_0 = 1 \text{ m}$)	$S_0 = s_0 \cdot P$ ($P = \dots \text{ m}$)	s' ($H_0 = \dots 1 \text{ m}$)	$s'^2 \cdot \rho$	$S_0 \cdot s' \cdot \rho$	H	$S' = s' \cdot H$	$S_0 + S'$	H_t	$\pm S_t = s' \cdot H_t$	$S = S_0 + S' \pm S_t$

Указанная нагрузка распределяется по узлам верхнего пояса вертикальной фермы, считая последний как балку, лежащую на двух опорах (ригелях) и нагруженную искомыми силами, приложенными в узлах. Затем обычным путем строится диаграмма Кремоны для определения усилий в стержнях вертикальной фермы. Кроме того учитывается местный изгиб стержней верхнего пояса фермы, если к нему непосредственно прикреплена обшивка.

Подъемные фермы располагаются в плоскостях верхнего и нижнего поясов главных ригельных ферм, так что последние одновременно являются и поясами подъемных ферм. Поэтому напряжения в поясах ферм, возникающие от гидростатического давления, суммируются с напряжениями, возникающими от собственного веса затвора. Положение центра тяжести затвора определяется из таблицы, где приведены веса всех отдельных

элементов подвижной части затвора и их ординаты x и y относительно центра вращения, откуда ординаты центра тяжести затвора получаются равными:



Фиг. 399

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= \frac{\sum gx}{\sum g} \\ y_0 &= \frac{\sum gy}{\sum g} \end{aligned} \right\} (248)$$

Для предварительных расчетов, как уже указывалось в § 96,

можно принимать, что центр тяжести затвора находится на биссектрисе центрального угла φ (фиг. 390) в расстоянии $0,8 r$ от центра вращения.

Определив положения центра тяжести затвора, вес последнего можно распределить на переднюю и заднюю подъемные фермы по закону рычага

($A = G \cdot b/a + b$; $B = G \cdot a/a + b$; см. фиг. 399), а затем и по узлам этих

ферм. Далее для каждой фермы строится диаграмма Кремоны и определяются усилия в стержнях фермы.

Опорные фермы образуются из внешних поясов ног порталных рам и решетчатого заполнения. Нагрузками являются реакции подъемных

Минимальный момент инерции I_{\min}	Минимальный радиус инерции r_{\min}	Гибкость $\frac{l}{r}$	Коэффициент продольного изгиба φ	Площадь ослабления закл. отверстия ΔF	Площадь сечения стержня нетто F_n	Напряжения			
						от гидростатического давления $S_0 + S'$		от гидростатического давления + действия температуры $S_0 + S' \pm S_t$	
						при расчете			
						на прочность	на устойчивость	на прочность	на устойчивость

ферм A и B (фиг. 399). Полагают, что они передаются в верхние и нижние узлы опорной фермы:

$$A_1 = A_2 = \frac{A}{4}; \quad B_1 = B_2 = \frac{B}{4}. \quad (249)$$

В положении затвора, приподнятого над порогом, опорными реакциями являются натяжение цепи T и реакция опорного шарнира R . Расчет опорных ферм производится для начального момента подъема, причем берется наиболее неблагоприятный случай — вода над порогом плотины отсутствует (периоды монтажа или ремонта за ограждениями). На основе этих исходных данных строится диаграмма Кремоны и определяются усилия в стержнях опорных ферм.

Следует заметить, что конструкция сегментного затвора подвергается скручиванию, вызываемому действием собственного веса, вследствие несовпадения центров тяжести всего затвора и той его части, которая опирается на ноги, а также действием давления воды при прохождении равнодействующей давления эксцентрично относительно оси вращения, особенно если имеет место вертикальное давление переливающегося через затвор слоя воды. Скручивающие усилия достигают значительной величины при одностороннем приводе и в этом случае подлежат обязательному учету. При двухстороннем же приводе, особенно если вертикальные нагрузки воспринимаются только двумя крайними ногами (без промежуточных опор), скручивание ограничивается незначительными размерами.

Учет в расчете затвора остальных (кроме давления воды и собственного веса) нагрузок производится в соответствии с указаниями гл. 3 и 10.

Выше была приведена схема расчета наиболее часто применяемой рамной бесконсольной конструкции. В случае применения консольных рам (фиг. 392) меняется только статическая схема расчета.

Конструирование элементов главных и вспомогательных балок сегментных затворов производится в общем согласно указаниям гл. 10. При выборе сечений ног затвора следует учитывать, что жесткие ноги рамы разгружают ригель и увеличивают распор, и наоборот. При этом необходимо стремиться к тому, чтобы распор (главным образом от давления воды, так как действие температуры в этом отношении сравнительно невелико) оставался в таких пределах, которые практически не играли бы никакой роли при определении размеров быков плотины.

В настоящее время порталные рамы в большинстве случаев (при пролетах свыше $10 \div 12$ м) конструируют из сквозных ферм, причем для ригеля принимают фермы с параллельными поясами (таврового или коробчатого сечения) и высотой, равной примерно $\frac{1}{7} \div \frac{1}{10}$ пролета. Длину

панелей назначают около $0,7 \div 1,0$ высоты фермы, но не более $1,5 \div 2,0$ м. Система решетки принимается раскосная или стоечно-раскосная. Ногам придают треугольную форму с вершиной у опор. Стойки и обрешетины в зависимости от величины нагрузки конструируют из простых (швеллеры, двутавры) или составных двутавровых сечений. При применении сплошных ригелей и ног первым придают обычно двутавровое сечение, вторым — коробчатое или также двутавровое сечение.

Конструкция деревянного сегментного затвора представлена на фиг. 400 (водоспуск Беломорско-Балтийского канала им. Сталина).

§ 99. СВЯЗИ

В наиболее распространенной двухпортальной конструкции сегментного затвора связями служат решетчатые заполнения передней (при деревянной обшивке) и задней подъемных ферм 3, ряда вертикальных ферм 4 и двух опорных ферм 5 (фиг. 397). Благодаря этим стержням обе порталные рамы приводятся во взаимную жесткую связь как в вертикальных плоскостях, параллельных течению, так и в перпендикулярных к нему. Расчет этих связей, как элементов указанных выше ферм, производится согласно указаниям, данным в § 98. Сечения стержней конструируют из одиночных или парных уголков, а также из швеллеров.

§ 100. ОПОРНЫЕ ЧАСТИ

Опорные части сегментных затворов в большинстве случаев состоят из двух шарниров (валы на всю длину пролета или несколько опорных шарниров встречаются чрезвычайно редко), которые воспринимают нагрузку от ног затвора, передают ее на быки или устои и обеспечивают вращение пролетного строения затвора.

Определение сил, действующих на опорные шарниры, производится для нескольких характерных положений затвора.

Положение I. Затвор опирается на порог; тяговые цепи не натянуты. Действующие силы ¹:

- 1) собственный вес затвора G с плечом g относительно оси вращения;
- 2) горизонтальная составляющая полного давления воды на затвор P' ;
- 3) вертикальная составляющая полного давления воды на затвор V' (направлена вверх);
- 4) реакция порога флютбета K с плечом k относительно оси вращения;
- 5) вертикальная реакция оси шарнира V_0 ;
- 6) горизонтальная „ „ „ P_0 .

Реакция K находится из условия $\Sigma M = 0$:

$$Kk - Gg = 0; \quad Kk = Gg; \quad K = \frac{Gg}{k}. \quad (250)$$

Вертикальная реакция оси шарнира V_0 находится из условия $\Sigma Y = 0$:

$$V' + K + V_0 - G = 0; \quad V_0 = G - V' - K. \quad (251)$$

Горизонтальная реакция оси шарнира P_0 находится из условия $\Sigma X = 0$:

$$P' - P_0 = 0; \quad P_0 = P'. \quad (252)$$

Положение II. Затвор чуть приподнят над порогом; тяговые цепи натянуты. Из упомянутых действующих сил исключается реакция K , но добавляется усилие в цепях T с плечом t .

¹ В предположении цилиндрической обшивки, центр окружности которой совпадает с центром вращения затвора, расположенным над потоком.

В этом случае

$$V_0 = G - V' - T \quad (253)$$

и

$$P_0 = P', \quad (254)$$

причем

$$T = \frac{Gg}{t}. \quad (255)$$

Положение III. Затвор поднят над потоком; тяговые цепи натянuty. Действующие силы

- 1) собственный вес затвора G с плечом g' относительно оси вращения;
- 2) усилие в цепях T' с плечом t' ;
- 3) вертикальная реакция оси шарнира V_0' ;
- 4) горизонтальная реакция оси шарнира P_0' .

В этом случае

$$V_0' = G - T' \quad (256)$$

и

$$P_0' = 0, \quad (257)$$

причем

$$T' = \frac{Gg'}{t'}. \quad (258)$$

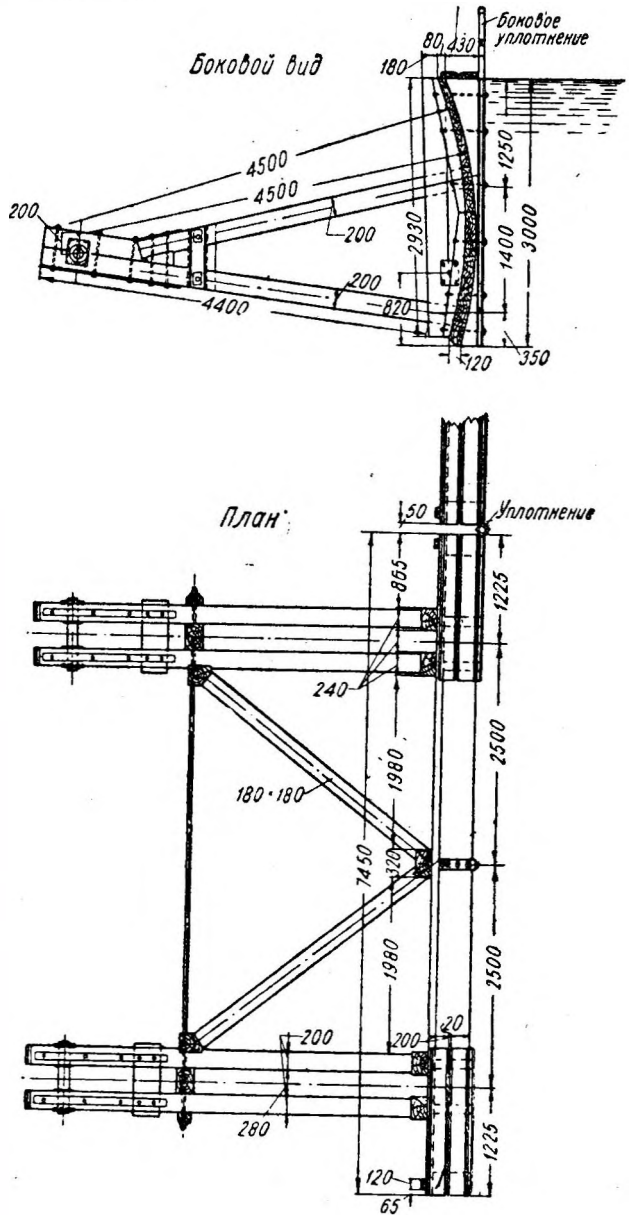
Расчетное давление на ось опорного шарнира принимается для самого невыгодного из этих трех положений и равно:

$$R = \frac{1}{2} \sqrt{P_0'^2 + V_0'^2}. \quad (259)$$

В современных крупных сегментных затворах давление на ось достигает нескольких сот тонн.

Опорные части конструируют в виде цилиндрических или шаровых шарниров.

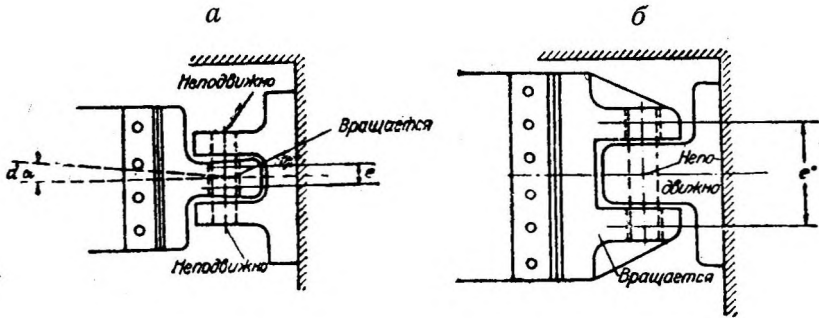
а) Цилиндрические шарниры (фиг. 401) применяются в небольших затворах при сравнительно небольших опорных давлениях. Опорный шарнир состоит из двух частей: 1) подвижной, прикрепляемой к концевой части ног и имеющей одну (фиг. 401,а) или две (фиг. 401,б) проушины, вращающиеся на оси, и 2) неподвижной части — подшипника, состоящего из плиты с одной или двумя стенками, являющимися опорой для закрепленной наглухо оси. Вторая схема (фиг. 401,б) требует более мощной концевой



Фиг. 400. Сегментный затвор водоспуска Бело-морско-Балтийского канала им. Сталина.

¹ Учет давления ветра дает более благоприятные условия работы оси, так как получается меньшая вертикальная реакция, горизонтальная же реакция от давления ветра здесь заведомо меньше, чем от давления воды в первых двух положениях.

части ноги, но зато имеет преимущество в том отношении, что при неизбежно возникающих в шарнирах моментах заделки, стремящихся препятствовать перемещению da концевой части ноги, в шарнире появляется пара сил, величина которых во второй схеме ($P_1 = M/e'$) меньше, чем в первой ($P=M/e$). При этом вторая схема обеспечивает более равномерное распределение давления на подвижную часть опоры.



Фиг. 401. Цилиндрические опорные шарниры сегментных затворов.

Оси цилиндрических шарниров рассчитываются на раздробление по диаметральной плоскости по формуле:

$$\alpha \frac{R}{lr} \leq [\sigma_p], \quad (260)$$

где $[\sigma_p]$ — допускаемое напряжение на раздробление по диаметральной плоскости в $кг/см^2$ (гл. 3);

R — расчетное давление на шарнир, передаваемое ногой затвора, в $кг$;

l — длина поверхности соприкосновения оси со втулкой подвижной опорной части в $см$;

r — радиус оси в $см$;

α — коэффициент, зависящий от угла обхвата оси втулкой; в данном случае можно принять $\alpha \approx 0,65^1$.

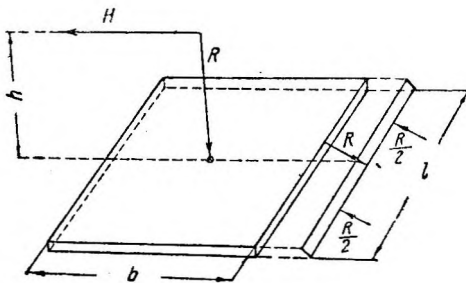
Ось шарнира проверяется также на прочность — как балка, подверженная изгибу, — в первой схеме (фиг. 401,а) как однопролетная с равно-

мерно распределенной нагрузкой $q = R/l$ по длине l , во второй схеме

(фиг. 401,б) — как двухконсольная с равномерно распределенной нагруз-

кой $q = R/l$ по длине $l/2$ с каждого конца.

Расчетный пролет оси считается между центрами стенок подшипника, в которых укреплена ось. При больших давлениях на ось отливка концевой части ног снабжается втулкой, которая проверяется на удельное давление по диаметральной плоскости по формуле (201), в которой в данном случае $P = R$.



Фиг. 402

Плиту неподвижной опорной отливки (фиг. 402) проверяют на излом, полагая, что опорное давление R передается по середине длины плиты l

¹ Подробнее см. Технические условия и нормы проектирования металлических затворов, 1935 г.

(перпендикулярной пролету затвора), а реакции $R/2$ по середине консолей.

Максимальный изгибающий момент будет в сечении, где приложена сила R :

$$M_{\max} = \frac{R}{2} \cdot 0,25 l. \quad (261)$$

Напряжения в бетоне под плитой неподвижной опорной отливки определяют, исходя из нормального опорного давления R и распора H , который считают приложенным в центре оси шарнира на расстоянии h от подошвы плиты. Тогда напряжения в бетоне будут равны:

$$\sigma = \frac{R}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{R}{bt} \pm \frac{H \cdot h \cdot 6}{lb^2}. \quad (262)$$

б) Шаровые шарниры. При наличии значительных давлений на ось и жестких ног порталных рам применяются шаровые шарниры, обеспечивающие не только вращение в вертикальной плоскости, но и возможность некоторого поворота подвижной опорной части в горизонтальной плоскости, благодаря чему шаровые опоры позволяют избежать перекоса затвора и местных перенапряжений материала.

Схема конструкции такой опоры представляется в следующем виде (фиг.

403). Концевая часть ноги затвора 1 при помощи прикрепленных в ней швеллеров 2 скрепляется болтами 3 с подвижной опорной частью—отливкой 4. Внутри отливки 4 помещается шаровая втулка 5 с соответствующим вкладышем 6. Втулка насаживается на ось 7, наглухо закрепленную в стенках 8 неподвижной опорной части — подшипника, опирающегося своей плитой 9 на бетонную кладку. Подшипник связан с кладкой анкерными болтами 10.

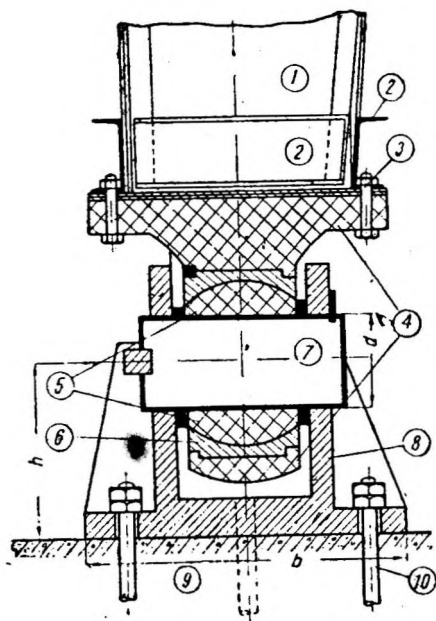
Конструкция шаровых шарниров как более совершенная, чем цилиндрических, получила в последнее время широкое распространение, особенно в больших затворах. Расчет шаровых шарниров аналогичен приведенному выше для цилиндрических шарниров. Добавляется только проверка вкладыша на удельное давление.

Опоры сегментных затворов можно располагать либо непосредственно на кладке быка (если при этом получаются допускаемые напряжения в кладке под плитами подшипников), либо на особых опорных балках, заделанных в кладку и распределяющих опорное давление на массив быка. В большинстве современных сегментных затворов, особенно при необходимости сброса поверх затвора воды, льда и плавающих тел, опорные части располагаются в нишах быков. В небольших затворах иногда применяют консольные оси, выступающие из кладки быка в пролет отверстия, что позволяет уменьшить длину затвора, но вместе с тем затрудняет закрепление опорных частей. В этом случае пазы в быках отсутствуют.

Закладные опорные части связываются с бетонной кладкой быков при помощи анкеров.

§ 101. УПЛОТНЕНИЯ

Уплотнения сегментных затворов применяются в основном тех же типов, что и в плоских затворах (гл. 11). В качестве боковых уплотнений распространены гибкие металлические листы с деревянным брусом или



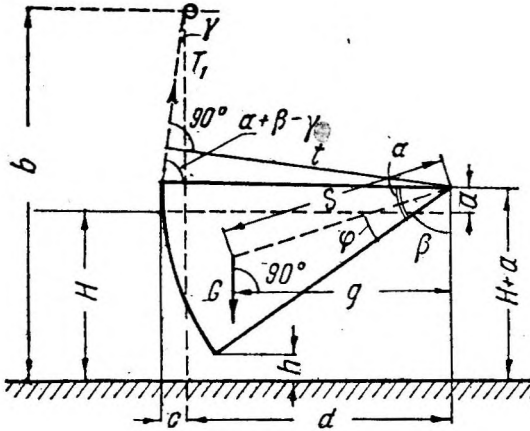
Фиг. 403. Шаровой опорный шарнир сегментного затвора.

металлической полосой на конце, изогнутые в соответствии с очертанием обшивки затвора. Донное уплотнение достигается деревянным брусом, закрепленным в швеллере нижнего края затвора (фиг. 394). При зимней работе затвора в условиях сурового климата осуществляется отопление уплотнений при помощи электрообогрева закладных частей уплотнений.

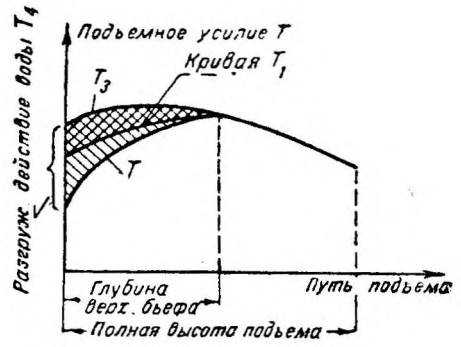
§ 102. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОДЪЕМНОГО УСИЛИЯ

Подъемное усилие складывается из следующих сил:

- 1) собственного веса подвижной части затвора;
- 2) сил трения в осях шарниров;
- 3) „ „ в уплотнениях;
- 4) разгружающего действия воды (при прохождении равнодействующей выше оси вращения);
- 5) не поддающихся определению сопротивлений.



Фиг. 404



Фиг. 405

Подъемное усилие от собственного веса затвора T_1 определяется из условия (фиг. 404):

$$T_1 t = Gg,$$

откуда

$$T_1 = \frac{Gg}{t}, \quad (263)$$

где g — плечо силы собственного веса G относительно центра вращения затвора;

t — плечо подъемного усилия относительно центра вращения затвора.

Величина t изменяется по закону:

$$t = r \cdot \sin(\alpha + \beta - \gamma), \quad (264)$$

где r — радиус цилиндрической поверхности водоудерживающей стенки

Величина g изменяется по закону:

$$g = s \cdot \sin(\beta + \varphi); \quad (265)$$

$$\cos \beta = \frac{H + a - h}{r};$$

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{c}{b - (H + a)};$$

$$c = r \cdot \sin(\alpha + \beta) - d.$$

Значения T_1 определяются для ряда положений затвора, в результате чего строится кривая зависимости T_1 от высоты подъема затвора

(фиг. 405). Величина T_1 в начале подъема постепенно возрастает, а затем начинает уменьшаться, причем всегда $T_1 < G$, так как $g < t$.

Подъемное усилие для преодоления сил трения в осях шарниров T_2 определяется по формуле:

$$T_2 = \frac{P \cdot f \cdot r_0}{t}, \quad (266)$$

где P —полное давление воды на опоры затвора;

f —коэффициент трения скольжения (гл. 3);

r_0 —радиус оси шарнира.

Подъемное усилие T_2 имеет наибольшую величину в начальный момент подъема и падает до нуля при выходе затвора из воды. По сравнению с другими сопротивлениями движению величина T_2 настолько мала, что ею можно пренебречь.

Подъемное усилие от сил трения в уплотнениях T_3 определяется по формуле:

$$T_3 = \frac{P' \cdot f \left(r + \frac{k}{2} \right)}{t}, \quad (267)$$

где P' —давление воды на оба боковых уплотнения, равное (фиг. 404):

$$P' = \gamma (H - h)^2 k; \quad (268)$$

γ —объемный вес воды;

f —коэффициент трения скольжения;

k —ширина уплотняющего устройства (в предположении, что оно вынесено перед обшивкой).

Наибольшая величина T_3 имеет место в начале подъема и падает до нуля при выходе затвора из воды.

Разгружающее действие воды создает подъемный момент:

$$M = -R \cdot e,$$

где R —равнодействующая полного давления воды на затвор, e —эксцентриситет силы R относительно центра вращения (сила R проходит выше центра вращения).

Тогда:

$$T_4 = -\frac{R \cdot e}{t}. \quad (269)$$

Наибольшая абсолютная величина T_4 имеет место в начале подъема. Примерная кривая T суммарных подъемных усилий для затвора с эксцентричным расположением оси вращения представлена на фиг. 405, откуда видно, что в первый момент подъема имеется резерв подъемного усилия (что очень важно в эксплуатации), с высотой подъема это усилие достигает своего максимума, а затем убывает, так что в наивысшем положении затвора происходит значительная разгрузка подъемника. При отсутствии же эксцентриситета оси вращения относительно равнодействующей давления воды максимальное подъемное усилие имеет место в начальный момент подъема затвора.

Таким образом расчетное подъемное усилие для сегментных затворов определяется по формуле, общий вид которой:

$$T = K(T_1 + T_3 - T_4), \quad (270)$$

где T_1 , T_3 и T_4 —величины усилий, соответствующие положению затвора, при котором суммарное подъемное усилие достигает своего максимума;

K —коэффициент запаса на не поддающиеся определению сопротивления, а также учитывающий вес тяг; K принимают равным 1,25—1,50.

Для предварительных подсчетов подъемное усилие может быть определено по формуле А. Р. Березинского:

$$T = K(0,7G + 0,04P), \quad (271)$$

где P —горизонтальная составляющая полного давления воды на затвор;

K —коэффициент запаса, равный 1,25—1,50.

В случае применения противовеса должно быть учтено уменьшение величины подъемного усилия на:

$$T_{\text{в}} = - \frac{G_n \cdot g_n}{t}, \quad (272)$$

где G_n — вес противовеса;

g_n — плечо силы G_n относительно центра вращения затвора.

При всех условиях должны быть обеспечены устойчивость затвора на пороге и надежность донного уплотнения (см. § 96).

§ 103. ОСОБЫЕ КОНСТРУКЦИИ СЕГМЕНТНЫХ ЗАТВОРОВ

К особым конструкциям сегментных затворов, отличающимся от рассмотренных выше одиночных подъемных затворов с цилиндрической или плоской обшивкой, следует отнести затворы: опускные, сдвоенные, с клапаном, с хвостовым противовесом и с несущей конструкцией в виде трубчатой балки. Получившие в последнее время распространение автоматические сегментные затворы рассматриваются в гл. 14. В настоящем параграфе отмечаются лишь характерные черты особых конструкций, поскольку в остальном проектирование их ведется в соответствии с указаниями предыдущих параграфов данной главы.

1. ОПУСКНЫЕ ЗАТВОРЫ

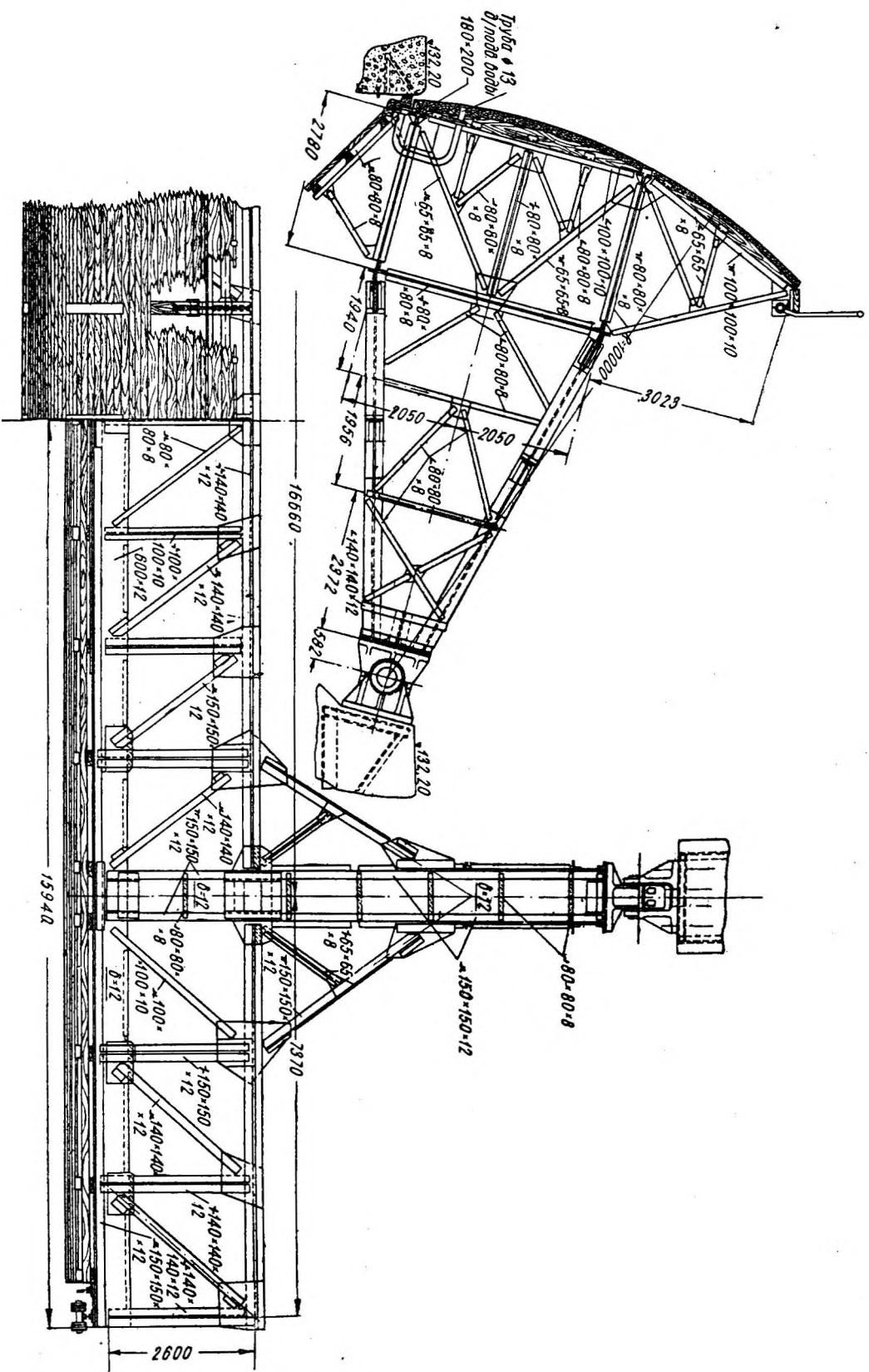
Конструкции сегментных затворов, частично опускающихся в углубление во флютбете или полностью опускающихся в нишу, представлены соответственно на фиг. 385 и 386. Последняя конструкция является уже переходной к секторным затворам. Особенности обеих конструкций являются необходимость специального типа донного уплотнения и учет воздействий сбрасываемых через гребень затвора воды и плавающих тел при расчете затвора и конструировании его верхней части и ног, а также при определении подъемного усилия. На опускном затворе плотины Бартельн на р. Одер (фиг. 386) донное уплотнение достигается изогнутым металлическим листом, который горизонтальным концом прикреплен к обделке порога, а на другом вертикальном конце снабжен деревянным брусом, прижимаемым давлением воды к обшивке. Существуют и другие конструкции донного уплотнения, однако до сего времени не удалось получить такого уплотнения опускных затворов, которое надежно работало бы в условиях обильных наносов, сурового климата и т. п.

Оригинальная конструкция опускного сегментного затвора применена в качестве верхних ворот на шлюзах канала Москва — Волга (фиг. 406).

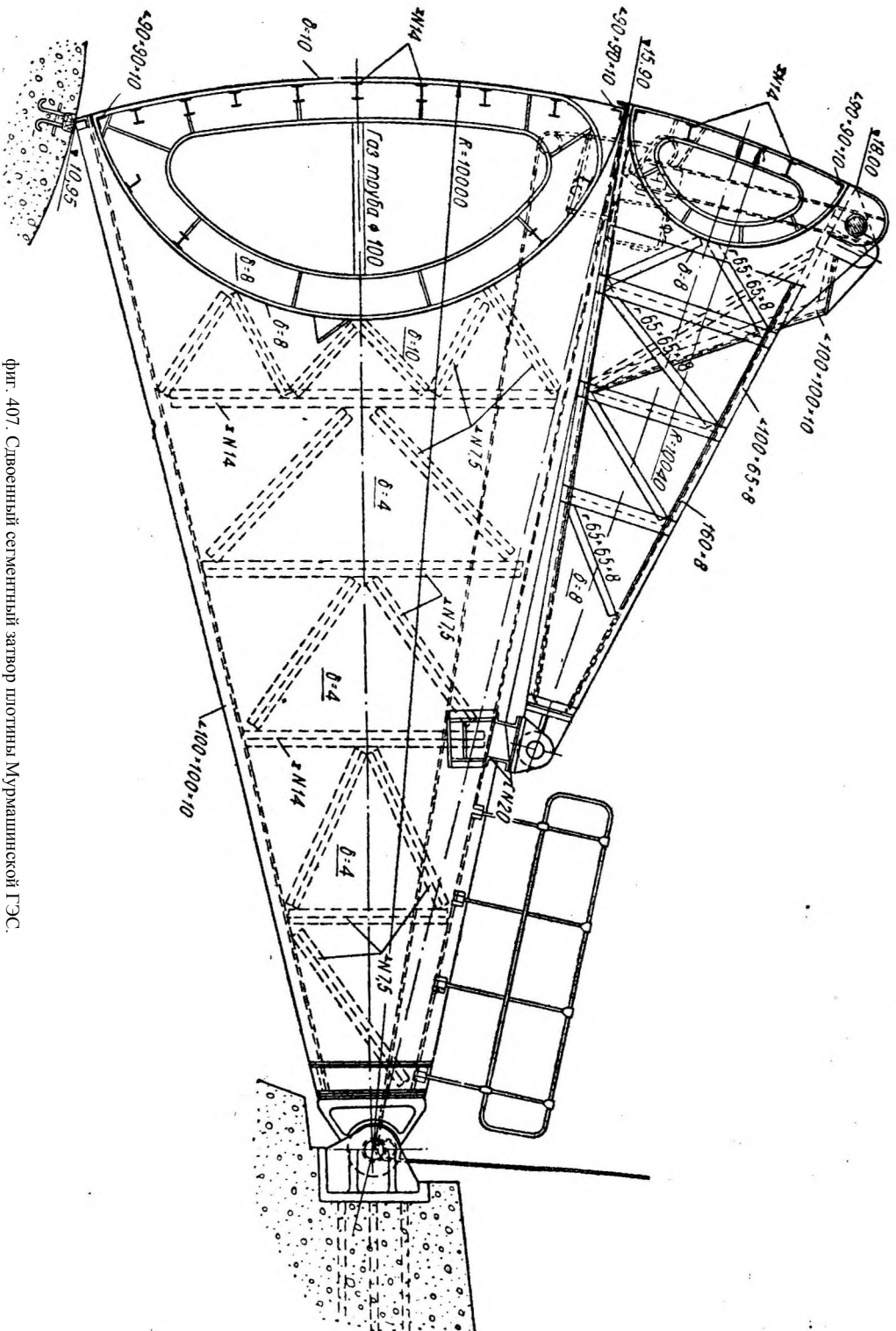
Как уже было указано выше (§ 94), опускные сегментные затворы вследствие ряда серьезных недостатков не получили распространения в практике плотиностроения.

2. СДВОЕННЫЕ ЗАТВОРЫ

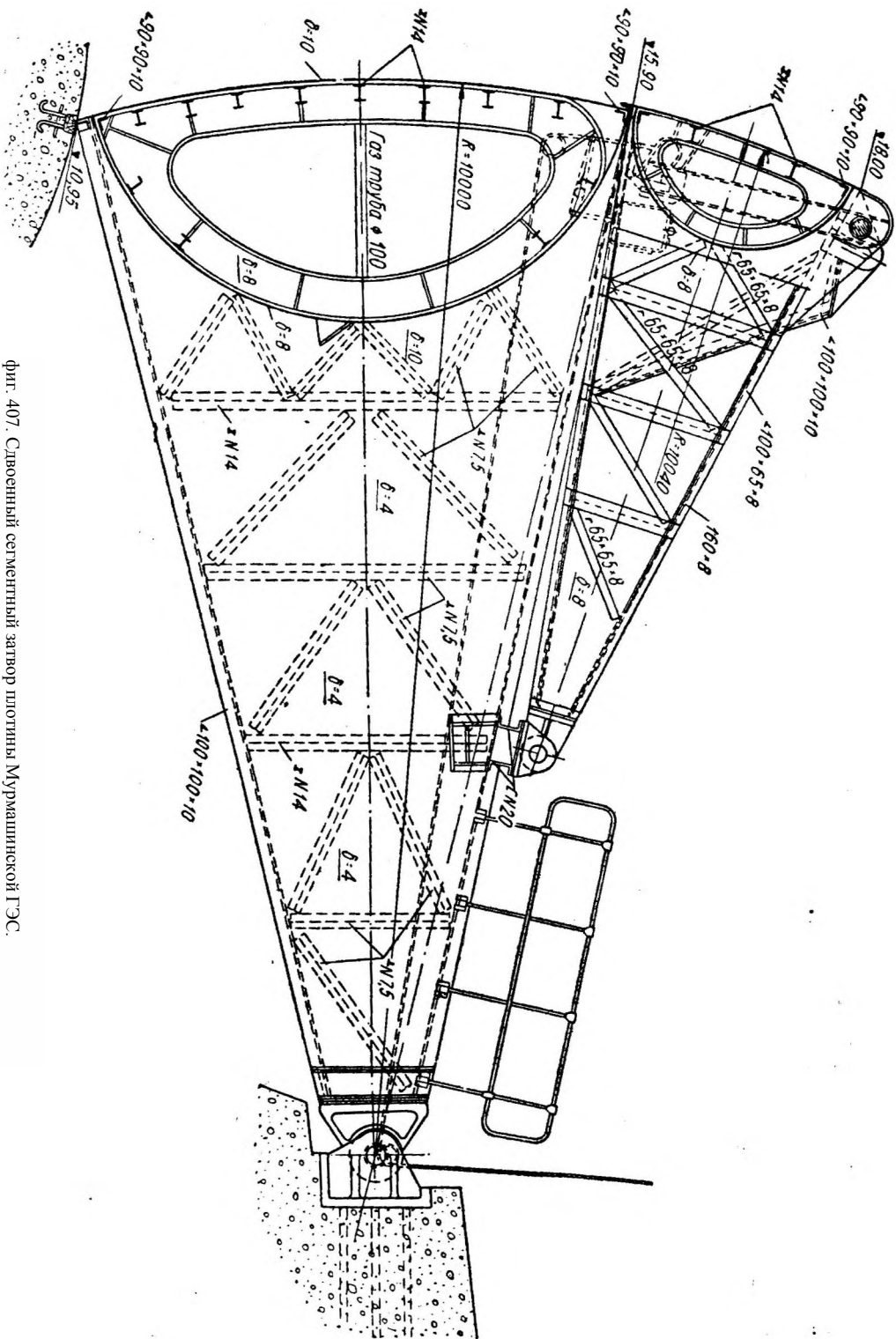
Сдвоенные сегментные затворы аналогично плоским состоят из двух частей — нижней (основного затвора) и верхней, которая опирается на нижнюю часть. При этом верхняя часть имеет особую или общую с нижней частью ось вращения. Первая конструкция применена на плотине Мурмашинской ГЭС на р. Туломе (вблизи Мурманска) (фиг. 407) при пролете затвора 17,5 м и высоте 7,05 м, вторая — на Карамышевской и Перервинской плотинах канала Москва — Волга (фиг. 408) при пролете затвора 20,0 м и высоте 6,0 м. Горизонтальное уплотнение между верхней



Фиг. 406. Огнечной сегментный затвор шлюзов канала Москва — Волга.



фиг. 407. Сдвоенный сегментный затвор плотины Мурманской ГЭС.



фиг. 407. Сегментный затвор плотины Мурманской ГЭС.

и нижней частями затвора достигается деревянным брусом, прикрепленным к нижнему концу верхней части.

Нижний сегмент имеет ноги в виде плоских ферм, располагаемых в пазах быков, что дает возможность сбрасывать воду и плавающие тела поверх затвора (при поднятом верхнем сегменте) без удара их о ноги сегмента. Сдвоенные сегментные затворы обладают весом, превышающим вес затвора с клапаном, и не дают каких-либо дополнительных преимуществ, вследствие чего следует признать эту конструкцию менее рациональной, чем затворы с клапаном.

3. ЗАТВОРЫ С КЛАПАНОМ

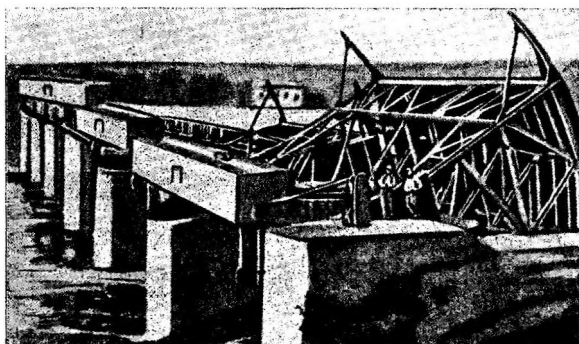
Условия применения, конструкция и расчет клапанов сегментных затворов остаются теми же, что и в плоских затворах (гл. 11, § 91, п. 2). Здесь применяются клапаны с жестким пустотелым валом, являющимся одновременно и осью вращения.

На фиг. 409 изображен сегментный затвор с клапаном плотины Ладенбург на р. Некар, построенной в 1927 г. Затвор имеет пролет 36 м и высоту 5,5 м, из которой 1,75 м приходится на клапан.

Следует заметить, что ноги сегментных затворов с клапаном, как и сдвоенных, имеют сплошное сечение и помещаются в нишах быков, не подвергаясь таким образом ударам воды, льда и плавающих тел, сбрасываемых по верху затвора.

4. ЗАТВОРЫ С ХВОСТОВЫМ ПРОТИВОВЕСОМ

Затворы с хвостовым противовесом отличаются от обычных сегментных затворов наличием удлиненных ног, представляющих собой подо-



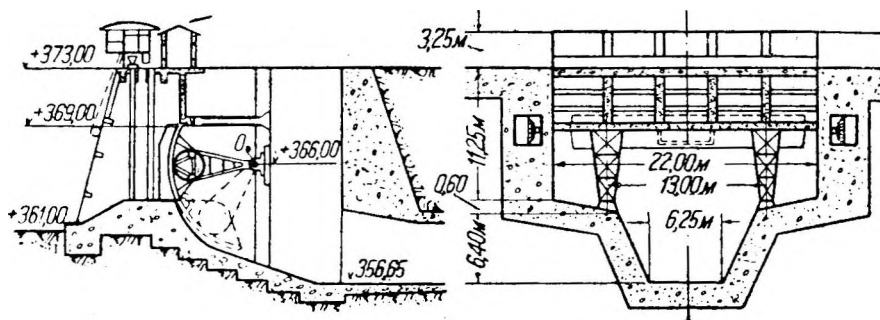
Фиг. 410. Сегментный затвор с хвостовым противовесом.

бие двуплечего рычага, один конец которого несет главные ригели, а другой — противовесы. Противовесы служат для облегчения маневрирования затвором и прикрепляются к хвостовой части ног или непосредственно — в виде чугунных или бетонных плит (фиг. 385) или соединяются с ней при помощи шарнирного параллелограмма (фиг. 410). В последние годы противовесы используются для автоматизации работы сегментных затворов (гл. 14).

5. ЗАТВОРЫ С НЕСУЩЕЙ КОНСТРУКЦИЕЙ В ВИДЕ ТРУБЧАТОЙ БАЛКИ

Сегментные затворы с несущей конструкцией в виде трубчатой балки, хорошо сопротивляющейся скручиванию и в связи с этим позволяющей ограничиться односторонним приводом, получили применение на итальянских гидроустановках, например Галлето (фиг. 411), построенной в 1928 г., причем трубчатая балка имеет форму цилиндра, работающего к тому же как поплавков, облегчающий подъем затвора.

Сходная с этой конструкция затвора, но с балкой не цилиндрической, а чечевицеобразной формы применена у нас по предложению проф. Гебеля на плотине Мурмашинской ГЭС (фиг. 407).



Фиг. 411. Сегментный затвор гидроустановки Галлето.

§ 104. ПОДЪЕМНЫЕ УСТРОЙСТВА

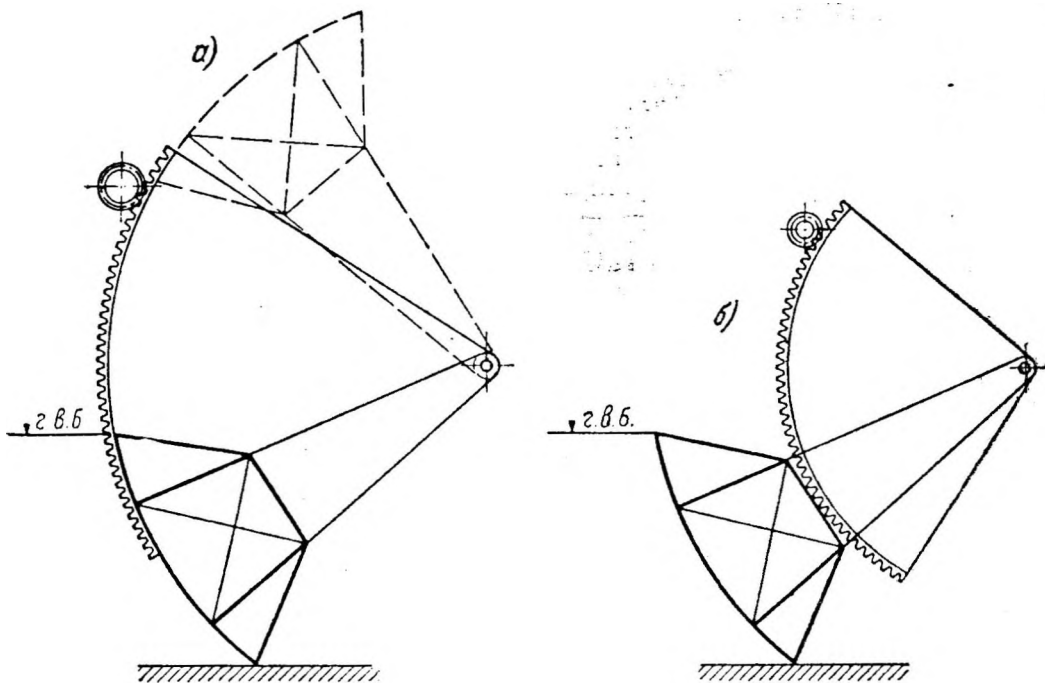
Подъемные устройства сегментных затворов применяют обычно стационарного типа, причем при наличии несущей конструкции, хорошо сопротивляющейся скручиванию, ограничиваются подъемом затвора только за один конец. В качестве тяг применяются тросы или цепи Галля, прямолинейные и криволинейные зубчатые или цевочные рейки и в редких случаях винтовые штоки. Тросы и цепи Галля прикрепляются с напорной стороны затвора у его нижнего края или у верхнего главного ригеля (фиг. 395). Рейки как более надежные в эксплуатации довольно широко применяются в сегментных затворах, причем обычно отдают предпочтение цевочному зацеплению (при помощи ряда параллельно посаженных болтов), которое обладает существенными преимуществами благодаря простой и прочной конструкции и возможности воспринимать во всех положениях сжимающие и растягивающие усилия. При малых и средних давлениях на болт последний закрепляется только в стенках рейки, при больших—снабжается кроме того промежуточной опорой. Зубчатые или цевочные прямолинейные рейки прикрепляются при помощи шарниров у нижнего (фиг. 385) или у верхнего главного ригеля (фиг. 412).

Нижнее положение точки подвеса позволяет ограничиться меньшей высотой быка, но приводит к увеличению тягового усилия вследствие меньшего его плеча. Криволинейные рейки в виде зубчатого сегмента, центр кривизны которого совпадает с центром вращения затвора, насаживаются на затвор по одной из двух схем, изображенных на фиг. 386 и 413,а или 413,б. В первом случае получается меньшее давление на зубья, но большая длина зубчатого обода, во втором случае — наоборот. Пример литого зубчатого сегмента приведен на фиг. 386, где каждый зуб рассчитан на давление в 75 т. Зубчатый обод выполнен из литой стали и прикреплен к железному сегменту при помощи винтов и клиньев. Зубчатые сегменты или рейки сцепляют с зубчатыми колесами. Гибкие же тяги — тросы или цепи Галля — навиваются соответственно на барабаны или на зубчатые колеса (звездочки), входящие в состав подъемных механизмов.

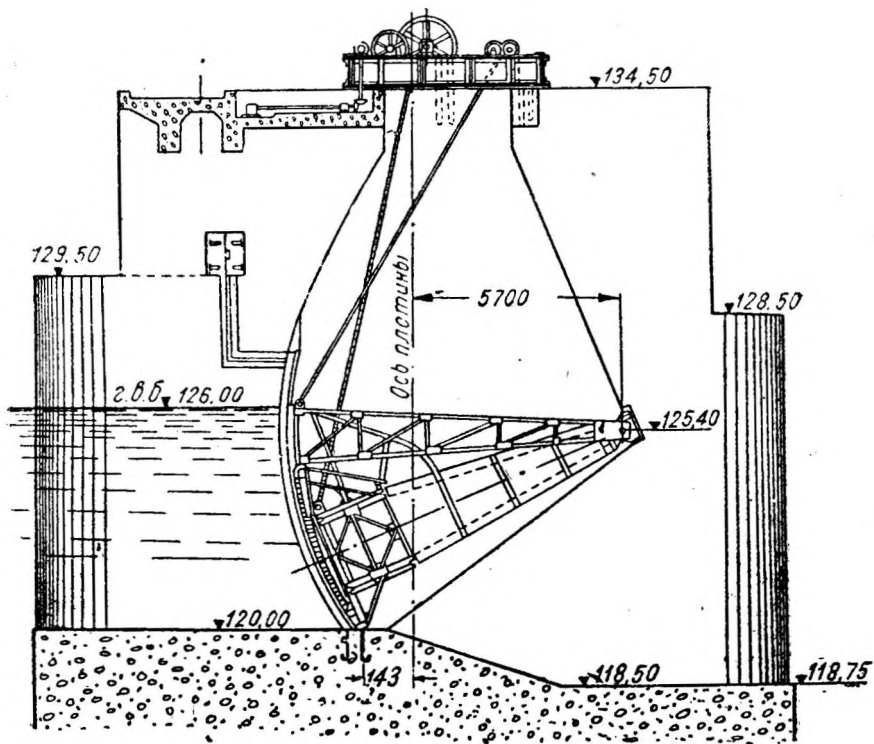
Конструкция, основные расчетные данные и расположение подъемных механизмов сегментных затворов в общем аналогичны таковым же для плоских затворов (гл. 11).

Вес подъемных устройств сегментных затворов, включая вес лебедок, их станин, передаточных валов, тяг и т. п., может быть определен для предварительных подсчетов по формуле А. Р. Березинского:

$$Q = 0,1 T(2,5 + \psi) - 0,0005 T^2, \quad (273)$$



Фиг. 413. Криволинейные зубчатые рейки для подъема сегментного затвора.



Фиг. 414. Подъемные устройства сдвоенного сегментного затвора.

затвора, привод сначала укладывает клапан, а затем поднимает весь затвор. При вращении клапана привод всегда работает с избытком подъемной силы, так как он рассчитан на маневрирование гораздо более тяжелым корпусом затвора, опусканию же клапана кроме того содействует давление переливающейся воды. Это обстоятельство является особенно благоприятным при маневрировании клапаном зимой, когда приходится преодолевать дополнительные, не поддающиеся определению сопротивления, вызванные обмерзанием уплотнений или навалкой льда.

§ 105. ХАРАКТЕРИСТИКА И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ СЕГМЕНТНЫХ ЗАТВОРОВ

В соответствии с основными требованиями, предъявляемыми к затворам плотин, может быть дана следующая характеристика сегментных затворов:

1. Сегментные затворы могут перекрывать отверстия весьма значительных размеров (пролеты до 40 м), причем проход судов ограничен небольшим надводным габаритом (это ограничение отпадает при опускных затворах). Сброс льда, бревен и других плавающих тел может быть успешно осуществлен путем применения особых конструкций — опускных, сдвоенных, с клапаном — с небольшими при этом потерями воды. В этом случае ноги затвора должны быть помещены в нишах быков.

2. Точность регулирования подпорного горизонта вполне удовлетворительна при сбросе воды поверх затвора и существенно уменьшается при пропуске воды из-под затвора.

3. Гашение энергии сбрасываемой воды происходит в наиболее благоприятных условиях при переливе воды поверх затвора или при комбинированном сбросе поверх и из-под затвора. Донная струя нежелательна.

4. Потери через неплотности затвора невелики в одиночных затворах и увеличиваются в затворах сдвоенных и с клапаном, особенно же велики в опускных затворах из-за трудности обеспечения надежного уплотнения у порога.

5. Наличие наносов не отражается на работе затворов за исключением опускных, где возникают затруднения с промывкой ниш в теле плотины и защитой донного уплотнения затвора. Вместе с тем опускные затворы, а также сдвоенные и с клапаном позволяют забирать осветленную воду из верхних слоев водохранилища.

6. Зимняя служба затворов не внушает опасений, причем возможное примерзание к быкам может быть ликвидировано без особых усилий благодаря отсутствию трудно доступных ниш и обычно имеющемуся резерву подъемной силы в начале подъема. Навалка льда неопасна, так как соответствующим расположением шарнирных опор можно при подъеме затвора достигнуть отхода обшивки от ледяного поля.

7. Сегментные затворы отличаются быстротой и простотой действия.

8. При помощи противовесов могут быть достигнуты значительное облегчение подъема затвора, а также автоматичность его действия.

9. Все части сегментных затворов за исключением донных уплотнений и опорных частей опускных затворов доступны для осмотра и ремонта.

10. Жесткость затвора вполне удовлетворительна, причем конструкция хорошо сопротивляется ударам, передающимся здесь на опорные шарниры, которые могут быть сконструированы вполне надежно.

11. Благоприятное очертание обшивки сегментных затворов позволяет избежать возможности появления вредных гидродинамических воздействий (вакуума), но даже и при появлении присасывающего действия равнодействующая давления воды проходит через ось (при совпадении осей цилиндрической обшивки и вращения затвора), не вызывая увеличения подъемного усилия.

12. Подъемное усилие сведено к минимуму благодаря прохождению равнодействующей давления воды через ось вращения затвора, причем это усилие может быть уменьшено также и соответствующим расположением оси вращения. Применение несущей конструкции в виде жесткой трубчатой балки позволяет осуществить односторонний привод и тем самым несколько уменьшить вес подъемных механизмов.

13. Изготовление и монтаж сегментных затворов не представляют особых трудностей; наличие клапана или многих опор (опускные затворы) усложняет работы.

14. Вес сегментных затворов при малых размерах отверстия примерно одинаков с весом плоских, при больших размерах — он относительно уменьшается. Применение клапанов или сдвоенных затворов увеличивает вес конструкции на 15—20% (по сравнению с одиночными затворами тех же размеров).

15. Высота и толщина быков относительно меньше, чем в плоских затворах, благодаря условиям подъема (подвеса) сегментных затворов и отсутствию ниш или небольшой их глубине. Длина быков увеличивается по сравнению с быками плоских затворов.

16. Эксплуатация сегментных затворов не вызывает затруднений и требует сравнительно небольших расходов.

Сегментные затворы, являющиеся переходной конструкцией от плоских к вальцовым затворам, объединяют ряд преимуществ этих обоих типов и широко применяются в практике плотиностроения, а также строительства других гидротехнических сооружений. Наиболее широко распространены двухпортальные одиночные затворы, в последнее же время получают все большее применение затворы с клапаном.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 12

А. На русском языке

1. По общему списку — № 2, 7, 9, 11, 12.
2. Березинский А. Р. Затворы гидротехнических сооружений СССР, 1936 г.
3. Кулька Г., Металлические затворы плотин, пер. с нем, под ред. А. Р. Березинского, 1934 г.
4. Тарановский С. В., Секторные, сегментные и цилиндрические затворы. Материалы к проекту Днепростроя проф. Александра, вып. VII, 1931 г.
5. Технические условия и нормы проектирования металлических затворов, 1935 г.

Б. Иностранная

1. По общему списку—№ 1, 2, 4, 5, 6, 7, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 18.

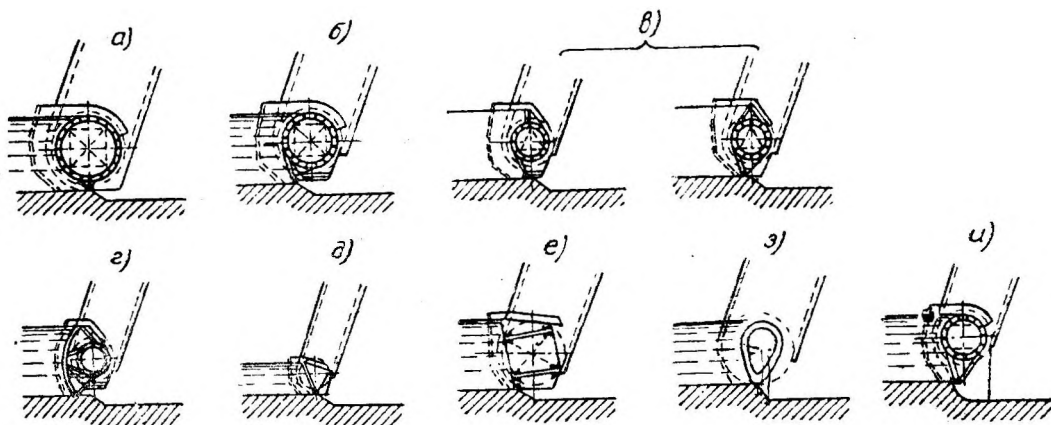
ГЛАВА ТРИНАДЦАТАЯ

ВАЛЬЦОВЫЕ ЗАТВОРЫ

§ 106. ПРИНЦИПЫ УСТРОЙСТВА И РАЗВИТИЕ ТИПА ЗАТВОРА

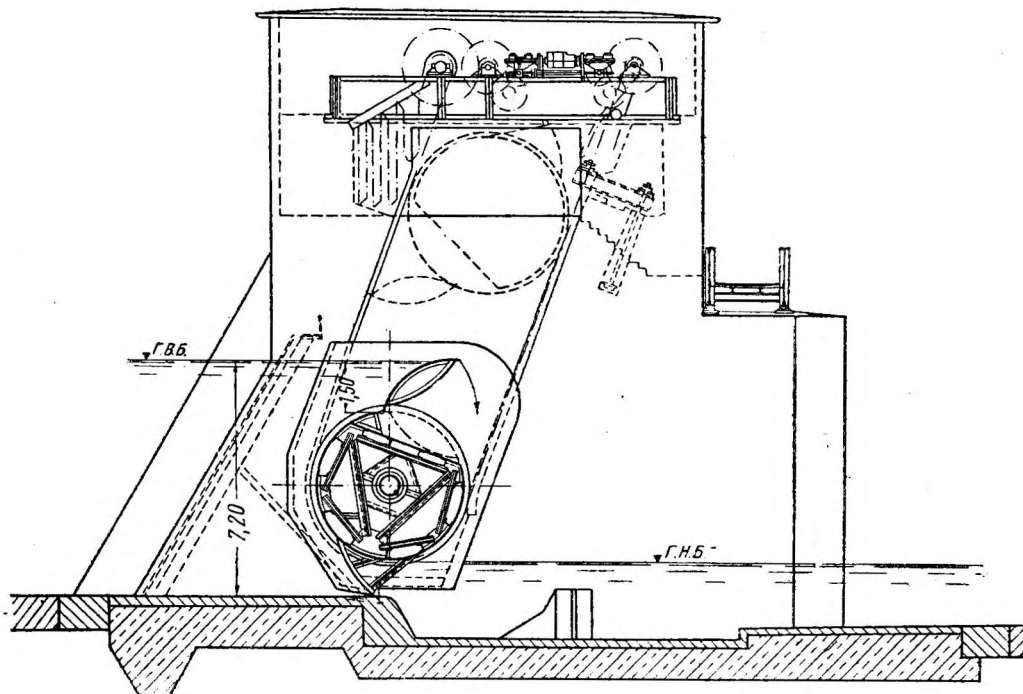
Вальцовыми затворами (франц.—*vanne a cylindre*, нем. — *Walzenwehre*, англ. — **roller gate**) называются трубообразные (обычно цилиндрические) балки, снабженные по краям зубчатыми дугами и кругами катания, при помощи которых они перекатываются по наклонным рейкам-рельсам, заанкеренным в кладку быков. Вальцовые затворы явились плодотворным развитием идеи сегментных затворов и были предложены инж. Карстаньеном в 1900 г. Впервые вальцовые затворы были применены в 1902—1903 гг. на двух плотинах у Швейнфурта на р. Майне (Германия) с отверстиями 18X4,14 и 32X2 м. Первые вальцовые затворы (фиг. 415 а) имели вид горизонтального полого цилиндра (отсюда и их название — цилиндрические), снабженного для жесткости внутренними поперечными диафрагмами и имеющего на концах круги катания и зубчатые дуги. При помощи последних затвор перекачивается по наклонным рейкам-рельсам, заанке-

ренным в кладку быков и имеющим по ширине две части: зубчатую (рейку) и гладкую (рельс). С низовой стороны цилиндр снабжен отверстиями, через которые в полость затвора при его погружении вливается вода для ликвидации пловучести затвора; при подъеме затвора вода выливается через эти же отверстия, не вызывая необходимости в подъеме лишнего груза.



Фиг. 415. Типы вальцовых затворов.

Основными преимуществами этого типа затвора явились: 1) значительная жесткость, позволившая перекрывать им весьма большие пролеты даже при тяжелых условиях эксплуатации (суровом зимнем режиме) и



Фиг. 416. Вальцовый затвор с клапаном.

осуществить односторонний привод (при подъеме затвора конец троса, прикрепленный к рабочему концу затвора, свивается с последнего и навивается на барабан лебедки, а трос у холостого конца в это время навивается одним своим концом на затвор, будучи закреплен другим

кондом на площадке быка), а также 2) использование при движении затвора трения качения, позволяющего уменьшить подъемное усилие.

Работа первых вальцовых затворов обнаружила неблагоприятные гидродинамические воздействия потока на цилиндр, выразившиеся в образовании значительного выпора (отсюда — чрезмерной пловучести цилиндра), вследствие прижимания вытекающей из-под цилиндра струи к его нижней поверхности, и в наличии вакуума.

В связи с этим обстоятельством, а также увеличением высоты перекрываемых отверстий, цилиндры в дальнейшем начали снабжать нижним щитком (фиг. 415, б), наклоненным к флютбету под возможно большим углом и отклоняющим струю воды, а затем и верхним гребешком (фиг. 415, в).

Наконец последним видоизменением чисто цилиндрической формы затвора явилось полное отделение собственно цилиндра от вододерживающей стенки (переднего козырька), т. е. цилиндр из напорного тела превратился только в главную несущую балку, воспринимающую давление воды от переднего козырька (фиг. 415, г).

Наряду с дополнением основного цилиндра различного рода приставками (фиг. 415, б—г) появились вальцовые затворы, в которых цилиндр заменен балками другого поперечного сечения: треугольной (фиг. 415, д), четырехугольной (фиг. 415, е) или чечевицеобразной (фиг. 415, з). Все эти балки снабжены на концах кругом катания и зубчатыми дугами для перекатывания по наклонным зубчатым рейкам-рельсам, что и дает основание причислить их к вальцовым (перекатываемым) затворам, одной из разновидностей которых являются собственно цилиндрические затворы.

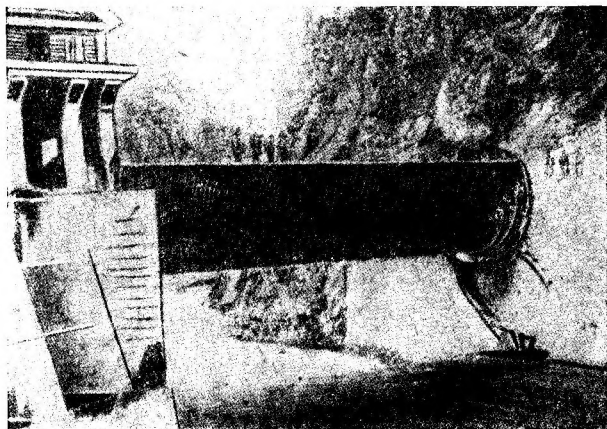
Распространение вальцовых затворов шло очень интенсивно, особенно в северных странах, поскольку они хорошо работают в суровых зимних условиях, и в двадцатых годах количество их исчислялось уже сотнями. Однако подъемные вальцовые затворы не удовлетворяли очень важному требованию — точности регулирования и удобству сброса льда и плавающих тел без значительных потерь воды.

Выполнение этого требования привело к тем же этапам, через которые прошли плоские и сегментные затворы. Вначале появились полностью опускаемые вальцы, впервые примененные в 1914 г. на плотине у Колина на Эльбе. Однако в дальнейшем пришлик выводу, что полное погружение вальца излишне и сопряжено с трудными работами по углублению флютбета. Поэтому перешли к частично опускающимся вальцовым затворам (фиг. 415, и). Наконец в последние годы были предложены вальцовые затворы с клапаном (фиг. 416), которые имеют все данные для широкого распространения.

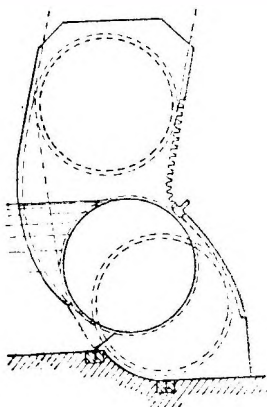
Вначале появились полностью опускаемые вальцы, впервые примененные в 1914 г. на плотине у Колина на Эльбе. Однако в дальнейшем пришлик выводу, что полное погружение вальца излишне и сопряжено с трудными работами по углублению флютбета. Поэтому перешли к частично опускающимся вальцовым затворам (фиг. 415, и). Наконец в последние годы были предложены вальцовые затворы с клапаном (фиг. 416), которые имеют все данные для широкого распространения.

Фиг. 418. Самоопускающийся вальцовый затвор.

Фиг. 417. Самовыкатывающийся вальцовый затвор Дзорогетской плотины.



Фиг. 417. Самовыкатывающийся вальцовый затвор Дзорогетской плотины.



Фиг. 418. Самоопускающийся вальцовый затвор.

Фиг. 419. Самоопускающийся вальцовый затвор с клапаном.

Стремление к автоматизации работы затворов получило отражение и в вальцовых затворах. Так, следует отметить самовыкатывающийся валец плотины Дзорагэс в Армении (23 X 6,5 м), сконструированный проф. В. Г. Геллем и вступивший в эксплуатацию в 1931 г. (фиг. 417). Самовыкатывание затвора при быстро наступающих горных паводках обеспечивается за счет соответственно выбранного очертания напорной грани затвора и его опорных путей, а также за счет надлежащего местоположения центра тяжести затвора. Особо важное значение в этом отношении имеют резкая выпуклость зубчатых реек на их нижнем участке и эксцентричное расположение зубчатых дуг по концам затвора относительно оси цилиндра.

В 1931 г. в Германии был предложен вальцовый затвор, самоопускающийся при повышении заданной отметки подпорного горизонта (фиг. 418). Для этого с верховой стороны в нише быка установлены зубчатые рейки, по которым затвор скатывается под действием избыточного давления воды верхнего бьефа.

В настоящее время наиболее распространенной конструкцией вальцовых затворов является цилиндр с нижним щитком (фиг. 415, б); широко применяются также цилиндры с передним козырьком (фиг. 415, з). Вальцовые затворы перекрывают отверстия пролетом до 45 м (плотина Раанасфосс 45X6,5 м, Ладенбург 45 X 4,5 м) и высотой до 12,8 м (Мюльхейм 13,8 X 12,8 м).

В СССР вальцовыми затворами оборудованы плотины: Краматорская (34 X 4,8 м), Дзорагэтская (23 X 6,5 м), на р. Туре (27 X 2,27 м). Баксанская (18X5,35 м) и др.

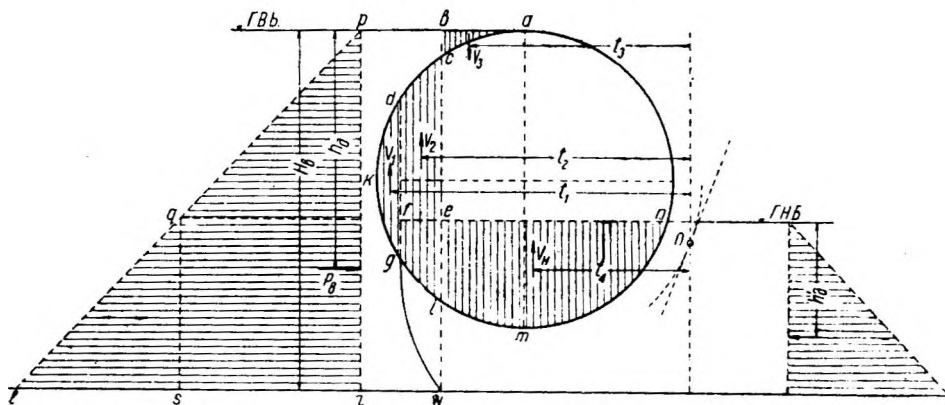
§ 107. ДЕЙСТВУЮЩИЕ СИЛЫ

Гидростатическое давление

При определении гидростатического давления рассмотрим две наиболее распространенные формы вальцового затвора: 1) цилиндр с нижним щитком и 2) цилиндр с передним козырьком.

а) Цилиндр с нижним щитком (фиг. 419). Горизонтальная составляющая давления верхнего бьефа:

$$P_a = 0,5 \gamma H_a^2 l, \quad (274)$$



Фиг. 419

где γ — объемный вес воды;

H_a — глубина верхнего бьефа;

l — расчетный пролет затвора (расстояние между центрами опорных точек), в первом приближении принимаемый: $l = l_0 + (0,70 \div 1,10)$ м, причем l_0 — пролет в свету.

Ордината силы P_6 относительного горизонта верхнего бьефа;

$$h_{\partial} = \frac{2}{3}H_6.$$

Горизонтальная составляющая давления нижнего бьефа:

$$P_n = 0,5 \gamma H_n^2 l, \quad (275)$$

где H_n — глубина нижнего бьефа.

Ордината силы P_n относительно горизонта нижнего бьефа:

$$h_{\partial}' = \frac{2}{3}H_n.$$

Вертикальная составляющая давления верхнего бьефа (направленная снизу вверх):

$$V_6 = V_1 + V_2 - V_3, \quad (276)$$

где V_1 — вес воды в объеме призмы высотой l и с основанием, равным площади сегмента $dgkd$;

V_2 — вес воды в объеме призмы высотой l и с основанием, равным площади $cdgic$;

V_3 — вес воды в объеме призмы высотой l и с основанием, равным площади $abca$.

Плечо силы V_6 относительно мгновенной оси вращения O затвора:

$$t = \frac{V_1 t_1 + V_2 t_2 - V_3 t_3}{V_6},$$

где t_1, t_2 и t_3 — плечи сил V_1, V_2 и V_3 относительно той же мгновенной оси вращения O затвора.

Вертикальная составляющая давления нижнего бьефа (направленная снизу вверх) V_4 равна весу воды в объеме призмы высотой l и с основанием равным площади $fenmigf$.

Плечо силы V_4 относительно оси O равно

Для облегчения определения сил $V_1 \div V_4$ и их плеч $t_1 \div t_4$ основания призм могут быть приведены к треугольнику, трапеции или сегменту.

Горизонтальная составляющая суммарного давления воды на вальцовый затвор:

$$P' = P_6 - P_n. \quad (277)$$

Плечо силы P' относительно оси O равно вертикальному расстоянию между центром тяжести трапеции $prsqp$ и осью O .

Вертикальная составляющая суммарного давления воды на затвор:

$$V' = V_6 + V_4. \quad (278)$$

Плечо силы V' относительно оси O равно:

$$t' = \frac{V_1 t_1 + V_2 t_2 - V_3 t_3 + V_4 t_4}{V'}.$$

Суммарное давление воды на затвор:

$$P = \sqrt{P'^2 + V'^2}. \quad (279)$$

Если горизонт нижнего бьефа расположен ниже порога плотины, то эпюра горизонтального давления верхнего бьефа выразится треугольником prl , а вертикального давления — фигурами $civgkc$ (давление снизу вверх) и $abca$ (давление сверху вниз).

б) Цилиндр с передним козырьком. Гидростатическое давление на передний козырек, очерченный по дуге окружности, определяется по формулам для сегментных затворов (гл. 12). Если поверхность переднего козырька очерчена кривыми двух радиусов, то давление воды может быть найдено по аналогии с предыдущим пунктом „а“.

Собственный вес затвора. Собственный вес затвора определяется по спецификации, причем в сводной таблице веса приводятся координаты центра тяжести и статические моменты каждой части затвора относительно осей x -ов и y -ов, считая начало координат в центре цилиндра в его крайнем нижнем положении (при опоре на порог). В результате определяются координаты центра тяжести всего затвора:

$$X = \frac{\Sigma g \cdot x}{\Sigma g} \quad \text{и} \quad Y = \frac{\Sigma g \cdot y}{\Sigma g}.$$

Для предварительных подсчетов вес подвижной части вальцовых затворов может быть определен по формулам А. Р. Березинского¹:

$$G = 0,5 F + 0,02 F \sqrt{F}, \quad (280)$$

или П. А. Ефимовича²:

$$G = F \left(860 - \frac{5400}{l_0} \right), \quad (2811)$$

где G —вес подвижной части затвора в m ;

F —площадь затвора в свету в m^2 ;

l_0 —пролет затвора в свету в m .

Давление наносов и ветра определяется согласно указаниям гл. 3.

Способ учета температурных воздействий на вальцовый затвор рассмотрен ниже, в § 109.

Для расчета вальцового затвора необходимо выбрать наиболее невыгодные комбинации действующих сил, приводящие к максимальным напряжениям цилиндра, зубчатых бандажей и реек, тяговых цепей, а также наименее обеспечивающие устойчивость затвора.

Примем следующие обозначения:

G —вес затвора;

P' —горизонтальная составляющая полного давления воды на затвор;

V' —вертикальная

W —горизонтальное давление ветра со стороны „нижнего бьефа“;

T —тяговое усилие в цепи;

A —реакция порога плотины;

S_1 — „ правой зубчатой рейки;

S_2 - „ левой „ „

Q_1 — „ правого рельса;

Q_2 — „ левого „

Определение искомых величин может быть произведено графическим или аналитическим способами.

а) Графический способ более нагляден, но дает несколько менее точные результаты, чем аналитический. Для иллюстрации приведем графическое построение для положения затвора, чуть приподнятого над порогом (фиг. 420). Здесь собственный вес G сложен с полным давлением воды на затвор $P = \sqrt{P'^2 + V'^2}$ и дает равнодействующую R , которая

¹ А. Р. Березинский, Предварительное определение веса затворов и подъемных механизмов, "Гидротехническое строительство" №5, 1936 г.

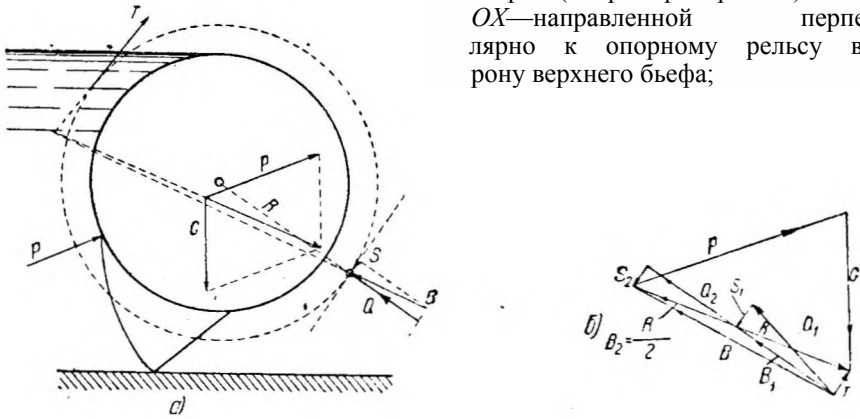
² П. А. Ефимович, Формулы для предварительного определения веса затворов разборчатых плотин, "Гидротехник" № 1, 1930 г.

разлагается по направлениям реакций: тягового усилия T и равнодействующей реактивных сил пути движения вальца B . Последняя реакция может быть разложена на реакцию опоры холостого конца затвора B_2

равную $R/2$, но обратно направленную, и реакцию опоры рабочего конца

B_1 , построенную на силах $R/2$ и T . Затем реакции B_1 и B_2 разлагаются по направлениям реакций зубчатой рейки (S_1 и S_2) и рельса (Q_1 и Q_2).

б) Аналитический способ. Для определения четырех реакций S_1 , S_2 , Q_1 и Q_2 и тягового усилия T относим затвор к системе координат (фиг. 421) с началом O в точке касания опорных частей конца затвора (например правого) и осями: OX —направленной перпендикулярно к опорному рельсу в сторону верхнего бьефа;



Фиг. 420.

OY —направленной вниз по касательной к кругу качения в точке O ;

OZ —идущей параллельно оси цилиндра от правой опоры к левой.

Обозначим через P_x составляющую на ось OX всех внешних сил, действующих на затвор, считая их равномерно распределенными на протяжении расчетного (между осями опор) пролета l , через P_y — составляющую тех же сил на ось OY и через e — расстояние тяговой цепи от плоскости, проходящей через ось рельса.

Остальные обозначения ясны из фиг. 421.

Тогда для случая расположения подъемного механизма на левом быке и полагая силы положительными, если они имеют направление согласно фиг. 421, будем иметь:

$$\left. \begin{aligned} \sum X &= 0; & P_x + Q_1 + Q_2 &= 0; \\ \sum Y &= 0; & P_y + S_1 + S_2 - T &= 0; \\ \sum Z &= 0; & \text{обращается в тождество;} & \\ \sum M_x &= 0; & P_y \cdot \frac{l}{2} + T(l + e) + S_2 \cdot l &= 0; \\ \sum M_y &= 0; & P_x \cdot \frac{l}{2} + Q_2 l &= 0; \\ \sum M_z &= 0; & P_x \cdot y - P_y \cdot x + T \cdot t &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (282)$$

Решая уравнения (282), получим:

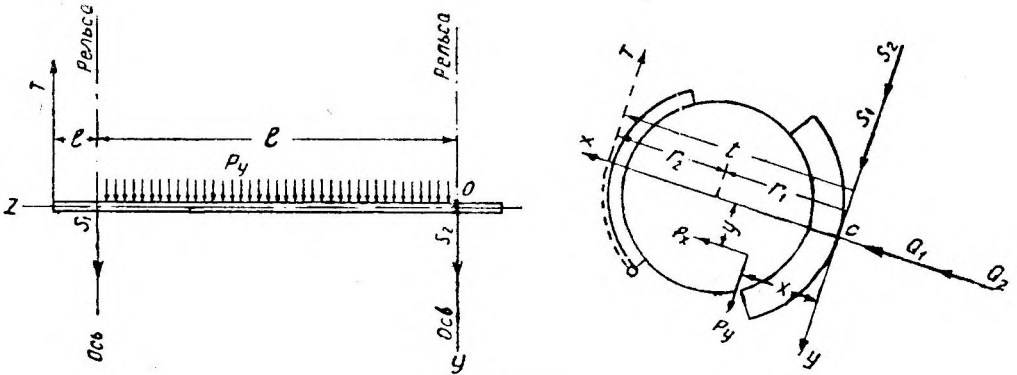
$$T = \frac{1}{t} (P_y \cdot x - P_x \cdot y) = \frac{M_0}{t}; \quad (283)$$

$$Q_1 = Q_2 = \frac{P_x}{2}; \quad (284)$$

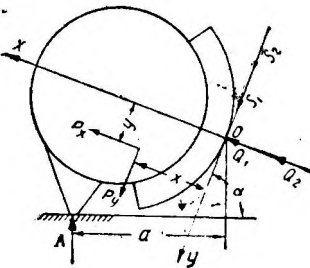
$$S_1 = -\frac{P_y}{2} + \frac{e}{l} \cdot T = -\frac{P_y}{2} + \frac{M_0 \cdot e}{t \cdot l}; \quad (285)$$

$$S_2 = -\frac{P_y}{2} - \left(1 + \frac{e}{l}\right) T = -\frac{P_y}{2} - \left(1 + \frac{e}{l}\right) \frac{M_0}{t}. \quad (286)$$

Через M_0 здесь обозначен статический момент сил P_x и P_y относительно оси OZ .



Фиг. 421.



Фиг. 422.

При расположении подъемного механизма на правом бье значения T , Q_1 и Q_2 остаются без изменения, а значения S_1 и S_2 меняются друг с другом.

При опоре затвора на порог тяговое усилие T отсутствует и заменяется в приведенных уравнениях реакцией порога A , направленной нормально к плоскости порога и равномерно распределенной по всей длине опорного бруса. Шесть уравнений статики в этом случае получают следующий вид (фиг. 422):

$$\left. \begin{aligned} \Sigma X = 0; & P_x + Q_1 + Q_2 + A \cdot \cos \alpha = 0; \\ \Sigma Y = 0; & P_y + S_1 + S_2 - A \cdot \sin \alpha = 0; \\ \Sigma Z = 0; & \text{обращается в тождество;} \\ \Sigma M_x = 0; & P_y \cdot \frac{l}{2} + S_2 l + A \cdot \frac{l}{2} \cdot \sin \alpha = 0; \\ \Sigma M_y = 0; & P_x \cdot \frac{l}{2} + Q_2 \cdot l - A \cdot \frac{l}{2} \cdot \cos \alpha = 0; \\ \Sigma M_z = 0; & P_y \cdot x - P_x \cdot y - A \cdot a = 0. \end{aligned} \right\} \quad (287)$$

Решая эти уравнения, получим:

$$A = \frac{P_y \cdot x - P_x \cdot y}{a} = \frac{M_0}{a}; \quad (288)$$

$$Q_1 = Q_2 = -\frac{1}{2} \left(P_x + \frac{M_0}{a} \cdot \cos \alpha \right); \quad (289)$$

$$S_1 = S_2 = -\frac{1}{2} \left(P_y - \frac{M_0}{a} \cdot \sin \alpha \right). \quad (290)$$

Пользуясь приведенным аналитическим способом, необходимо рассмотреть следующие характерные положения затвора:

- I. Затвор опирается на порог. Действующие силы: собственный вес и давление воды. Цепи не натянуты.
- II. Затвор чуть приподнят над порогом, цепи натянуты. Действующие силы те же.
- III. Затвор поднят над потоком. Действующие силы: собственный вес и давление ветра со стороны верхнего бьефа.
- IV. То же, но давление ветра со стороны нижнего бьефа.
- V. То же, но без давления ветра.

В результате рассмотрения всех этих положений составляется сводная таблица значений всех сил и реакций и определяются их максимальные расчетные величины ¹. Если предполагается наличие наносов, то дополнительно учитывается и эта нагрузка для нижнего положения затвора.

Окончательное значение подъемного усилия $T_{расч}$ получается в результате учета усилий, необходимых на преодоление трения скольжения в боковых уплотнениях T' , трения качения цилиндра T'' и трения в зубьях T''' . Влияние первого фактора определяется следующим образом:

Горизонтальное давление воды на оба боковых уплотнения:

$$P_{ун.л} = \frac{H_в^2}{2} \gamma \cdot 2b, \quad (291)$$

где $H_в$ — глубина верхнего бьефа в м;

γ — вес 1 м³ воды, равный 1 т;

b — ширина листа бокового уплотнения в м.

Сила трения в боковых уплотнениях:

$$N = f \cdot P_{ун.л}, \quad (292)$$

где f — коэффициент трения скольжения (см. гл. 3).

Дополнительное усилие в тяговой цепи, вызванное трением боковых уплотнений:

$$T' = \frac{N \cdot n}{t}, \quad (293)$$

где n — среднее расстояние (плечо) действия силы трения в боковых уплотнениях от мгновенного центра вращения;

t — плечо подъемного усилия относительно мгновенного центра вращения.

Усилие от трения качения цилиндра:

$$T'' \approx \frac{f_1 \cdot Q}{2\rho}, \quad (294)$$

где Q — составляющая давления цилиндра, нормальная к направлению линии качения;

f_1 — коэффициент трения качения (см. гл. 3);

ρ — средний радиус цилиндра.

Усилие от трения в зубьях:

$$T''' \approx \frac{f \cdot S \cdot z}{2\rho}, \quad (295)$$

где S — составляющая давления цилиндра по линии качения;

f — коэффициент трения зубьев;

z — плечо силы трения относительно линии качения цилиндра.

Таким образом полное расчетное подъемное усилие равно:

$$T_{расч} = T + T' + T'' + T'''. \quad (296)$$

С учетом не поддающихся определению сопротивлений подъемное усилие принимается равным:

$$T_{прин} = (1,25 \div 1,50) T_{расч}. \quad (297)$$

¹ Отметим, что для определения подъемного усилия T следует рассмотреть также начальный момент подъема затвора при отсутствии давления воды (случай монтажа или ремонта).

§ 103. ОБЩАЯ СХЕМА ЗАТВОРА

1. ДИАМЕТР ЦИЛИНДРА

Диаметр цилиндра определяется из условий: 1) его работы на поперечный изгиб как свободно лежащей на двух опорах балки, нагруженной давлением воды и собственным весом, каковую нагрузку можно принять равномерно распределенной по пролету (см. § 109), и 2) наименьшего суммарного веса цилиндра (оболочки, обрешетин, поперечных диафрагм жесткости). Из условий прочности цилиндра на изгиб в середине пролета [формула (309)] средний радиус оболочки клепаного цилиндра равен:

$$\rho = \sqrt{\frac{Pl}{6,4 \pi (\delta_c + \delta_m - \delta_p)[\sigma]}}, \quad (298)$$

где P —наибольшая нагрузка, изгибающая цилиндр и принимаемая равномерно распределенной;

l —расчетный пролет затвора;

δ_c — конструктивная толщина оболочки в середине пролета, полученная из условий прочности цилиндра на изгиб;

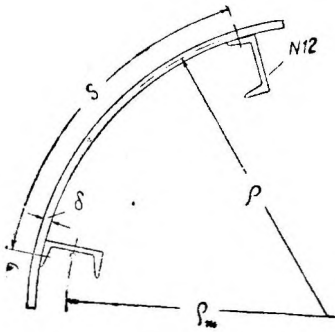
δ_m — фиктивное увеличение толщины оболочки, учитывающее сопротивление швеллеров-обрешетин при работе цилиндра на изгиб и

равное $\delta_m = 1,25 \frac{\omega_m}{S} \left(\frac{\rho_m}{\rho} \right)^2$, где ω_m —площадь сечения нетто одной

обрешетины, ρ_m —радиус окружности центров тяжести обрешетин, S — шаг обрешетин, исчисленный по окружности радиуса ρ (см. фиг. 423);

δ_p — увеличение толщины оболочки на ржавление (обычно $\delta_p = 1$ мм);

$[\sigma]$ —допускаемое напряжение на растяжение и сжатие при поперечном изгибе цилиндра.



Фиг. 423.

Вес оболочки и поддерживающих ее обрешетин при заданных пролете и напоре зависит только от величины δ_c . Поэтому, задаваясь различными значениями δ_c , мы получим разные значения G_1 . Однако в пределах часто применяемых толщин оболочки 8—14 мм изменения величины G_1 будут незначительны, причем минимальное значение G_1 получается при $\delta_c = 10$ мм; при увеличении толщины от $\delta_c = 10$ мм до $\delta_c = 14$ мм этот вес увеличивается от 1,5 до 2,9% в прямой зависимости от пролета; при уменьшении же толщины от $\delta_c = 10$ мм до $\delta_c = 8$ мм вес G_1 увеличивается от 2,0 до 2,6% в обратной зависимости от пролета, принимаемого в пределах от 10 до

40 м. При заданных условиях пролета и напора радиус ρ при изменении δ_c от 14 до 8 мм изменяется следующим образом:

$$\begin{aligned} \frac{\rho_{14}}{\rho_{10}} &= 0,859; & \frac{\rho_{13}}{\rho_{10}} &= 0,889; & \frac{\rho_{12}}{\rho_{10}} &= 0,922; & \frac{\rho_{11}}{\rho_{10}} &= 0,958; \\ \frac{\rho_{10}}{\rho_{10}} &= 1,000; & \frac{\rho_9}{\rho_{10}} &= 1,047; & \frac{\rho_8}{\rho_{10}} &= 1,102. \end{aligned}$$

Вес всех поперечных диафрагм жесткости может быть определен по формуле:

$$G_2 = a\rho^2 + b(\rho - h_m)^2, \quad (299)$$

где a и b — некоторые постоянные величины при заданных пролете и напоре;

ρ — средний радиус оболочки цилиндра;

h_m — высота обрешетин-швеллеров.

Таким образом вес G_2 зависит (при данных условиях пролета и напора) в основном от радиуса ρ , который в свою очередь находится в обратной зависимости от толщины оболочки в середине пролета δ_c . Сопоставляя веса G_2 для тех же значений $\delta_c = 8 \div 14$ мм, получаем, что вес G_2 достигает своего минимума при $\delta_c = 14$ мм и быстро увеличивается при уменьшении до 8 мм.

В соответствии с характером изменения весов G_1 и G_2 суммарный вес цилиндра G получает наименьшее значение при $\delta_c = 14$ мм, увеличиваясь однако сравнительно медленно при уменьшении толщины δ_c .

Приведенные соображения и выводы, принадлежащие проф. В. Г. Гельбель¹, основаны на ряде допущений и упрощений, к тому же они не учитывают конкретных особенностей проекта, например применения сварки и т. п.; поэтому с ними можно считаться только как с методическими указаниями, пользуясь которыми, необходимо в каждом отдельном случае, задаваясь различными значениями δ_c и ρ , рассмотреть несколько вариантов компоновки цилиндра с целью нахождения диаметра, дающего наименьший суммарный вес. Отметим, что в иностранной практике проектирования вальцовых затворов наиболее выгодным соотношением диаметра к длине цилиндра считают 1:8; радиус цилиндра при $h > 6$ м рекомендуют принимать не менее величины $\rho = \sqrt{h}$, где h — высота затвора.

2. ТИП ВАЛЬЦОВОГО ЗАТВОРА

Диаметр цилиндра, намеченный в соответствии с вышеизложенными требованиями, следует увязать с типом вальцового затвора (с нижним щитком или с передним козырьком).

При больших пролетах и относительно малых высотах затвора обычно принимают цилиндр с нижним щитком; высота последнего (от порога до нижней кромки цилиндра) колеблется в пределах $0,5 \div 1,5$ м. При увеличении высоты затвора, особенно при небольших по сравнению с высотой пролетах, переходят к цилиндру с передним козырьком, так как при значительных диаметрах цилиндра обеспечение его достаточной жесткости становится затруднительным и вызывает большой расход материала. Диаметр цилиндра обычно не превосходит 4 м и только в отдельных случаях достигает 5—6 м.

На выбор типа вальцового затвора влияет также необходимость расположения линии касания зубчатых дуг вальца и зубчатых реек-рельсов в нижнем положении затвора на высоте от порога не ниже $\frac{1}{3} h$, где h — высота затвора. Этим мероприятием увеличивается устойчивость затвора при опоре его на порог.

3. ОЧЕРТАНИЕ НИЖНЕГО ЩИТКА И ПЕРЕДНЕГО КОЗЫРЬКА

Рациональное очертание нижнего щитка или переднего козырька должно удовлетворять следующим требованиям.

1. Должны быть обеспечены благоприятные условия истечения изпод затвора. Для этого нижний щиток или нижняя часть переднего козырька должны быть направлены к порогу возможно более круто с целью отклонения донной струи от цилиндра и предупреждения образования вакуума.

2. Необходимо обеспечить устойчивость затвора в его нижнем положении и в то же время по возможности уменьшить начальное подъемное

¹ В. Г. Гельбель, Цилиндрические затворы, 1922 г.

усилие. Эти требования противоречат друг другу и должны быть увязаны не только с вопросом об очертании нижнего щитка и переднего козырька, но и с вопросом о выборе угла наклона опорной рейки [см. п. 4]. Следует учитывать, что равнодействующая давления воды на нижний щиток или на нижнюю часть переднего козырька может создать момент, который уменьшает начальное подъемное усилие, но в то же время уменьшает и устойчивость затвора в его нижнем положении. Поэтому очертание нижнего щитка или переднего козырька должно быть подобрано так, чтобы по возможности наилучшим образом удовлетворить указанным требованиям. При этом следует проследить влияние облегчающего подъем момента на всем протяжении до выхода затвора из воды во избежание получения сжимающего тяговые цепи усилия, превосходящего растягивающее усилие от собственного веса, т. е. во избежание произвольного выкатывания затвора наверх под давлением воды.

Устойчивость затвора в его нижнем положении (при опоре на порог) определяется коэффициентом устойчивости, равным отношению моментов сил (относительно мгновенной оси вращения), стремящихся закрыть и поднять затвор.

Момент, стремящийся закрыть затвор, т. е. прижать его к порогу, определяется из выражения

$$M_1 = G \cdot g + P' \cdot p, \quad (300)$$

где G — полный вес затвора;

P' — горизонтальная составляющая полного давления воды на затвор;

g и p — плечи сил G и P' относительно мгновенной оси вращения.

При определении M_1 можно пренебречь давлением (распором) нанов-сов ввиду неопределенности этого фактора.

Момент, стремящийся поднять затвор, равен:

$$M_2 = V' \cdot t' + V_1 \cdot t_1, \quad (301)$$

где V' — вертикальная составляющая (снизу вверх) полного давления воды на затвор;

V_1 — давление воды (снизу вверх) на брус донного уплотнения, равное $V_1 = \gamma b l H_e$ (γ — объемный вес воды, b — ширина бруса,

l — пролет затвора, H_e — напор верхнего бьефа);

t' и t_1 — плечи сил V' и V_1 относительно мгновенной оси вращения.

Устойчивость вальцового затвора на пороге определяется из условия:

$$K_1 = \frac{M_1}{M_2} \geq 1,25. \quad (302)$$

Увеличение устойчивости затвора в его нижнем положении создается иногда за счет впуска воды во внутреннюю полость цилиндра.

Следует однако учитывать, что при увеличении K_1 возрастает и начальное подъемное усилие, что увеличивает мощность подъемника и вообще нежелательно по условиям эксплуатации.

Надежность донного уплотнения определяется из условия:

$$K_2 = \frac{M'}{M''} \geq 1,25, \quad (303)$$

где M' — момент всех сил кроме V_1 относительно мгновенной оси вращения;

M'' — момент силы V_1 относительно той же оси.

¹ При условии расположения мгновенной оси вращения вальца в его нижнем положении не ниже $1/3 h$ от порога.

3. Затвор должен быть защищен от неблагоприятных воздействий отложившихся перед ним наносов или навалки льда. Все точки водоудерживающей стенки в начальный период подъема затвора должны перемещаться в сторону нижнего бьефа во избежание действия отпора наносов или необходимости преодолеть сопротивления подъему со стороны ледяного поля. Эти сопротивления тем более нежелательны, что при большом плече указанных сил относительно мгновенной оси вращения они вызывают значительное увеличение подъемного усилия.

4. УГОЛ НАКЛОНА ОПОРНОЙ РЕЙКИ

Угол наклона опорной рейки, по которой происходит перекачивание вальцового затвора, оказывает существенное влияние на условия подъема и устойчивости затвора, а также работы опорного зубчатого зацепления.

Увеличение угла наклона рейки к горизонту на ее нижнем участке обеспечивает надежность донного уплотнения и приводит к уменьшению давлений на зубья, а следовательно к уменьшению веса дорого стоящих литых зубчатых дуг бандажа и опорных реек.

Верхнему участку рейки желательно придавать меньший угол наклона, так как при этом уменьшаются тяговое усилие в рабочей цепи и давление на зубья и в то же время увеличивается устойчивость поднятого над потоком затвора, т. е. надежность плотного прилегания зубьев бандажа к зубьям опорной рейки при отсутствии давления воды и наличии ветра со стороны нижнего бьефа.

Невыполнение указанного требования повлекло бы за собой отход затвора от рейки, толчки, удары и следовательно необходимость иметь обратный путь, так как гибкие тяги — цепи не могут обеспечить требуемое в этом случае прижатие затвора к опорным путям.

Во избежание этого необходимо, чтобы нормальная составляющая давления на рейку от собственного веса затвора превышала нормальную составляющую от давления ветра, т. е.

$$G \cdot \cos \alpha > W \cdot \sin \alpha, \quad (304)$$

где α — угол наклона рейки к горизонту;

G — полный вес затвора;

W — горизонтальное давление ветра.

Указанное условие справедливо для случая, когда затвор висит на цепи, направление которой принимается параллельным опорной рейке (что при данном угле α дает минимум подъемного усилия), и следовательно усилие в цепи не дает нормальной составляющей на рейку. Если же затвор подвешен на специальных вертикальных подвесках, то условие невыхода затвора из зацепления, пренебрегая, как и в первом случае, силой трения в зубьях, будет:

$$G \cdot \cos \alpha > W \cdot \sin \alpha + Z_0 \cdot \cos \alpha, \quad (305)$$

где Z_0 — усилие, воспринимаемое подвеской и определяемое из условия равенства моментов трех сил: G , W и Z_0 , т. е.:

$$Z_0 = \frac{Ga + W \cdot b}{c},$$

где a , b и c — плечи этих сил относительно мгновенной оси вращения затвора.

В случае невозможности удовлетворить условию невыхода затвора (в его верхнем положении) из зацепления при наличии ветра со стороны нижнего бьефа, следует предусмотреть торцевые ролики с короткими контррельсами.

Во всяком случае должно быть обеспечено плотное прилегание холостого зубчатого бандажа к холостой зубчатой рейке при отсутствии ветра со стороны нижнего бьефа.

Таким образом требования, предъявляемые к выбору рационального угла наклона опорной рейки, диаметрально противоположны для нижнего и верхнего положений затвора. Поэтому в первых конструкциях вальцовых затворов имеются случаи применения реек, изогнутых в вертикальной плоскости и таким образом удовлетворяющих обоим требованиям. Однако трудность изготовления криволинейных реек, с одной стороны, и увеличение объема кладки быков при пологих рейках, с другой стороны, привели в дальнейшем (при отсутствии специальных требований к затвору в отношении его движения и опускания) к применению прямолинейных опорных реек с постоянным углом наклона α . Чаще всего угол α берут равным $68^\circ \div 70^\circ$.

§ 109. ОБОЛОЧКА И ОБРЕШЕТИНЫ

Оболочка современных цилиндрических клепаных затворов, как правило, поддерживается обрешетинами, обычно швеллерами, которые опираются на ряд поперечных диафрагм жесткости.

При применении сварной конструкции вальцовых затворов обшивка приваривается не только к обрешетинам, прикрепляемым впритык к стенкам диафрагмы, но и к самим диафрагмам (фиг. 432).

Работа оболочки, обрешетин и диафрагм жесткости представляет собой весьма сложную картину в отношении как точного учета всех действующих сил, так и установления способа расчета каждой из этих частей цилиндра. До настоящего времени еще не создана полная и четкая схема расчета цилиндрического затвора. Поэтому приводимую ниже схему расчета следует рассматривать только как приближение к решению указанной задачи.

1. РАСЧЕТ ОБОЛОЧКИ

Работа оболочки цилиндра существенно различна при применении нижнего щитка или переднего козырька.

а) Оболочка цилиндра с нижним щитком

Оболочка цилиндра с нижним щитком подвергается действию:

а) изгиба как цилиндрическая балка, свободно лежащая на двух опорах — зубчатых рейках с равномерно распределенной нагрузкой от давления воды на затвор;

б) местного изгиба от давления воды на интервале между обрешетинами;

в) скручивания вследствие того, что равнодействующая сил, приложенных к цилиндру с нижним щитком или передним козырьком, не проходит через его ось.

Для расчетного случая примем наиболее невыгодное нижнее положение затвора, чуть приподнятого над порогом, при максимальной разности горизонтов верхнего и нижнего бьефов (см. § 107).

Изгибающий момент для цилиндра как балки, свободно лежащей на двух опорах, равен:

$$M_x = \frac{P \cdot x (l - x)}{2l}, \quad (306)$$

где P — наибольшая нагрузка, изгибающая цилиндр и равная

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2} \quad (\text{см. § 107});$$

l — расчетный пролет вальца (между осями опор);

x — расстояние произвольно выбранного сечения от одной из опор.

Максимальный изгибающий момент имеет место при $x = l/2$ и равен:

$$M_{\max} = \frac{P \cdot l}{8}.$$

Нормальное напряжение от изгиба:

$$\sigma_1 = \frac{M_x}{W},$$

где W —момент сопротивления, равный для кольцевого сечения (при весьма малом отношении толщины оболочки к диаметру) с учетом ослабления сечения заклепками $W=0,8 \pi r^2 \delta$, где r — средний радиус оболочки, δ — расчетная толщина оболочки.

С учетом работы обрешетин момент сопротивления нетто поперечного сечения цилиндра в сечении $X-X$ будет равен (фиг. 424):

$$W = 0,8\pi (\delta_x + \delta_m - \delta_p) \cdot \rho^2, \quad (307)$$

где δ_x —действительная толщина оболочки цилиндра в сечении $X-X$. Значения δ_m и δ_p даны выше [формула (298)].

Таким образом нормальное напряжение от изгиба в некотором сечении $X-X$ может быть выражено следующим образом:

$$\sigma_1 = \frac{M_x}{W} = \frac{M_x}{0,8\pi (\delta_x + \delta_m - \delta_p) \rho^2} \leq [\sigma]. \quad (308)$$

Отсюда:

$$(\delta_x + \delta_m - \delta_p) = \frac{M_x}{0,8\pi \rho^2 [\sigma]}, \quad (309)$$

где $[\sigma]$ —допускаемое напряжение на изгиб.

Так как ρ и $[\sigma]$ постоянны для всех сечений цилиндра, то из этой формулы вытекает, что эпюра величины $(\delta_x + \delta_m - \delta_p)$

аналогична эпюре M_x (фиг. 424, б и в). Вычитая из ординат эпюры $(\delta_x + \delta_m - \delta_p)$ величины $(\delta_m - \delta_p)$ получим эпюру теоретических (фиг. 424, з), а затем и практических (фиг. 424, д) толщин оболочки.

Изгиб цилиндра как балки, свободно лежащей на двух опорах, вызывает появление перерезывающих сил. Максимальное касательное напряжение от перерезывающей силы имеет место в нейтральном слое на опоре и определяется по следующей формуле:

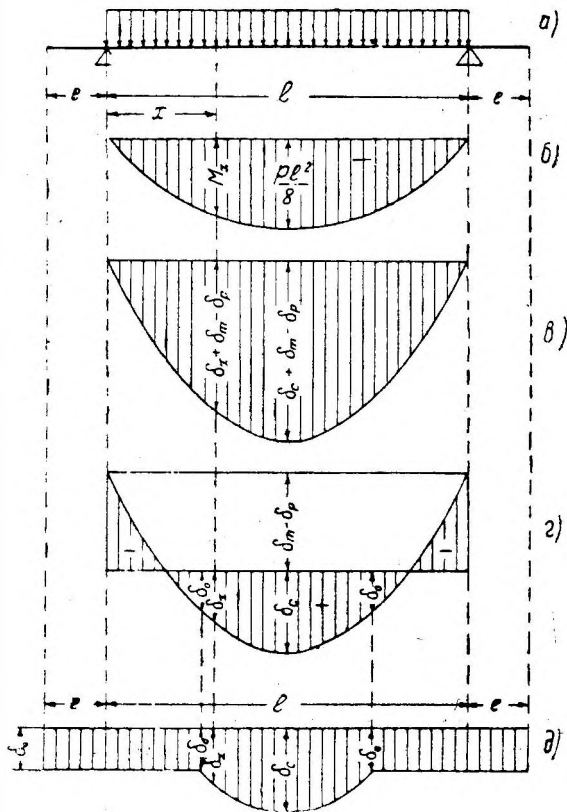
$$\tau_{1\max} = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b} \cdot k, \quad (310)$$

где Q — перерезывающая сила, т. е. опорная реакция;

S — статический момент полусечения относительно нейтральной оси, равный $S = 2\delta \cdot \rho^2$;

I — момент инерции всего сечения относительно нейтральной оси, равный $I = \pi \cdot \delta \cdot \rho^3$;

b — толщина сечения в нейтральном слое, равная $b = 2\delta$;



Фиг. 424. а—схема нагрузки; б— эпюра изгибающих моментов M_x ; в — эпюра значений величины $(\delta_x + \delta_m - \delta_p)$; г—эпюра значений величины δ_x т. е. эпюра теоретических толщин оболочки цилиндра; д — эпюра практических толщин оболочки цилиндра.

k — коэффициент, учитывающий ослабление сечения заклепками, принимаемый

Подставляя эти значения, получим:

$$\tau_{1\max} = \frac{1,2Q \cdot 2\delta\rho^2}{\pi \cdot \delta \cdot \rho^3 \cdot 2\delta} = \frac{1,2Q}{\pi \cdot \rho \cdot \delta} = 0,38 \frac{Q}{\rho \cdot \delta}. \quad (311)$$

Как было отмечено выше, цилиндр подвергается скручиванию. Крутящий момент имеет переменную величину по длине цилиндра. Принимая полную нагрузку на цилиндр P равномерно распределенной по пролету в свету l_0 и пользуясь значениями $T_{прин}$, S_1 и S_2 , выведенными в § 107, получим следующие крутящие моменты (фиг. 425):

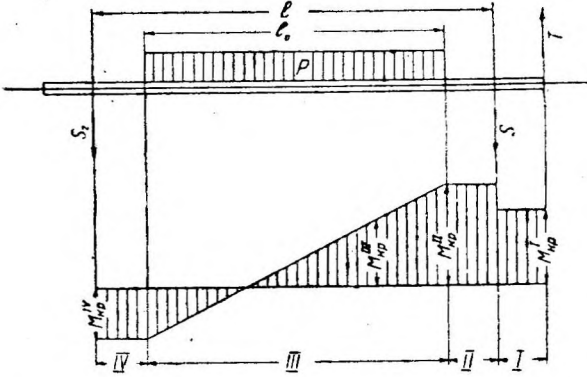
На участке I: $M_{кр}^I = T_{прин} \cdot r_2$;
 " " II: $M_{кр}^{II} = T_{прин} \cdot r_2 + S_1 \cdot r_1$;
 " " IV: $M_{кр}^{IV} = -S_2 \cdot r_1$.

На участке III: $M_{кр}^{III}$ изменяется по закону прямой линии (вследствие допущения о равномерном распределении нагрузки) между значениями $M_{кр}^{II}$ и $M_{кр}^{IV}$.

Значения r_1 и r_2 даны на фиг. 421.

Касательные напряжения от кручения определяются по формуле:

$$\tau_{2кр} = \frac{M_{кр}}{W} = \frac{M_{кр} \cdot \rho_1}{I_n}, \quad (312)$$



Фиг. 425.

где $M_{кр}$ — крутящий момент;
 W — момент сопротивления нетто;
 ρ_1 — расстояние от центра цилиндра до наиболее удаленного волокна, т. е. ρ_1 — наружный радиус оболочки;
 I_n — полярный момент инерции, равный $I_n = \frac{\pi}{2}(\rho_1^4 - \rho_2^4)$, где ρ_2 — внутренний радиус оболочки цилиндра.

Нормальные напряжения от изгиба цилиндра σ , и касательные напряжения от кручения $\tau_{2кр}$ суммируются по формуле Сен-Венана:

$$\sigma_{ид} = 0,35\sigma_1 + 0,65\sqrt{\sigma_1^2 + 4\tau_{2кр}^2}. \quad (313)$$

На интервале между двумя обрешетинами оболочка цилиндра представляет собой тонкую круговую арку с заделанными пятнами, работающую на местный изгиб под действием давления воды со стороны верхнего бьефа.

Учитывая рднако незначительность стрелы подъема арки по сравнению с ее пролетом, расчет прочности оболочки цилиндра можно вести как плоской пластинки или как пологой параболической арки с заделанными пятнами. Первый способ (см. гл. 11) применим при соотношениях

стрелы подъема арки к ее пролету $f/l \leq 0,05$, т. е. при числе равномерно

распределенных по длине окружности обрешетин $n \geq 16$. При $n < 16$ напряжения в оболочке арки в предположении действия равномерно распределенной нагрузки определяются по формуле (фиг. 426):

$$\sigma_2 = -\frac{H}{\omega} \pm \frac{M}{W}, \quad (314)$$

где H —распор арки в кг;

ω — площадь поперечного сечения арки шириной 1 см; $\omega = \delta \text{ см}^2$
(δ — толщина оболочки);

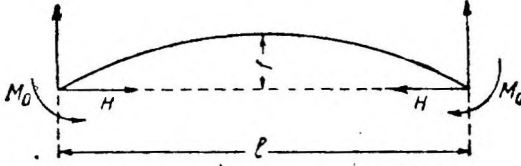
M — изгибающий момент в кг/см;

W — момент сопротивления поперечного сечения арки, равный
 $\delta^2/6 \text{ см}^3$.

Верхний знак перед вторым членом формулы (314) относится к внутренним растянутым волокнам арки, нижний знак — к внешним сжатым волокнам.

Распор H определяется по формуле:

$$H = \frac{ql^2}{8f} \cdot K \text{ в кг,} \quad (315)$$



Фиг. 426.

где q — равномерно распределенная нагрузка, приходящаяся на 1 пог. см арки, в кг/см²;

l —пролет арки, т. е. расстояние между осями поддерживающих ее обрешетин, в см;

f —стрела подъема арки в см;

$$K = \frac{1}{1 + \frac{15}{16} \left(\frac{\delta}{f}\right)^2}.$$

Изгибающий момент в любом сечении арки может быть определен по формуле для балки с заделкой на опорах при фиктивной равномерной нагрузке:

$$q_0 = q(1 - K),$$

т. е.

$$M = \frac{qx(l-x)}{2} (1 - K) + M_0, \quad (316)$$

где M_0 —момент заделки, равный $M_0 = -\frac{ql^2}{12} (1 - K)$.

Изгибающий момент по середине пролета:

$$M = \frac{ql^2}{24} (1 - K)$$

и на опоре, где M достигает максимума:

$$M_{\max} = -\frac{ql^2}{12} (1 - K). \quad (317)$$

Таким образом формула (314) принимает окончательный вид:

$$\sigma_2 = -\frac{ql^2 K}{8f\delta} + \frac{ql^2(1-K)\delta}{12\delta^2} = -\frac{ql^2 K}{8f\delta} + \frac{ql^2(1-K)}{12\delta^2}. \quad (318)$$

Вместе с тем оболочка цилиндра на интервале между двумя обрешетинами должна быть проверена на устойчивость под действием центрально приложенной продольной силы (распора H), причем величина критической силы определяется по формуле:

$$P_{кр} = \frac{EI}{\rho^2} \left(9 \frac{\pi^2}{\Psi^2} - 1\right), \quad (319)$$

где $P_{кр}$ —критическая сила в кг;

Ψ — центральный угол арки;

E — модуль упругости, равный для стали $E = 2100\ 000\ \text{кг/см}^2$;

I — момент инерции сечения арки в см^2 ($I = \delta^3/12$ при рассмотрении

единицы длины оболочки в направлении образующей цилиндра;
 δ — толщина обшивки);

ρ — радиус кривизны арки.

При этом коэффициент запаса на устойчивость арки должен быть

$$\frac{\sigma_{кр}}{\sigma_{\max}} \geq 2,$$

где $\sigma_{кр}$ — критическое напряжение в кг/см^2 , получающееся в результате действия силы $P_{кр}$.

Одновременно с напряжениями от местного изгиба σ_2 в оболочке развиваются дополнительные напряжения, действующие по направлению, перпендикулярному к направлению напряжения σ_2 и равные $\eta\sigma_2$, где η — коэффициент Пуассона, принимаемый для стали равным $\eta = 0,3$. Дополнительные напряжения $\eta\sigma_2$ являются растягивающими, если напряжение σ_2 растягивающее, и сжимающими, если напряжение σ_2 сжимающее.

Если на верховой стороне цилиндра выделить из оболочки прямоугольник $ab\gamma z$ (фиг. 427), стороны которого ab и γz параллельны оси цилиндра, то по граням ab и γz будут действовать напряжения от местного изгиба σ_2 , а по

граням av и $b\gamma$ — напряжения от изгиба всего цилиндра и дополнительные от местного изгиба $\eta\sigma_2$. При этом напряжение постоянно по своей величине во всех точках граней av и $b\gamma$ и является сжимающим напряжением; напряжения же σ_2 и $\eta\sigma_2$ достигают максимальной величины или у внешней или у внутренней поверхности выделенного элемента оболочки, причем эти напряжения либо оба растягивающие (фиг. 427, а), либо оба сжимающие (фиг. 427, б).

Условия прочности оболочки цилиндра, подверженной одновременному действию напряжений σ_1 , σ_2 и $\eta\sigma_2$, будут следующие (обозначая через σ_1 и σ_2 абсолютные величины напряжений:

а) Нормальные напряжения:

$$1) \sigma_2 \leq [\sigma]; \quad (320)$$

$$2) \sigma_1 \mp 0,3\sigma_2 \leq [\sigma]. \quad (321)$$

б) Касательные напряжения:

$$3) \tau_3 = \frac{1}{2} [(\sigma_1 \mp 0,3\sigma_2) \pm \sigma_2] \leq [\tau]. \quad (322)$$

Верхние знаки относятся к случаю, когда σ_2 — растягивающее напряжение, нижние знаки — когда σ_2 — сжимающее напряжение. Здесь $[\sigma]$ — допустимое напряжение на растяжение и сжатие; $[\tau]$ — допустимое напряжение на скалывание (см. гл. 3). Эти три условия ограничивают величину напряжения от изгиба всего цилиндра σ_1 которое должно быть определено с учетом этих условий.

Напряжения в оболочке определяются для нескольких сечений по длине цилиндра и сводятся для удобства расчета в таблицу нижеследующей формы (табл. 35).

Сечения	σ_1	σ_2	$\eta\sigma_2$	τ_1	τ_2	$\tau = \tau_1 + \tau_2$	$\sigma_{ид} = 0,35 \sigma_1 + 0,65 \sqrt{\sigma_1^2 + 4\tau_{2кр}^2}$
На опоре .							
I							
II							
.							

В заключение следует определить температурные напряжения, возникающие в цилиндре вследствие нагрева солнцем его низовой стороны и постоянного охлаждения водой его верхней стороны, принимающей температуру воды.

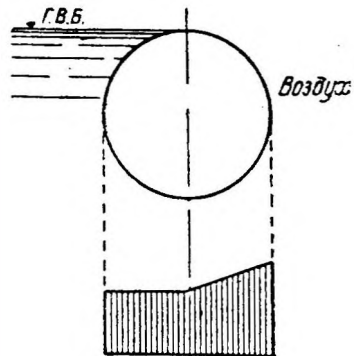
Распределение температуры по поперечному сечению цилиндра может быть принято согласно фиг. 428. Температурные напряжения могут быть определены по формуле:

$$\sigma_t = \frac{\pi^2}{16} E \cdot \alpha_t \cdot \Delta t, \quad (323)$$

где E — модуль упругости стали, равный 2100000 кг/см²;

α_t — коэффициент линейного расширения стали, равный 0,000012;

Δt — приращение температуры в градусах.



Фиг. 428.

б) Оболочка цилиндра с передним козырьком

Оболочка цилиндра с передним козырьком подвергается действию:

а) изгиба как цилиндрическая балка, свободно лежащая на двух опорах — зубчатых рейках, с нагрузкой от давления воды, передаваемой передним козырьком и могущей быть принятой равномерно распределенной;

б) скручивания, вследствие того, что действующие на цилиндр силы не проходят через его ось.

В данном случае расчет оболочки (принимаем условно, что давление воды передается козырьком на цилиндр не в виде отдельных сосредоточенных сил, а сплошной нагрузкой) отличается от рассмотренного выше только отсутствием местного изгиба, так как давление воды воспринимается непосредственно передним козырьком. Температурные напряжения в этой конструкции весьма малы и ими можно пренебречь. Следовательно здесь имеют место напряжения σ_1 , τ_1 , τ_2 и $\sigma_{ид}$, определение которых производится аналогично предыдущему случаю.

2. КОНСТРУИРОВАНИЕ ОБОЛОЧКИ ЦИЛИНДРА

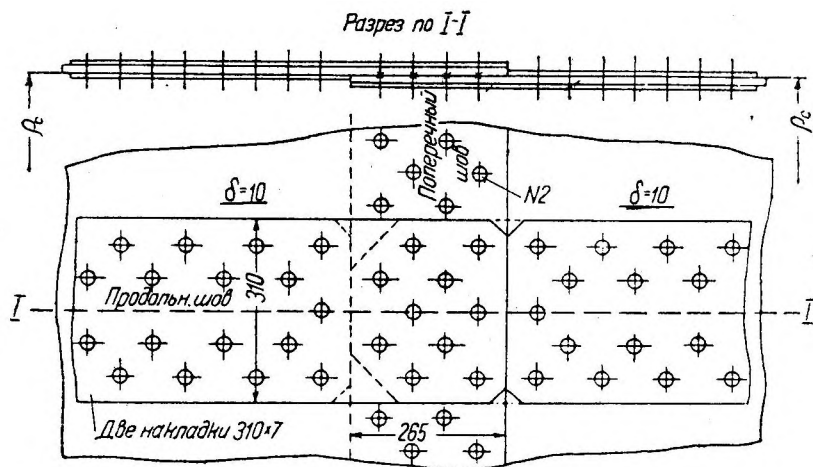
Оболочка цилиндра образуется из звеньев листовой стали, соединение которых может быть произведено различными способами, причем наиболее выгодным обычно является тот способ, при котором вес накладочного материала достигает минимума. При этом конечно учитываются стандартные размеры листовой стали.

Швы оболочки цилиндра бывают двух видов: поперечные, расположенные в вертикальных плоскостях (перпендикулярных оси цилиндра) и разделяющие оболочку на отдельные звенья, и продольные — горизонтальные.

Хотя наиболее экономичным способом соединения является стык внахлестку, применение его оказывается возможным только для поперечных

швов, так как условия сопряжения их с продольными швами не позволяют применить для последних стык внахлестку. Поэтому продольные швы конструируют с одной или чаще с двумя накладками, поскольку последнее оказывается более экономичным.

Так как листы оболочки своей длинной стороной могут быть расположены и вдоль оси и нормально к ней, то число продольных и поперечных швов может быть принято в различных комбинациях, причем с увеличением числа продольных швов будет уменьшаться число попе-



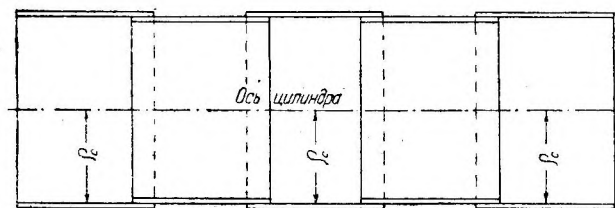
Фиг. 429.

речных швов, и наоборот. Наилучшее решение находится путем составления нескольких вариантов и сопоставления весов накладочного материала.

При поперечных швах внахлестку, а продольных — с двумя накладками (фиг. 429) обычно является наиболее целесообразным принять наименьшее число продольных швов и следовательно

наибольшее число отдельных звеньев, что вместе с тем позволяет легче подбирать толщину оболочки по длине цилиндра.

Наружный радиус внутренних звеньев и внутренний радиус наружных звеньев по всей длине цилиндра принимаются постоянными (фиг. 430), т. е. $r_c = \text{const}$. Число звеньев должно быть нечетное, при-



Фиг. 430.

чем в середине пролета располагается наружное звено, обладающее большим моментом сопротивления.

Стыки должны быть рассчитаны на действие как изгибающего, так и крутящего моментов, значения которых берутся из приведенного выше расчета оболочки.

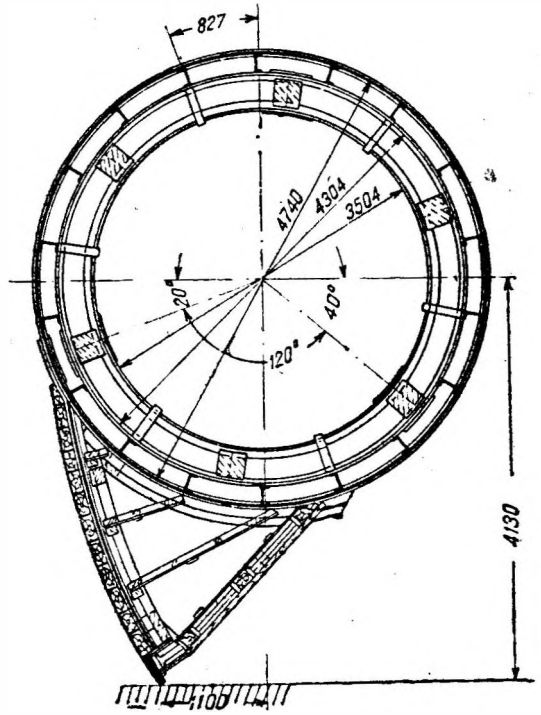
В случае возможности подтопления цилиндра со стороны нижнего бьефа, а также для обеспечения опускания и устойчивости затвора в нижнем положении, с низовой стороны оболочки, а также в торцевой обшивке устраиваются отверстия для доступа воды внутрь цилиндра. При этом необходимо обеспечить подвод воздуха для свободного выпуска воды из цилиндра.

3. ОБРЕШЕТИНЫ

Обрешетины конструируют из швеллеров № 10—20 и располагают по окружности цилиндра на одинаковых расстояниях друг от друга, равных 0,6—0,8 м. Своей короткой полкой швеллеры приклепываются к оболочке (фиг. 431), причем они размещаются таким образом, чтобы в них не задерживалась вода в нижнем положении затвора. Число обрешетин в зависимости от диаметра цилиндра назначается в пределах от 8 до 20, причем желательно (но необязательно), чтобы оно было кратным четырем, так как при этом сечение из оболочки и обрешетин имеет одинаковые моменты сопротивления относительно всех осей, проходящих через центр его тяжести, что обеспечивает уменьшение напряжений в цилиндре при уменьшении нагрузки по мере выкатывания его наверх.

Обрешетины участвуют в изгибе и кручении цилиндра как балки, свободно лежащей на двух опорах, причем в их волокнах, прилегающих к оболочке, развиваются те же нормальные напряжения, что и в оболочке. Если цилиндр непосредственно воспринимает давление воды верхнего бьефа, обрешетины верховой стороны цилиндра подвергаются еще и местному изгибу в диаметральной плоскости, работая как многопролетные неразрезные балки, лежащие на опорах — поперечных диафрагмах жесткости.

Обрешетины подвергаются также изгибу и в плоскости хорды арки оболочки под действием распора H (фиг. 426), однако разность величин H , передаваемых на обрешетину оболочкой двух соседних арок, весьма мала и поэтому ею можно пренебречь.



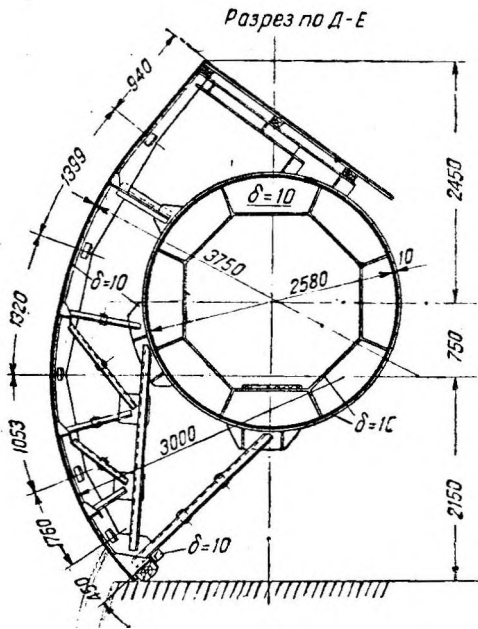
Фиг. 431. Вальцовый затвор с нижним щитком

4. НИЖНИЙ ЩИТОК И ПЕРЕДНИЙ КОЗЫРЕК

Нижний щиток и передний козырек представляют собой криволинейную вододерживающую стенку, непосредственно воспринимающую давление воды верхнего бьефа и передающую это давление на цилиндр.

Нижний щиток состоит из обшивки, опирающейся на 1—2 промежуточные горизонтальные балки и ряд вертикальных стоек, прикрепленных своим верхним концом к оболочке цилиндра, а нижним — к крайней горизонтальной балке, идущей через весь пролет и используемой также и для создания донного уплотнения (фиг. 431). Промежуточные горизонтальные балки разрезаются у вертикальных стоек. Передача давления воды от щитка на цилиндр происходит по вертикальным плоскостям, в которых расположены поперечные диафрагмы жесткости цилиндра, и совершается при помощи наклонных подкосов, упирающихся одним концом в горизонтальные балки щитка, а другим — в цилиндр. При малых расстояниях между подкосами и стойками они связываются в вертикальной плоскости сплошным металлическим листом.

Передний козырек состоит из тех же частей, что и нижний щиток, только при увеличенном числе горизонтальных балок (ригелей) и подкосов и большей мощности элементов. Ригели располагаются по высоте козырька в соответствии с эпюрой давления воды, т. е. расстояния между ними уменьшаются книзу (фиг. 432). Конструкцию переднего козырька можно разделить на три основные части: обшивку, горизонтальные разрезные ригели и ряд вертикальных ферм, каждая из которых состоит из, неразрезной вертикальной стойки, являющейся верхним поясом фермы, и системы подкосов — решетки фермы. Усилия в стержнях фермы определяются путем построения диаграммы Кремоны. Стойки кроме осевого усилия работают и на местный изгиб.

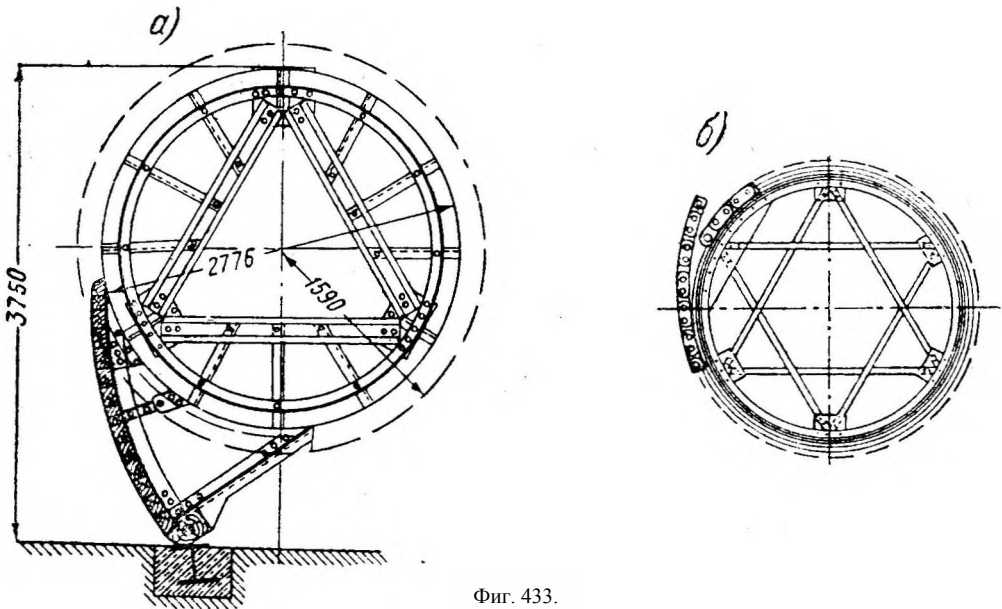


Фиг. 432. Вальцовый затвор с передним козырьком

Если возможен сброс льда или плавающих тел поверх затвора, то по верхним подкосам вертикальных ферм козырька укладываются прогоны, а по ним — деревянный настил (фиг. 432). В этом случае вертикальная нагрузка от льда учитывается в расчете ферм козырька и вызывает сжатие стоек.

§ 110. ПОПЕРЕЧНЫЕ ДИАФРАГМЫ ЦИЛИНДРА

Диафрагмы жесткости служат для обеспечения неизменяемости поперечного сечения цилиндра под влиянием действующих на него сил и для восприятия сосредоточенных нагрузок, передаваемых опорными частями, тяговыми цепями, передним козырьком или нижним щитком.



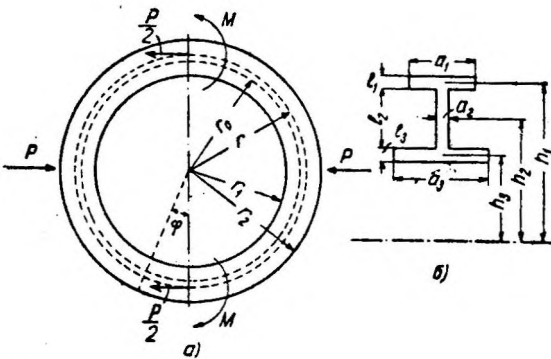
Фиг. 433.

В зависимости от расположения и назначения, диафрагмы можно разделить на пролетные, опорные и концевые (днища). Опорные диафрагмы работают на восприятие опорных давлений и используются для прикре-

Распределение пролетных диафрагм по длине цилиндра производят равномерно, и диафрагмы отстоят друг от друга на равных расстояниях, обычно порядка 1,5÷1,8 м. Опорные и концевые диафрагмы сближены, и их расположение увязывается с конструкцией опорных частей и подвесных устройств.

Расчет поперечных диафрагм жесткости ведется по следующей упрощенной и грубо приближенной схеме¹. Считают, что диафрагма как кольцо постоянного поперечного сечения сжимается двумя равными и противоположно направленными радиальными силами P . Для пролетных диафрагм сила P равна давлению воды на панель цилиндра между осями двух соседних диафрагм, для опорных — нормальной составляющей опорной реакции, передаваемой на диафрагму посредством прикрепленной к ней стальной зубчатой дуги.

Если разрезать кольцо по диаметру, нормальному к действующим силам P , и отбросить его правую половину, то для равновесия левого полукольца необходимо приложить силы $P/2$ и моменты M (фиг. 436, а).



Фиг. 436.

Для любого сечения, наклоненного под углом φ к вертикальному диаметру, изгибающий момент:

$$M = \frac{P \cdot r}{2} \left(\cos \varphi - \frac{2}{\pi} \right); \quad (324)$$

нормальная сжимающая сила:

$$N = -\frac{P}{2} \cdot \cos \varphi; \quad (325)$$

перерезывающая сила:

$$Q = \frac{P}{2} \cdot \sin \varphi. \quad (326)$$

Максимальные значения для N получаются при $\varphi = 0$, для M и Q — при $\varphi = \pi/2$:

$$M_{\max} = -0,318 P \cdot r; \quad (327)$$

$$N_{\max} = -\frac{P}{2}; \quad (328)$$

$$Q_{\max} = +\frac{P}{2}. \quad (329)$$

Максимальные нормальные напряжения в кольце будут при $\varphi = \pi/2$ и могут быть определены по формулам:

а) для крайнего внутреннего волокна:

$$\sigma_1 = -\frac{P}{2} \cdot \frac{\cos \varphi}{\omega_n} + \frac{M}{\omega_n (r_1 - r_0)} \cdot \frac{r_1 - r_0}{r_1}; \quad (330)$$

б) для крайнего наружного волокна:

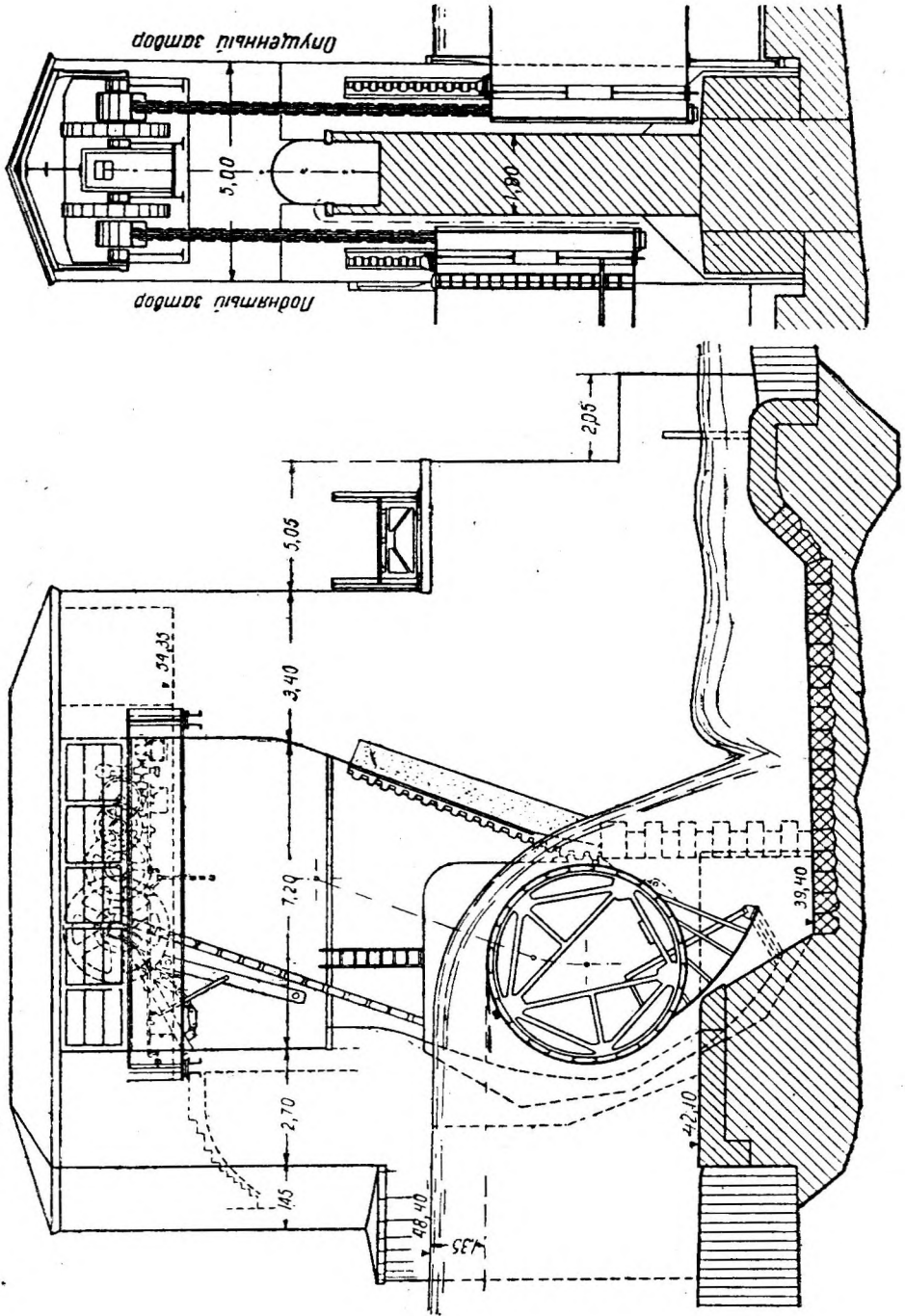
$$\sigma_2 = -\frac{P}{2} \cdot \frac{\cos \varphi}{\omega_n} - \frac{M}{\omega_n (r - r_0)} \cdot \frac{r_2 - r_0}{r_2}, \quad (331)$$

где r — радиус оси кольца;

r_0 — „ окружности нейтрального слоя, смещенного от оси кольца к центру кривизны;

¹ Другие, более сложные способы расчета даны в статье инж. В. И. Петрашень "Расчет диафрагм жесткости вальцовых затворов и тонкостенных цилиндров", "Сборник Гидростройпроекта" № 1, 1936 г.

ние годы получила распространение конструкция донного уплотнения, предложенная фирмой MAN (фиг. 440). Вдоль нижнего края затвора тянется металлическая коробка *a*, у нижнего ребра которой укреплен гибкий металлический лист *b*. На свободном конце листа *b* укреплен уплотняющий

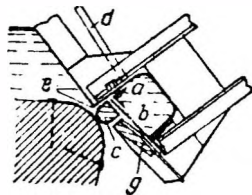


Фиг. 439. Частично опускной вальцовый затвор.

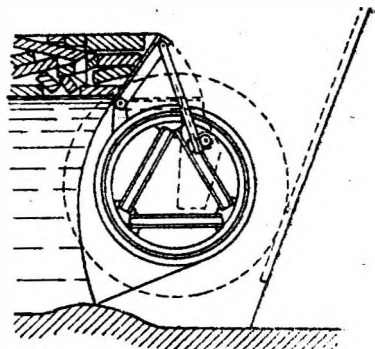
деревянный брусок *c*. При помощи трубки *d* и зазора *e* коробка связана с верхним бьефом и наполнена водой, которая прижимает лист *b* к обделке порога; ход листа *b* ограничен деревянным бруском *g*. При опускании затвора уплотняющий лист несколько отходит от порога, отгибаясь в сторону

коробки *a*. Это уплотнение нуждается в постоянном обогреве во избежание замерзания воды в коробке. При помощи трубки *d* можно осуществить промыв коробки. Однако это уплотнение является чувствительным приспособлением, не соответствующим жесткой и надежной конструкции вальцового затвора. В настоящее время уже принимаются меры к замене описанного пружинящего уплотнения обычным донным деревянным бруском, упирающимся в порог; при таком уплотнении тяговые цепи в нижнем положении затвора могут быть разгружены, как и в подъемных затворах.

2. Затвор с клапаном вначале был предложен с передним козырьком, и клапан укладывался по верху цилиндра (фиг. 441). Однако при такой конструкции опущенный плоский клапан, нарушая обтекаемую цилиндрическую форму гребня затвора, вызывает неблагоприятные гидродинамические явления, подобные имевшим место в первоначальных конструкциях клапанов плоских и сегментных

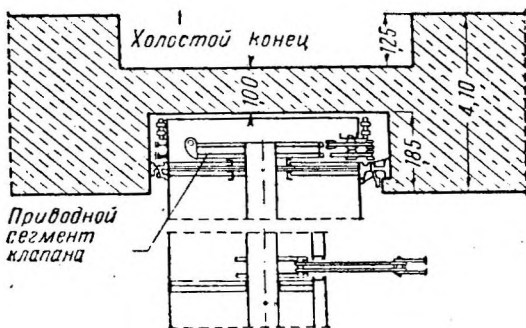
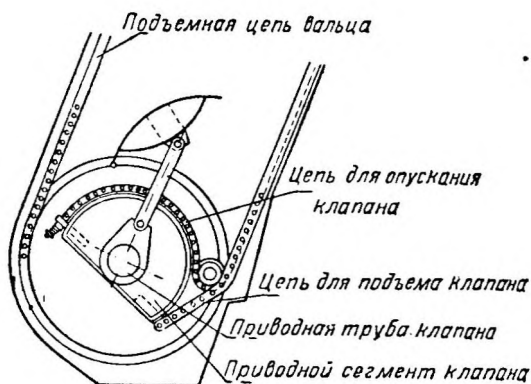


Фиг. 440. Донное уплотнение опускных вальцовых затворов.



Фиг. 441.

вызывает неблагоприятные гидродинамические явления, подобные имевшим место в первоначальных конструкциях клапанов плоских и сегментных затворов. Поэтому за последние 2—3 года фирмой MAN по предложению Конца¹ разработана новая конструкция вальцового затвора с клапаном (фиг. 416), в которой цилиндрическая форма затвора сохранена при уложенном клапане за счет срезки гребня цилиндра. К концу приводной трубы клапана (фиг. 442) прикреплен сегмент. Последний может быть повернут посредством двух цепей, приводимых в движение зубчатым колесом лебедки, на которое цепи насажены в противоположных направлениях. Вращение приводной трубы передается на клапан при помощи укрепленных на ней кривошипов с штангами. В рабочем (поднятом) положении клапана центр приводной трубы и продолжение оси подъемной штанги расположены на одной прямой, благодаря чему труба не подвергается скручиванию. Меньший момент сопротивления цилиндра



Фиг. 442. Вальцовый затвор с клапаном.

(вследствие плоского гребня цилиндра), а также дополнительная нагрузка от веса козырька и переливающейся воды вызывают увеличение веса

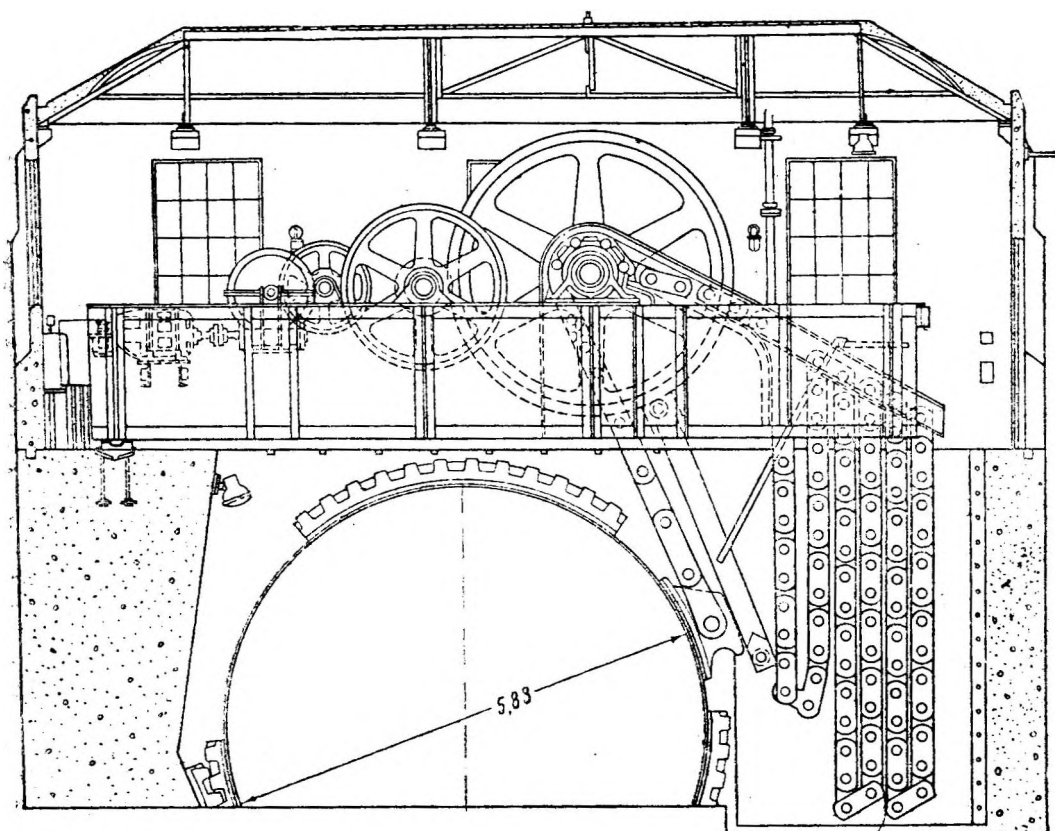
¹ А. Schafer, Wehrverschlüsse mit Aufsatzklappe, "Bautechnik" № 22, 1936.

самого цилиндра приблизительно на 15%. По данным германской практики общая стоимость вальцового затвора с клапаном примерно на 40% выше стоимости затвора без клапана.

§ 114. ПОДЪЕМНЫЕ УСТРОЙСТВА

Подъем вальцовых затворов осуществляется при помощи одностороннего привода. Подъемные механизмы применяются стационарного типа, располагаются на рабочем быке и могут обслуживать затворы обоих соседних пролетов.

Конструкция подъемного механизма в общем аналогична таковой для плоских и сегментных затворов (отпадает только передаточный вал на



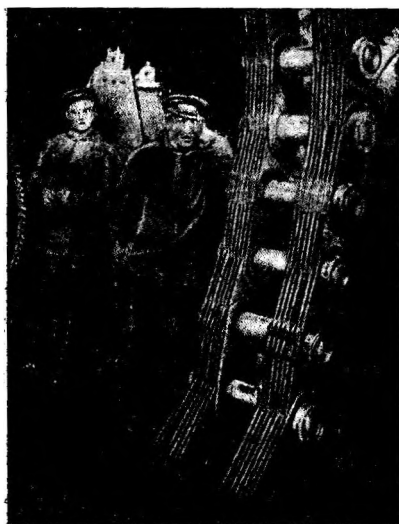
Фиг. 443. Подъемный механизм вальцового затвора.

служебном мостике) и состоит из звездочки, на которую навивается подъемная цепь рабочего конца затвора, нескольких зубчатых цилиндрических передач и червячной передачи, непосредственно связанной с электромотором (фиг. 443). Механизм снабжается тормозами и концевыми выключателями. Предусматривается обычно и ручной привод, который отводится от вала червячной передачи. Механизм располагается на клепаной станине и защищается от атмосферных воздействий специальной надстройкой быка.

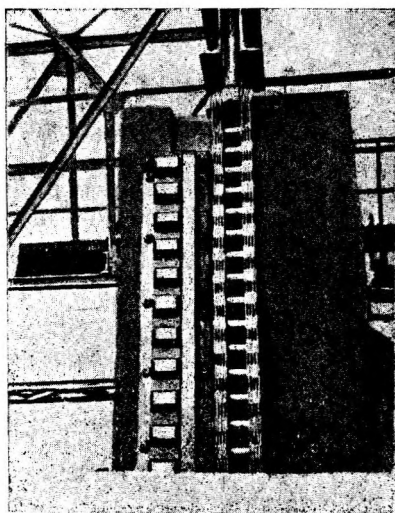
Скорость подъема вальцового затвора обычно принимается в пределах от 0,2 до 0,4 м/мин, причем она должна быть в частности соразмерена с временем, необходимым для вытекания воды из полости цилиндра в начале его подъема; скорость опускания должна обеспечивать смыв крупных наносов, отложившихся на флютбете после паводка.

Тяги затвора применяются гибкие в виде цепей Галля; холостой конец затвора иногда снабжается стальным тросом. Ввиду большой нагрузки, воспринимаемой цепью Галля (фиг. 444), в современных вальцовых затво-

рах применяется особая конструкция цепи, уменьшающая изгибающие моменты валиков цепи и позволяющая уменьшить диаметр последних. Для этого валики удлинены с обеих сторон и выступают за пределы полос цепи, благодаря чему валик опирается на соответственно сконструированную звездочку (шестерню) механизма не только своей средней частью, но и указанными консолями. Свободный конец цепи Галля, сходящий с звездочки, подвешивается на особой подвеске (фиг. 443). Обычное закрепление холостой цепи на устое показано на фиг. 445; на Краматорской плотине применено специальное устройство¹: холостой трос прикреплен шарнирно к короткому плечу рычага, расположенного на площадке устоя у несущего на своем длинном конце бетонный массив. Это приспособление поддерживает в тросе постоянное натяжение и обеспечивает плотное прилегание холостого зубчатого банджа к холостой зубчатой рейке.



Фиг. 444. Цепь Галля вальцового затвора Дзорагетской плотины грузоподъемностью 100 т.



Фиг. 445. Закрепление на устье холостой цепи вальцового затвора.

Прикрепление цепи Галля к цилиндру производится при помощи специальной отливки (фиг. 443). Для разгрузки цепей в верхнем положении затвора, а также на случай ремонта подъемного механизма служат специальные подвески — крюки, шарнирно закрепленные одним концом на станине механизма, а другим концом захватывающие затвор за указанную отливку.

Для предварительных подсчетов вес подъемных механизмов вальцовых затворов, включая и тяги, может быть определен по формуле А. Р. Березинского²:

$$Q = 0,1 T (4,5 + v) - 0,0005 T^2, \quad (337)$$

где Q — вес подъемного механизма в t ,

T — принятое подъемное усилие затвора в t (см. § 107);

v — скорость подъема затвора в $m/мин$.

Вес подъемных механизмов затворов с клапаном превышает на 15—20% вес механизмов обычных вальцов.

¹ См. статью проф. В. Г. Гебеля "Оригинальные конструкции вальцовых и сегментных затворов плотин в СССР", "Известия НИИГ", т. XVIII, 1936 г.

² А. Р. Березинский, Предварительное определение веса затворов и подъемных механизмов, "Гидротехническое строительство" № 5, 1936 г.

§ 115. ХАРАКТЕРИСТИКА И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ВАЛЬЦОВЫХ ЗАТВОРОВ

В соответствии с основными требованиями, предъявляемыми к плотинным затворам, может быть дана следующая характеристика вальцовых затворов:

1. Вальцовые затворы могут перекрывать весьма значительные пролеты— до 50 м и выше, но проход судов стеснен поднятым затвором. Сброс льда, бревен и других плавающих тел вполне обеспечен в затворах опускных и с клапаном; потеря воды при этом незначительна.

2. Точность регулирования вполне удовлетворительна в затворах опускных и с клапаном и уменьшается в подъемных затворах.

3. Гашение энергии сбрасываемой воды происходит наиболее полно при комбинированном сбросе — поверх и из-под затвора, а также при переливе поверху, т. е. в затворах опускных и с клапаном.

4. Потери воды через неплотности в затворе невелики.

5. Наличие наносов не отражается на работе подъемных затворов, неблагоприятно влияя на работу донных уплотнений лишь в опускных затворах.

6. Зимняя служба подъемных вальцовых затворов не вызывает никаких опасений, и это достоинство явилось основной причиной их широкого распространения, особенно в северных странах. Опускные затворы не обеспечивают такой надежной эксплуатации вследствие опасности замерзания воды в водяных коробках донных уплотнений.

7. Вальцовые затворы дают возможность в короткое время открывать очень большие отверстия.

8. При внесении сравнительно несложных изменений в очертание опорных реек и водоудерживающей стенки могут быть достигнуты самовыкатываемость, и самоопускаемость вальцового затвора.

9. Доступность осмотра и ремонта подвижной части вальцового затвора обеспечена. Опорные рейки находятся в этом отношении в худшем положении, но их массивность и надежность устраняют необходимость в частом осмотре и ремонте.

10. Жесткость затвора очень высока, что при массивности конструкции и отсутствии мелких деталей позволяет вальцам безболезненно воспринимать удары и навалку льда и других плавающих тел, а также применить односторонний привод. Наличие переднего козырька уменьшает сопротивляемость вальцового затвора ударам и навалке льда.

11. Очертание вальцовых затворов с щитками и козырьками позволяет избежать неблагоприятных гидродинамических воздействий при сбросе воды поверх или из-под затвора.

12. Благодаря перекачиванию затвора и наличию направленной кверху вертикальной составляющей давления воды, подъемное усилие относительно невелико, причем усилие в начале подъема меньше, чем при дальнейшем подъеме. Последнее обстоятельство обеспечивает запас в величине подъемного усилия, весьма важный в эксплуатации, поскольку в некоторых случаях в начале подъема может выявиться необходимость в повышенном против расчетного подъемном усилии для преодоления непредвиденных сопротивлений, обеспечение которого облегчается также наличием большого плеча тягового усилия.

13. Изготовление вальцовых затворов представляет серьезные трудности, вследствие большого объема работ по гнутью листовой стали и выполнению водонепроницаемых заклепочных соединений, а также по отливке стальных зубчатых бандажей и опорных реек.

14. Вес и стоимость вальцовых затворов значительно выше, чем других подъемных затворов (плоских, сегментных), особенно при наличии переднего козырька или клапана.

15. Односторонний привод позволяет освободиться от устройств, обеспечивающих синхронность подъема затвора за оба конца, и от слу-

жебного моста (если он не нужен для каких-либо других целей); однако вес подъемных механизмов, особенно цепей, значителен.

16. Благодаря надежности эксплуатации подавляющее большинство работающих вальцовых затворов не снабжено временным ограждением. Только в нескольких случаях применено дешевое спицевое ограждение с использованием самого вальца в качестве верхней опоры для спиц.

17. Вследствие высокого подъема, значительной глубины ниш и наличия наклонной рейки размеры быков вальцовых затворов относительно больше, чем при других типах затворов (плоских, сегментных и др.).

18. Эксплуатация вальцовых затворов не вызывает затруднений.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 13

А. На русском языке

1. По общему списку — № 2, 5, 7, 9, 11, 12.
2. А. Р. Березинский, Затворы гидротехнических сооружений СССР, 1936 г.
3. В. Г. Гебель, Цилиндрические затворы, 1922 г.
4. Н. С. Корзун, О цилиндрических плотинах, 1914 г.
5. Г. Кулька, Металлические затворы плотин, пер. с нем. под ред. А.Р. Березинского, 1934.
6. С. В. Тарановский, Секторные, сегментные и цилиндрические затворы, "Материалы к проекту Днепростроя", вып. VII, 1931 г.
7. Технические условия и нормы проектирования металлических затворов гидротехнических сооружений, 1935 г.

Б. Иностранная

1. По общему списку — № 4, 6, 7, 10, 11, 13, 14, 15, 16, 18.
2. А. Ludin, Die Wasserkrafte, т. II, Berlin 1923.

ГЛАВА ЧЕТЫРНАДЦАТАЯ

ЗАТВОРЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО ДЕЙСТВИЯ

§ 116. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

К затворам гидравлического действия относятся такие затворы, подъем и опускание которых производятся под воздействием давления воды, т. е. без механического привода.

Возможность использования давления воды для маневрирования затвором привлекла к себе внимание еще с давних времен. Первые попытки в этом направлении сводились только к частичному использованию давления воды для подъема или опускания затвора, преобладающую же роль в этих процессах играл ручной привод. По мере совершенствования затворов добились более полного использования давления воды, причем роль ручного привода свелась лишь к предварительным операциям (обычно с вспомогательными задвижками), необходимым только для приведения затвора в движение, каковое в дальнейшем совершается уже под воздействием воды. Такие затворы получили название полуавтоматических. И наконец в последние десятилетия появился наиболее усовершенствованный тип затвора—автоматический, все этапы движения которого совершаются без вмешательства обслуживающего персонала, только под воздействием давления воды. При этом автоматическое маневрирование связано с поддержанием определенного горизонта верхнего бьефа или пропуском заданного сбросного расхода.

Автоматизация работы возможна также и в затворах с механическим приводом и достигается осуществлением связи обыкновенного подъемного механизма затвора с горизонтом верхнего бьефа. Для этой цели применяются электрические, гидравлические (масло) или механические переключатели, которые при повышении или понижении горизонта верхнего бьефа приводят в действие подъемный механизм, в результате чего затвор поднимается или опускается. Область применения такой автоматизации весьма ограничена ввиду очень большой чувствительности переключателей и необходимости защиты их от всяких случайных воздействий.

Движение затворов гидравлического действия совершается благодаря непосредственному воздействию воды на тело затвора или его противовес. Первый случай характеризуется наличием камеры давления, которая располагается в флютбете или образуется самим телом затвора (крышевидные, секторные, призматические и другие затворы), причем начало движения затвора обусловлено обычно перемещением поплавка, связанного с горизонтом верхнего бьефа и регулирующего при помощи систем рычагов и задвижек выпуск воды в камеру давления.

Во втором случае движение затвора совершается при помощи противовесов, уравнивающих вес затвора; этот случай характеризуется наличием шахт для противовесов (клапанные, сегментные и другие затворы).

За последние десятилетия затворы гидравлического действия, главным образом автоматические, получили большое распространение в Италии, Швейцарии, Франции, Германии, а также в других странах Европы и Америки¹. Распространенность ряда типов автоматических затворов объясняется их ценными эксплуатационными свойствами: 1) возможностью автоматического и точного регулирования заданного подпорного горизонта или расхода; 2) возможностью быстрого и автоматического сброса быстро наступающих паводков; 3) возможностью ограничиться минимальным количеством обслуживающего персонала. Правда, отдельные типы автоматических затворов, как это будет видно из дальнейшего изложения, имеют и недостатки: малую надежность работы в условиях сурового климата, угрозу обмерзания затвора и навалки на него льда, чувствительность к засорению и затруднительность осмотра и ремонта расположенных в флютбете шахт и труб, нередко значительную сложность аппарата управления, относительную дороговизну всего устройства и др.

Остановливаясь ниже на нескольких наиболее распространенных типах затворов гидравлического действия, следует отметить, что число разновидностей затворов гидравлического действия, особенно автоматических, весьма значительно, причем патенты на них принадлежат иностранным фирмам, которые чрезвычайно скупой и схематично освещают свои конструкции в печати. Это обстоятельство вынуждает ограничиться лишь краткими сведениями.

В заключение надо указать, что обязательным условием применения затвора гидравлического действия является испытание его модели в гидротехнической лаборатории, так как эти испытания дают исходные материалы для определения величин действующих сил, а следовательно и для расчета затвора и установления надежности его действия.

А. КРЫШЕВИДНЫЕ ЗАТВОРЫ

§ 117. ПРИНЦИПЫ УСТРОЙСТВА И РАЗВИТИЕ ТИПА ЗАТВОРА

Первым крышевидным затвором явился примененный в 1818 г. американскими инженерами Уайтом и Хазаром затвор, получивший случайное название "бертреп" (Bear-trap, т. е. медвежья ловушка).

Этот затвор состоял (рис. 446) из двух плоских поворотных полотнищ— верхового AC и низового BD , шарнирно укрепленных на флютбете. В напорном положении низовое полотнище поддерживало верховое, причем пространство под обоими полотнищами являлось камерой давления. Для подъема затвора требовалось открыть входное отверстие F канала HF , соединяющего камеру давления с верхним бьефом, после чего

¹ Нельзя не отметить, что значение автоматических затворов недостаточно учтено в практике гидротехнического строительства в СССР.

вода под напором верхнего бьефа наполняла камеру давления. При этом давление воды на верхнее полотнище с обеих его сторон почти уравнивалось, давление же на низовое полотнище изнутри камеры становилось большим, чем со стороны нижнего бьефа, и стремилось опрокинуть его в сторону нижнего бьефа, в результате чего затвор поднимался до положения, соответствующего натяжению удерживающих цепей *K*. Сохранение крайнего поднятого положения затвора достигалось поддержанием непрерывной связи камеры давления с верхним бьефом и изолированием ее от нижнего бьефа при помощи закрытия задвижек *T*.

Для опускания затвора камеру давления разобщали с верхним бьефом и сообщали с нижним бьефом через канал *GT*; камера опорожнялась, верхнее полотнище под влиянием избытка давления верхнего бьефа опускалось, поджимая под себя низовое полотнище, и затвор складывался на флютбет.

Приведение затвора в любое из двух крайних положений совершалось в течение нескольких минут путем простого маневрирования с задвижками соединительных каналов.

Удовлетворительная работа первого затвора привела к появлению в следующем 1819 г. уже 12 таких затворов на одной р. Лехай (США), примененных главным образом для целей лесосплава.

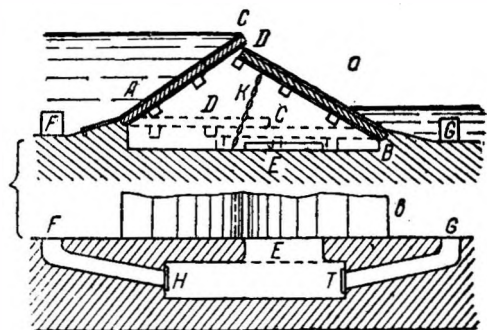
Однако, как показала дальнейшая практика эксплуатации, затворы "бертреп" наряду со своими положительными качествами (значение которых нельзя недооценить, если учесть, что затвор появился в начале прошлого столетия), обладали также и рядом недостатков, главнейшими из которых являлись:

- 1) необходимость иметь широкий флютбет, что удорожало стоимость плотины;
- 2) недостаточность перепада, остававшегося при открытой плотине, для подъема затворов из сложенного положения;
- 3) недостаточная равномерность движения затворов, вследствие чего происходило перекашивание полотнищ; кроме того движение полотнищ сопровождалось довольно значительным трением по линии их соприкосновения;
- 4) довольно быстрая изнашиваемость низового полотнища от ударов сбрасываемых через гребень затвора бревен и льдин.

Поэтому стремления американских инженеров в прошлом столетии были направлены к уменьшению или устранению этих недостатков и внесению дальнейших усовершенствований. Не останавливаясь на многочисленных разновидностях затвора "бертреп", предложенных инженерами Дюбуа, Паркером, Лангом, Кулеем, Карро и др. (фиг. 447), укажем, что они сводились в основном к 1) различию в способах опирания полотнищ на флютбет и друг на друга, 2) введению добавочных полотнищ, 3) подразделению полотнищ на две или три шарнирно соединенные части.

В связи с развитием применения металла (для остова, а также и для обшивки), конструкция затвора в последней четверти прошлого столетия подверглась некоторым изменениям, вызывшимся в устройстве в низовом полотнище воздушных ящиков для накачивания в них воздуха в первоначальный период подъема затвора в целях создания необходимого подпора, а также в улучшении конструкции опорных шарниров, введении роликов по линии соприкосновения обоих полотнищ и пр.

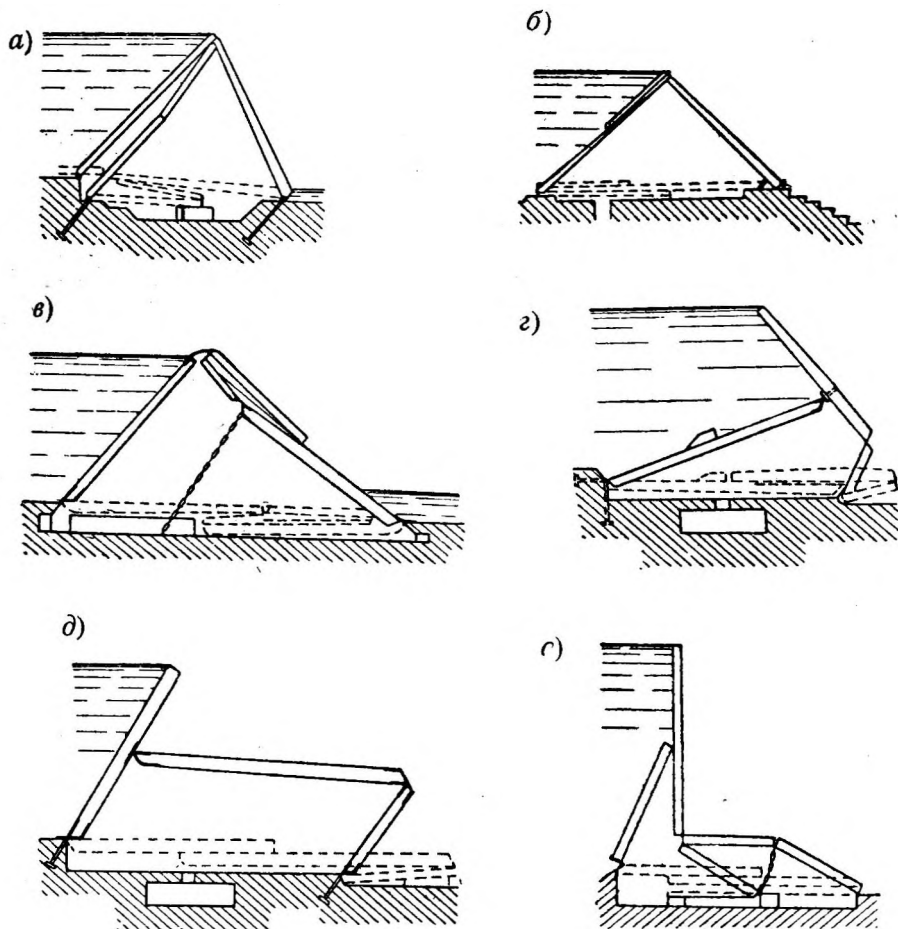
Затворы "бертреп", не получив распространения в Европе, продолжают и по настоящее время применяться в США, где они достигают



Фиг. 446. Первоначальная конструкция затвора "бертреп".

значительных размеров ($l=48,6$ м, $h = 5$ м) (главным образом на судоходных плотинах). Современная конструкция затвора "бертреп" представлена на фиг. 448¹.

Следует однако заметить, что в последние годы и в США уже проникла новая, наиболее усовершенствованная конструкция крышевидных затворов, известная под названием "дахвер" (Dachwehr—крышевидная плотина). Эта конструкция была предложена швейцарским инженером Губером в 1914 г. и отличается от затворов "бертреп": 1) введением короткой надставки к верхнему концу верхового полотнища, перпендику-



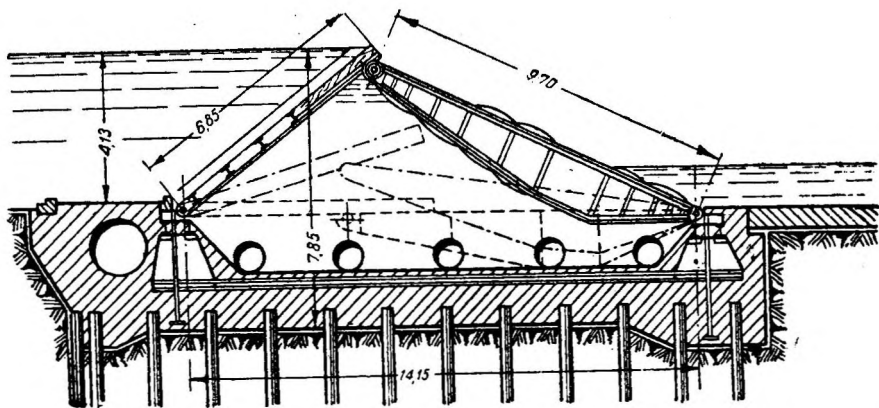
Фиг. 447. Разновидности затвора "бертреп".

лярной последнему и снабженной снизу роликом для опирания на низовое полотнище, а также 2) приданием низовому полотнищу криволинейного очертания (фиг. 449).

Изменение очертаний полотнищ затвора и установление известных соотношений между их размерами позволили: 1) значительно уменьшить (в 1,4—1,5 раза) расстояния между осями шарнирных опор полотнищ, 2) ограничиться сравнительно небольшим начальным на-

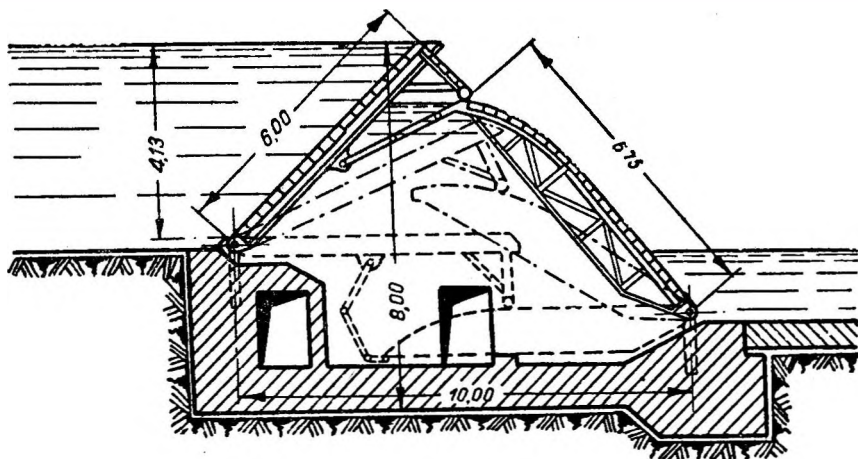
¹ Отметим, что в связи с затруднениями в работе затворов "бертреп" на реках с обильными наносами (например р. Охайо), применяют промывные каналы, располагаемые в быках и флотбете, причем отверстия в камеру давления затвора имеют только вторые каналы. Задвижки на каналах устроены таким образом, что сначала промываются каналы в быках, затем в флотбете, после чего вода подается в камеру давления.

пором для подъема затвора, так как давление на надставку из камеры содействует подъему верхового полотнища, 3) устанавливать затвор не только в крайних, но и в любых промежуточных положениях, 4) пропускать поверх затвора воду и плавающие тела без, особо вредных воздействий на низовое полотнище и 5) обеспечить большую пространственную жесткость затвора. Необходимо также отметить большую устойчивость горизонта воды в камере давления затвора "дахвер", благодаря



Фиг. 448. Современная конструкция затвора "бертреп".

чему достигается известная устойчивость в работе затвора и значительно уменьшается опасность скручивания полотнища затвора при его подъеме или опускании. Аппарат управления затворов "дахвер" также представляет собой гораздо более совершенную, чем в затворе "бертреп", систему, позволяющую полностью автоматизировать работу затвора (см. § 121).



Фиг. 449. Затвор "дахвер".

Несомненные преимущества затвора "дахвер" обеспечили его быстрое распространение в Европе, где уже построено свыше 150 таких затворов при пролетах до 34 м и высотах до 4 м.

В СССР крышевидные затворы к сожалению не получили применения, хотя и нашли отражение в некоторых пока еще нереализованных проектах (Анти-Горецкая система водоснабжения Донбасса, орошение Голодной степи).

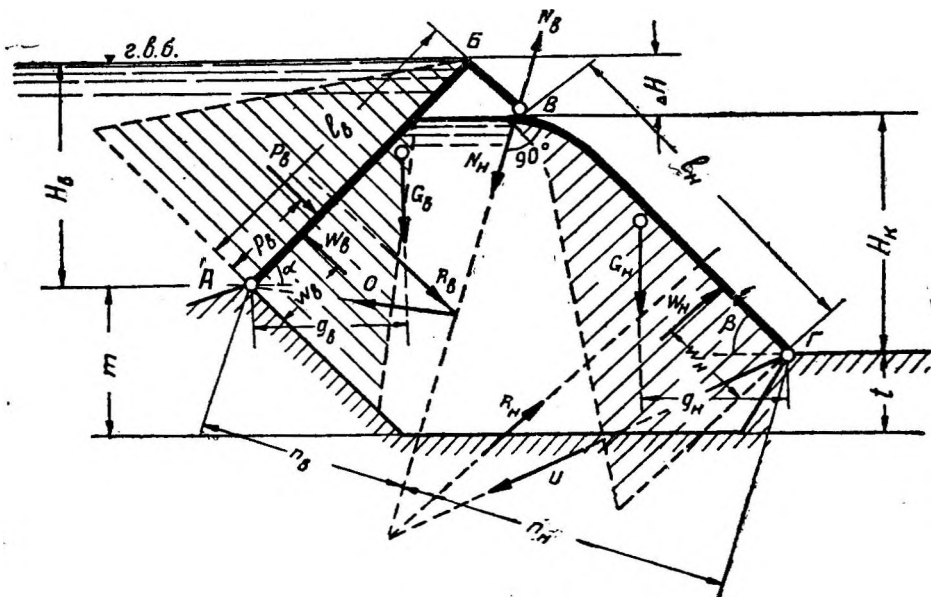
В силу существенных преимуществ и большого распространения затвора "дахвер" по сравнению с затвором "бертреп" в дальнейшем рассмотрена только система "дахвер".

§ 118. УСЛОВИЯ ПОДЪЕМА И ОПУСКАНИЯ ЗАТВОРА

Силы, действующие на затвор, находятся из рассмотрения условий равновесия затвора в различных его положениях при подъеме или опускании.

На затвор могут действовать следующие силы:

- 1) давление внешней воды на верховое (P_v) и низовое (P_n) полотнища затвора;
- 2) давление внутренней воды из камеры давления на верховое (W_v) и низовое (W_n) полотнища затвора;



Фиг. 450а.

- 3) собственный вес подвижной части верхового (G_v) и низового (G_n) полотнищ;
- 4) силы трения в опорных шарнирах, роликах, уплотнениях;
- 5) давление ветра;
- 6) давление льдин при сбросе их через гребень затвора.

Последние три силы обычно в расчете не учитываются, 4-я и 5-я — за незначительностью, а 6-я — в силу случайного характера прохождения отдельных льдин через гребень затвора, каковое явление не может препятствовать работе затвора, тем более, что в периоды ледохода затвор или совсем опущен или поднят только частично, причем необходимости в его дальнейшем подъеме в это время обычно не наблюдается.

Условие равновесия затвора в общем виде может быть выражено следующим образом:

$$M_n = M_v = 0, \quad (338)$$

где M_n — момент всех сил, действующих на низовое полотнище, относительно его оси вращения;

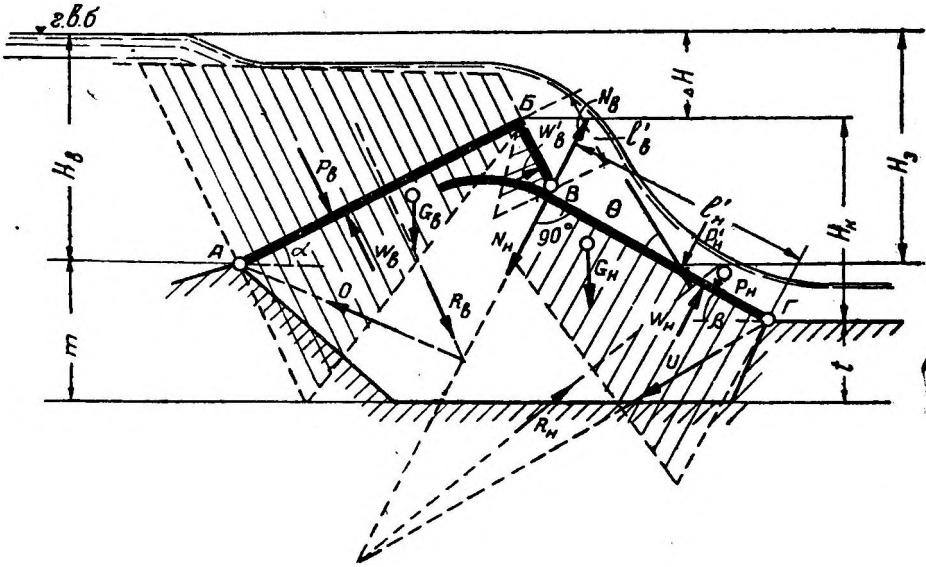
M_v — момент всех сил, действующих на верховое полотнище, относительно его оси вращения.

Рассмотрим три характерных положения затвора.

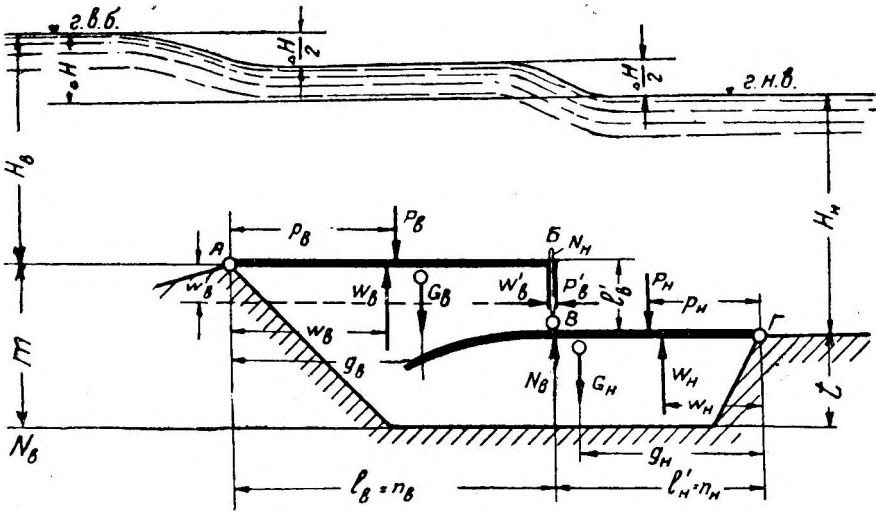
Условие равновесия затвора выражается следующими двумя уравнениями:

$$M_n = W_n w_n - G_n g_n - N_n n_n = 0; \quad (339)$$

$$M_e = P_e p_e + G_e g_e - W_e w_e - N_e n_e = 0 \quad (340)$$



Фиг. 4506.



Фиг. 450в.

или

$$G_n g_n + N_n n_n = W_n w_n; \quad (341)$$

$$P_e p_e + G_e g_e = W_e w_e + N_e n_e. \quad (342)$$

Для предварительного расчета без большой погрешности можно определять W_n и w_n исходя из допущения о прямолинейном очертании низового полотнища.

Тогда:

$$W_n = \gamma \frac{H_k}{\sin \beta} \cdot \frac{H_k}{2} \cdot l = \gamma \frac{H_k^2 l}{2 \sin \beta}; \quad (343)$$

$$\omega_n = \frac{H_k}{3 \sin \beta},$$

где γ — вес единицы объема воды;
 l — пролет затвора;

H_k — напор воды в камере давления.

Вес G_n и его плечо g_n (так же как G_e и g_e) определяются на основании предварительного подсчета веса полотнища и нахождения его центра тяжести.

Отсюда:

$$G_n g_n + N_n n_n = \frac{H_k^3 \gamma l}{6 \sin^2 \beta} \quad (344)$$

и потребный напор H_k воды в камере давления получается из уравнения:

$$H_k \gg \sqrt[3]{\frac{6 \sin^2 \beta}{\gamma l} (G_n g_n + N_n n_n)}. \quad (345)$$

Значение силы N_n , равной по величине, но обратной по знаку N_e , получается из условия равновесия верхового полотнища (342), где:

$$P_e = \frac{\gamma \cdot l \cdot l_e \cdot l_e \cdot \sin \alpha}{2} = \frac{\gamma \cdot l \cdot l_e^2 \sin \alpha}{2}; \quad (346)$$

$$p_e = \frac{l_e}{3};$$

$$W_e = \frac{\gamma \cdot l (H_k + t - m) (H_k + t - m)}{2 \sin \alpha} = \frac{\gamma \cdot l (H_k + t - m)^2}{2 \sin \alpha}; \quad (347)$$

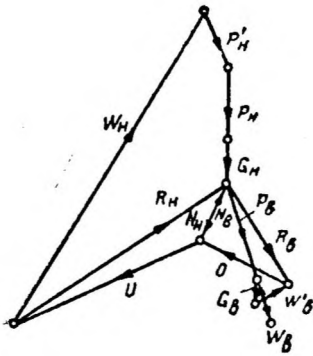
$$\omega_e = \frac{H_k + t - m}{3 \sin \alpha}.$$

Таким образом условие равновесия верхового полотнища (342) принимает вид:

$$\frac{\gamma \cdot l \cdot l_e^3 \sin \alpha}{6} + G_e g_e = \frac{\gamma \cdot l (H_k + t - m)^3}{6 \sin^2 \alpha} + N_e n_e, \quad (348)$$

откуда:

$$N_e = \frac{1}{n_e} \left[\frac{\gamma \cdot l \cdot l_e^3 \sin \alpha}{6} + G_e g_e - \frac{\gamma \cdot l (H_k + t - m)^3}{6 \sin^2 \alpha} \right]. \quad (349)$$



Фиг.451.

Аналитический прием нахождения силы N может быть заменен графическим приемом (фиг. 451)¹. Действующие на верховое полотнище силы P_e , W_e и G_e дают равнодействующую R_e , а силы W_n и G_n — равнодействующую R_n . Положения R_e и R_n определяются при помощи веревочного многоугольника, не показанного на рисунке. Опорные реакции верхового полотнища проходят через ось опорного шарнира A (сила O) и через ось верхнего ролика B нормально к изогнутой верхней части низового полотнища (сила N_e). Опорные реакции низового полотнища — соответственно силы U и N_n .

¹ На фиг. 451 дан несколько более сложный случай второго положения затвора (фиг. 4506), при котором добавляется еще несколько сил.

Условие равновесия затвора:

$$P_n p_n + P'_n p'_n + G_n g_n + N_n n_n = W_n w_n; \quad (350)$$

$$P_0 p_0 + G_0 g_0 = W_0 w_0 + W'_0 w'_0 + N_0 n_0. \quad (351)$$

Рассмотрим уравнение (350), где:

$$W_n = \frac{(H_n - l'_n \sin \beta) + H_n}{2} \gamma \cdot l'_n \cdot l = \frac{2H_n - l'_n \sin \beta}{2} \gamma \cdot l'_n \cdot l; \quad (352)$$

$$w_n = \frac{l'_n}{3} \cdot \frac{H_n + 2(H_n - l'_n \sin \beta)}{H_n + (H_n - l'_n \sin \beta)} = \frac{l'_n}{3} \cdot \frac{3H_n - 2l'_n \sin \beta}{2H_n - l'_n \sin \beta};$$

$$W_n w_n = \left(\frac{l'^2_n}{2} H_n - \frac{l'^3_n}{3} \sin \beta \right) \gamma \cdot l. \quad (353)$$

Здесь l'_n — часть длины низового полотнища от опорного шарнира до верхнего ролика;

P_n — давление воды, стекающей по низовому полотнищу;

P'_n — давление струи, падающей на низовое полотнище.

Следует отметить, что при наличии перелива воды через гребень затвора точное определение величин давления внешней воды на наружные поверхности полотнищ аналитически пока не представляется возможным. Поэтому для этой цели в настоящее время широко пользуются лабораторными опытами, результаты которых и служат базой для составления окончательного проекта. Для предварительного же выяснения работы крышевидного затвора применяют приближенные аналитические приемы.

Для определения давления струи, падающей на низовое полотнище (P'_n), с достаточной точностью можно пользоваться следующей формулой:

$$P'_n = \varepsilon (1 - \cos \theta) \gamma \cdot v \cdot \frac{Q}{g}, \quad (354)$$

где θ — угол между направлением струи и сливной поверхностью затвора;

γ — вес единицы объема воды;

v — скорость струи в месте удара, равная $v = \sqrt{2gH_0}$;

Q — расход переливающейся через затвор воды, равный $Q = \frac{2}{3}\mu \sqrt{2gH_0}^{3/2}$,

причем $\mu = 0,62$ (для водослива с острой кромкой);

ε — коэффициент Райха, установленный им для вертикально падающей струи равным: $\varepsilon = 0,94$.

Траектория и толщина падающей струи, необходимые для определения угла θ и установления зоны удара струи, могут быть найдены по данным, приводимым в работе инж. Линева Л. Ф.¹

Давление P_n ниже зоны удара струи приближенно принимается равным весу стекающей по данному участку струи воды.

Таким образом условие равновесия низового полотнища (350) принимает вид:

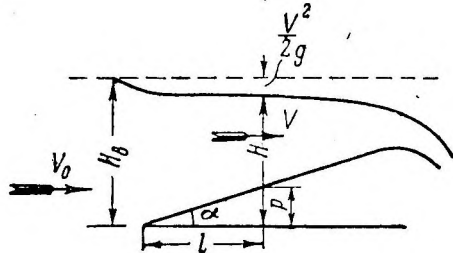
$$P_n p_n + P'_n p'_n + G_n g_n + N_n n_n = \left(\frac{l'^2_n}{2} H_n - \frac{l'^3_n}{3} \sin \beta \right) \gamma \cdot l. \quad (355)$$

Следовательно:

$$H_n \geq \frac{2}{l'^2_n \cdot \gamma l} \left[P_n p_n + P'_n p'_n + G_n g_n + N_n n_n + \frac{\gamma l \cdot l'^3_n}{3} \sin \beta \right]. \quad (356)$$

¹ Линева Л. Ф., Выбор конфигурации затворов типа "дахвер", 1933 г.

Значение N_n получается из условия равновесия верхового полотнища (351) где для определения силы P_e приближенная форма водосливного потока в пределах протекания его над верховым полотнищем при различных положениях гребня затвора находится следующим приемом (фиг. 452):



Фиг. 452.

$$v = \sqrt{2g(H_0 - H)} \quad \text{и в то же время } v = \frac{q}{H - p}, \quad \text{где } q \text{ — единичный расход воды.}$$

Отсюда:

$$p = H - \frac{q}{\sqrt{2g(H_0 - H)}}; \quad p = l \cdot \operatorname{tg} \alpha,$$

откуда:

$$l = p \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} = \left(H - \frac{q}{\sqrt{2g(H_0 - H)}} \right) \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}.$$

Задаваясь рядом значений для H , получают кривую спада в виде:

$$l = f(H),$$

а вместе с этим и форму потока при данном положении затвора. При наличии формы потока P_e находится обычным способом, хотя следует иметь в виду, что подсчитанное гидростатическое давление превышает фактически имеющее место гидродинамическое давление.

$$P_e = \frac{(H - l_e \sin \alpha) + H}{2} \gamma \cdot l_e \cdot l = \frac{2H - l_e \sin \alpha}{2} \gamma \cdot l_e \cdot l; \quad (357)$$

$$p_e = \frac{l_e}{3} \cdot \frac{H + 2(H - l_e \sin \alpha)}{H + (H - l_e \sin \alpha)} = \frac{l_e}{3} \cdot \frac{3H - 2l_e \sin \alpha}{2H - l_e \sin \alpha};$$

$$P_e p_e = \left(\frac{l_e^2}{2} H - \frac{l_e^3}{3} \sin \alpha \right) \gamma \cdot l. \quad (358)$$

Давление воды W_e из камеры давления на верховое полотнище будет равно:

$$W_e = \frac{\gamma (H_{\kappa} + t - m) \cdot l_e \cdot l}{2}; \quad (359)$$

плечо:

$$w_e = \frac{l_e}{3}.$$

Момент:

$$W_e w_e = \frac{\gamma \cdot l_e^2 (H_{\kappa} + t - m) \cdot l}{6}. \quad (360)$$

Давление воды W_e' из камеры давления на надставку верхового полотнища:

$$W_e' = \frac{\gamma (H_{\kappa} - l_n' \sin \beta) \cdot l_e' \cdot l}{2}; \quad (361)$$

плечо:

$$w_e' = \frac{2l_e'}{3}.$$

Момент:

$$W_e' \cdot w_e' = \frac{\gamma \cdot l_e'^2 l}{3} (H_{\kappa} - l_n' \sin \beta). \quad (362)$$

Таким образом условие равновесия верхового полотнища (351) примет вид:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{l_e^2}{2} H_e - \frac{l_e^3}{3} \sin \alpha \right) \gamma \cdot l + G_e g_e = \\ & = \frac{\gamma \cdot l_e^2 (H_{\kappa} + t - m) \cdot l}{6} + \frac{\gamma \cdot l_e'^2 \cdot l}{3} (H_{\kappa} - l_n' \sin \beta) + N_e n_e, \end{aligned} \quad (363)$$

откуда:

$$N_6 = \frac{1}{n_6} \left[\left(\frac{l_6^2}{2} H_6 - \frac{l_6^3}{3} \sin \alpha \right) \gamma \cdot l + G_6 g_6 - \frac{\gamma \cdot l_6^2 \cdot l}{6} (H_6 + t - m) - \frac{\gamma l_6'^2 \cdot l}{3} (H_6 - l_n' \sin \beta) \right]. \quad (364)$$

Графический прием нахождения силы N дан на фиг. 451.

Положение III (фиг. 450в)

Над сложенным затвором имеется перепад ΔH , тогда условие равновесия затвора выразится уравнениями:

$$P_n p_n + G_n g_n + N_n n_n = W_n w_n; \quad (365)$$

$$P_6 p_6 + P_6' p_6' + G_6 g_6 = W_6 w_6 + W_6' w_6' + N_6 n_6. \quad (366)$$

Решение обоих уравнений производится относительно величины перепада ΔH , являющейся той минимальной разницей между горизонтами верхнего и нижнего бьефов, которая необходима для подъема затвора. Вода в камере находится под давлением воды верхнего бьефа.

$$P_n p_n = \frac{\gamma \cdot l_n'^2 \cdot l}{2} H_n; \quad (367)$$

$$W_n w_n = \frac{\gamma \cdot l_n'^2 \cdot l}{2} (H_6 + m - t). \quad (368)$$

Следовательно уравнение (365), учитывая также, что $n_n = l_n'$, принимает вид:

$$\frac{\gamma l_n'^2 l}{2} H_n + G_n g_n + N_n l_n' = \frac{\gamma \cdot l_n'^2 \cdot l}{2} (H_6 + m - t), \quad (369)$$

отсюда:

$$N_n = \frac{1}{l_n'} \left[\frac{\gamma \cdot l_n'^2 \cdot l_6}{2} (H_6 + m - t) - \frac{\gamma \cdot l_n'^2 \cdot l}{2} H_n - G_n g_n \right]. \quad (370)$$

Для верхового полотнища имеем:

$$P_6 p_6 = \frac{\gamma \cdot l_6^2 \cdot l}{2} \left(H_6 - \frac{\Delta H}{2} \right), \quad (371)$$

$$P_6' p_6' = (0,5 l_6'^2 H_n - 0,16 l_6'^3) \gamma \cdot l, \quad (372)$$

$$W_6 w_6 = \frac{\gamma \cdot l_6^2 \cdot l}{2} H_6, \quad (373)$$

$$W_6' w_6' = (0,5 l_6'^2 H_6 + 0,16 l_6'^3) \gamma \cdot l. \quad (374)$$

Таким образом уравнение (366) принимает вид:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma l_6^2 l}{2} \left(H_6 - \frac{\Delta H}{2} \right) + (0,5 l_6'^2 H_n - 0,16 l_6'^3) \gamma \cdot l + G_6 g_6 = \\ = \frac{\gamma \cdot l_6^2 \cdot l}{2} H_6 + (0,5 l_6'^2 H_6 + 0,16 l_6'^3) \gamma \cdot l + N_6 n_6. \end{aligned} \quad (375)$$

Вставляя значение $N_6 - N_n$ из уравнения для низового полотнища (370), получаем:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma \cdot l_6^2 \cdot l}{2} \left(H_6 - \frac{\Delta H}{2} \right) + (0,5 l_6'^2 H_n - 0,16 l_6'^3) \gamma \cdot l + \\ + G_6 g_6 = \frac{\gamma \cdot l_6^2 \cdot l}{2} H_6 + (0,5 l_6'^2 H_6 + 0,16 l_6'^3) \gamma \cdot l + \\ + \frac{l_6}{l_n'} \left[\frac{\gamma \cdot l_n'^2 \cdot l}{2} (H_6 + m - t) - \frac{\gamma \cdot l_n'^2 \cdot l}{2} H_n - G_n g_n \right]. \end{aligned} \quad (376)$$

Отсюда получаем минимальный напор ΔH , необходимый для начального подъема затвора.

§ 119. ПОДБОР ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ ЗАТВОРА

Из анализа работы затвора "дахвер" вытекает, что любому равно-весному положению затвора соответствует лишь один единственно воз-можный горизонт воды в камере давления. Отсюда можно заключить, что всякой конфигурации затвора при определенно заданной нагрузке на него внешней воды отвечает только одна характеристическая кри-вая изменения горизонтов воды в камере давления (ось ординат) в зави-симости от хода гребня затвора (ось абсцисс). Для затвора, к которому предъявляется требование принимать любое промежуточное положение в целях поддержания постоянного горизонта верхнего бьефа или пропуска определенных расходов воды, эта кривая должна быть восходящей, причем чем круче будет кривая, тем работа затвора будет надежнее.

Характеристическая кривая имеет существенное значение для нахо-ждения основных размеров затвора. При этом следует отметить, что какой-либо заданной характеристической кривой при одних и тех же усло-виях загрузки внешней водой отвечает множество различных конфигу-раций затвора. Поэтому нахождение конфигурации затвора с желательной характеристической кривой может быть получено только путем подбора.

В целях облегчения этого подбора приводятся некоторые данные, которыми можно руководствоваться при назначении размеров и очерта-ния основных элементов затвора "дахвер".

Верховому полотнищу придают вид плоскости; для облегченного вписывания низового полотнища и возможного уменьшения горизонталь-ного расстояния между осями опорных шарниров обоих полотнищ, а следо-вательно и ширины флютбета, угол наклона верхового полотнища к гори-зонту принимается близким к 40° — 45° при крайнем верхнем положении затвора. Тогда длина верхового полотнища получается примерно равной

$$l_6 = (1,4 \div 1,6)H_6,$$

где H_6 — наибольшая поддерживаемая высота г. в. б. над порогом флютбета

Надставка верхового полотнища принимается прямолинейного очер-тания длиной около $0,4 H_6$, при каковой величине, как показал опыт про-ектирования затворов "дахвер", получаются вполне удовлетворительные условия вписывания низового полотнища, а также достигается умеренная высота горизонта воды в камере давления, необходимая для начального подъема затвора. Надставка примыкает обычно к верхнему краю верхо-вого полотнища под углом к последнему в 90° .

Очертание низового полотнища на его верхнем криволинейном уча-стке, по которому совершается перемещение роликов надставки, в зна-чительной степени влияет на характеристическую кривую затвора в связи с получением того или иного направления реактивных сил N в различных точках этого участка. Указанным обстоятельством конечно можно поль-зоваться при подборе конфигурации затвора.

Высота низового полотнища обуславливается расположением оси опорного шарнира и роликов надставки верхового полотнища в крайнем верхнем положении затвора и подбирается, исходя из получения мини-мальной его высоты: 1) при свободном вписывании низового полотнища (с соблюдением намеченных размеров высоты верхового полотнища и его надставки) во всех положениях гребня затвора; 2) при получении необхо-димого подъемного момента (действующего на низовое полотнище и над-ставку при сложенном затворе); при этом горизонт воды в камере давления не должен превосходить некоторой допустимой высоты. Ось вращения низового полотнища располагается таким образом, что при сложенном затворе полотнище принимает горизонтальное положение.

Вертикальное расстояние между осями опорных шарниров обоих полотнищ обуславливается главным образом длиной надставки и прини-

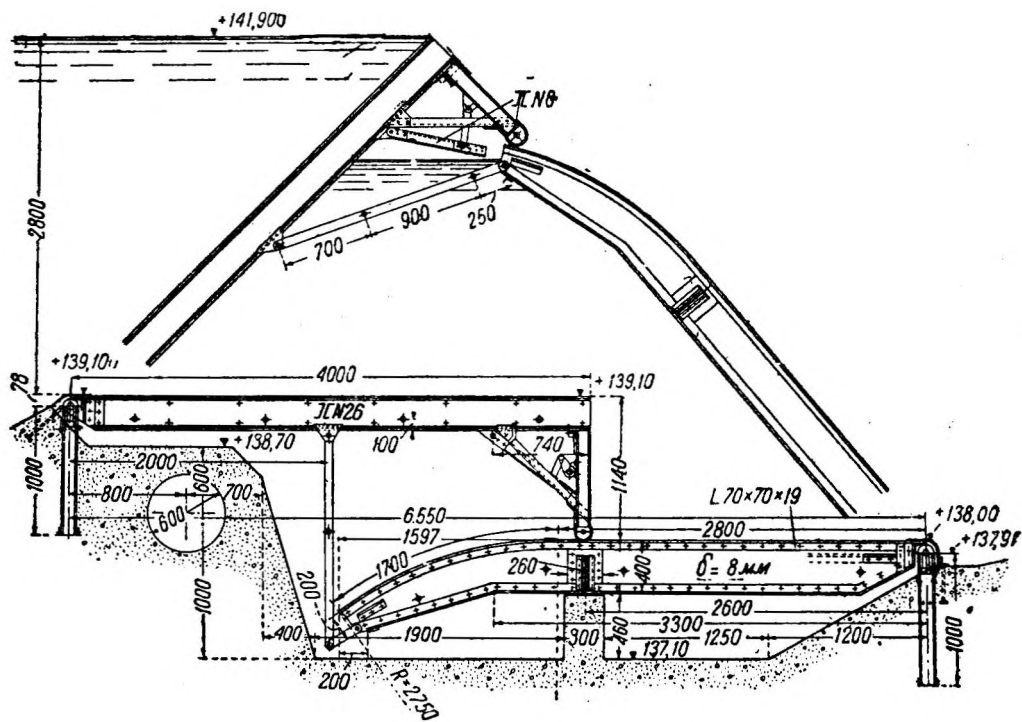
мается примерно равным ей, с тем, чтобы низовое полотнище при сложенном затворе приняло горизонтальное или несколько наклонное в сторону нижнего бьефа положение.

Горизонтальное расстояние между осями опорных шарниров в основном устанавливается намеченными размерами обоих полотнищ. В затворах "дахвер" (системы Губер-Лютц) это расстояние принимается равным примерно $2,35 H_0$.

Предварительно подобранная конфигурация затвора "дахвер" подвергается в дальнейшем экспериментальной проверке в гидротехнической лаборатории. В соответствии с результатами опытов вносятся необходимые коррективы, после чего составляется окончательный проект затвора.

§ 120. ОСНОВЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

Расчетные нагрузки получаются из рассмотрения сил, действующих на затвор при различных его положениях (следует учесть также случаи ремонта при опоруженной камере давления), причем в расчет принимается



Фиг. 453.

максимальная нагрузка, могущая действовать на данную часть затвора при наиболее невыгодном положении затвора. Расчет затвора "дахвер" довольно прост и для ряда его элементов сходен с расчетом плоских затворов (см. гл. 11).

Остов полотнища затвора состоит из продольных горизонтальных балок (верхней и нижней), ряда стоек между ними, продольных ребер жесткости и диагональных связей. При этом стойки полотнищ затвора "дахвер" рассчитываются как балка, опорами которой являются с одной стороны ось опорного шарнира и с другой стороны — примыкающее к стойке другое полотнище. При расчете стоек учитывается также их изгиб от сил, действующих на надставку, а также от натяжения предохранительной тяги, соединяющей верхние части обоих полотнищ, каковое

или фермы, которая соединяется со стойками полотнища при помощи фасонек или подкосов.

Верхняя и нижняя продольные балки выполняются в виде прокатных или составных балок двутаврового или коробчатого сечения, ребра жесткости и связи — из уголкового железа.

К нижним концам стоек прибавляются стальные отливки с проушинами для осей, подшипники же выполняются обычно в виде клепаной конструкции с анкерами, заделываемыми в бетонный флютбет (фиг. 454).

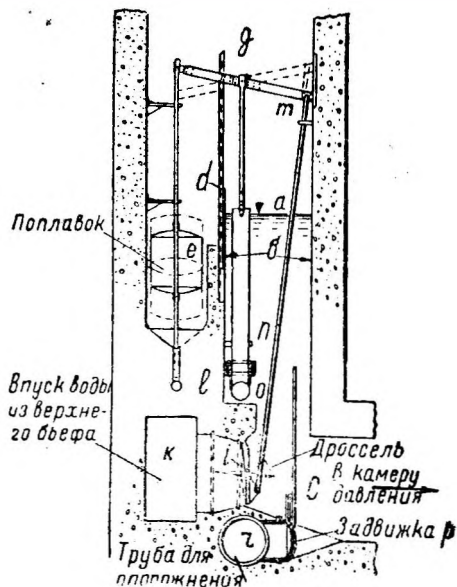
Уплотнение по линии опорных шарниров полотнищ, а также по боковым граням затвора достигается при помощи гибких медных листов и кожи или резины (фиг. 454).

§ 121. УПРАВЛЕНИЕ ДВИЖЕНИЕМ ЗАТВОРОВ "ДАХВЕР"

В состав современного аппарата для управления затвором "дахвер" входят: 1) устройство для впуска воды в камеру давления, состоящее из аванкамеры, трубопроводов и задвижек или щитков для соединения или разобщения аванкамеры с камерой давления; 2) регулятор притока воды возмещающий неизбежные фильтрационные потери воды из камеры давления; 3) регулятор напора, способствующий установлению требуемого уровня воды в камере давления соответственно любому заданному положению затвора; 4) устройство, связывающее регулятор напора с верхним бьефом таким образом, чтобы при повышении последнего уровень воды в камере давления соответственно понижался, и наоборот; 5) устройство, связывающее регуляторы напора и притока; 6) приспособление для выпуска воды из камеры давления затвора в нижний бьеф, состоящее из трубопроводов и задвижек или щитков для соединения или разобщения камеры давления с нижним бьефом.

На фиг. 455 представлена усовершенствованная конструкция аппарата, примененная на плотинах на р. Гвадалупе в Тексасе (США), каждая из которых снабжена тремя затворами „дахвер“ $l = 26$ м, $h = 3,77$ м. Аппарат для управления помещается в среднем бычке и служит для автоматического регулирования уровня воды в камере давления и верхнем бьефе.

Первая из этих задач осуществляется следующим образом. Допустим, что крайнему верхнему положению затвора соответствует уровень a регулировочной камеры b , а следовательно и камеры давления, куда вода попадает непосредственно через галерею c . Если уровень a повысится, вода из регулировочной камеры перельется через щиток d в камеру поплавка e , заставит его подняться и при помощи рычажного устройства g закроет дросселем i впуск воды k из верхнего бьефа, вследствие чего прекратится доступ воды в регулировочную камеру, а следовательно и подъем уровня a . В случае же понижения уровня a перелив через щиток d прекратится, поплавок вследствие вытекания воды через трубку l опустится и при помощи рычажного устройства g откроет дроссель i , тогда начнет поступать вода из верхнего бьефа, благодаря чему будет достигнуто пополнение снизившегося горизонта a . В нормальном положении (при заданных уровнях воды верхнего бьефа и камеры давления)



Фиг. 455. Аппарат для управления затвором "дахвер" плотин на р. Гвадалупе.

дроссель i приоткрыт и в регулировочной камере имеется некоторый перелив через щиток d , что обуславливает приподнятое положение поплавка e , а следовательно и необходимую степень открытия дросселя i . Аппарат градуирован таким образом, что степень открытия дросселем i впускного отверстия k как раз достаточна для пополнения неизбежных потерь на фильтрацию, а также на перелив через щиток d . Таким образом обеспечено сохранение постоянства уровня воды в камере давления, а отсюда и данного равновесного положения затвора.

Автоматическое регулирование уровня верховой воды происходит следующим образом. Допустим, что затвор находится в крайнем верхнем положении, которому соответствует уровень воды в камере давления с отметкой a , поддерживаемой описанным выше способом. При повышении горизонта верхнего бьефа вода начнет переливаться через подвижный водослив в начале водоподводящего канала, установленный на заданной отметке, и при помощи специальной трубы направится в поплавковую камеру; поплавок e всплывает и закрывает дроссель i , прекратив доступ воды в камеру давления. При дальнейшем подъеме подпорного горизонта поплавок поднимется еще выше, причем точка опоры g рычага перейдет в точку m , вращаясь вокруг которой, рычаг приподнимет цилиндрический клапан n и откроет выпускное отверстие трубы o , при помощи которой начнется сброс воды в нижний бьеф. Вследствие этого уровень воды в камере давления несколько понизится; под влиянием этого понижения, а также возросшей внешней нагрузки на затвор последний начнет опускаться до тех пор, пока горизонт верхнего бьефа не достигнет нормальной отметки, после чего вода верхнего бьефа перестанет поступать в поплавковую камеру. Последняя начнет опорожняться (при помощи трубы l), поплавок будет опускаться, рычаг вновь превратится в двуплечий, закроет клапаном n сбросную трубу и т. д.

Для полного опускания затвора камера давления разобщается с верхним бьефом и сообщается с нижним.

При поднятом затворе регулировочная камера и камера давления могут быть опорожнены при помощи задвижки p трубы r для осмотра и производства ремонта.

Наряду с аппаратом для автоматического управления затвор снабжается запасными приспособлениями для ручного маневрирования впускными и сбросными задвижками.

Подъем или опускание затвора "дахвер" продолжают несколько минут.

§ 122. ХАРАКТЕРИСТИКА И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ КРЫШЕВИДНЫХ ЗАТВОРОВ

Достоинствами крышевидных затворов являются:

1. Возможность перекрыть отверстие пролетом до 50 м и высотой до 5 м¹ с полным освобождением отверстия при уложенном затворе. Надводный габарит также не стеснен благодаря отсутствию служебного мостика.

2. Быстрота и автоматичность действия, что позволяет беспрепятственно сбрасывать быстро наступающие паводки. Условия гашения энергии довольно благоприятны, поскольку перелив происходит поверх затвора.

3. Беспрепятственный, с малыми потерями воды и без перерыва в поддержании подпора пропуск льда и плавающих тел поверх затвора, облегчаемый свойством затвора несколько "подаваться" под давлением этих тел на верховое полотнище.

¹ Инж. Губер полагает возможным осуществлять затворы "дахвер" его системы, высотой до 7 м.

4. Удовлетворительная работа затвора зимой при условии принятия довольно простых предупредительных мер (перелив тонкой струи воды поверх затвора, обогрев регулировочной камеры, поддержание полыньи перед затвором и т. п.).

5. Плотность затвора и малые потери на фильтрацию.

6. Удовлетворительная работа затвора при наличии наносов при условии обеспечения возможности промывки регулировочной камеры и камеры давления.

7. Равномерная передача затвором давления воды на основание плотины.

8. Легкость и безопасность маневрирования.

9. Возможность ограничиться небольшим штатом обслуживающего персонала.

10. Отсутствие надстроек, подъемных механизмов и т. п., что благоприятно отражается на внешнем виде затвора.

Затвор "дахвер" обладает еще дополнительными достоинствами:

1) допускает точное регулирование подпорного горизонта, принимая любое промежуточное положение;

2) обладает значительной жесткостью.

Недостатками крышевидных затворов являются:

1. Необходимость довольно широкого флютбета с устройством в нем ниши (затвор „дахвер“ в этом отношении лучше затвора "бертреп").

2. Необходимость первоначального, хотя бы и небольшого, подпора для подъема затвора (или применения сжатого воздуха).

3. Необходимость устройства широких быков с камерами.

4. Относительно большая стоимость затвора и плотины в целом, стоимость 1 *пог. м* которой, правда, уменьшается с увеличением пролета, так как быки и аппарат для управления вызывают примерно одни и те же затраты при различных пролетах.

5. Сложность аппарата для управления, наличие труб, подверженных опасности обмерзания и засорения, что вызывает необходимость тщательного и компетентного надзора.

6. Затруднительность промывки водохранилища вследствие отсутствия донной струи и небольшого подпора при уложенном затворе (на плотине с низким флютбетом).

7. Затруднительность осмотра и ремонта наружных частей затвора.

8. Сложность монтажа.

Таким образом основным условием применения крышевидных затворов, в частности затвора "дахвер", являются требования: 1) быстроты и автоматичности сброса воды и регулирования подпорного горизонта; 2) пропуска ледохода и плавающих тел без значительных потерь воды и без перерыва в поддержании подпора; 3) зимней работы затвора.

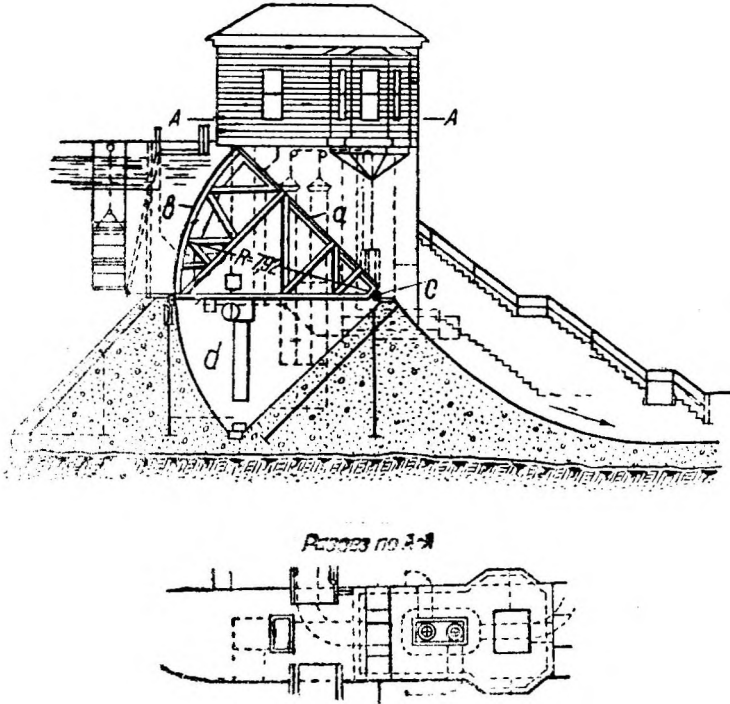
Если удовлетворение перечисленных главнейших требований не связано к тому же со значительным удорожанием флютбета и быков, вызванным конструктивными особенностями затвора "дахвер", то применение последнего можно считать вполне уместным, поскольку остальные свойственные ему недостатки присущи в той или иной мере и другим аналогичным затворам.

Следует отметить, что затвор "бертреп" получил распространение на американских судоходных плотинах, где судоходные отверстия перекрываются обычно затвором Шаноана, а водосливные — затвором „бертреп“.

Затвор "дахвер" в европейской практике применяется на плотинах с разнообразным назначением, причем наибольшее распространение он получил на плотинах в связи с использованием водной энергии.

§ 123. ПРИНЦИПЫ УСТРОЙСТВА И РАЗВИТИЕ ТИПА ЗАТВОРА

Секторным затвором (франц. — *vanne a secteur*, нем. — *Sectorschutze*, англ. — *Sector-gate*) называется опускной затвор с цилиндрической водоудерживающей стенкой и кроме того с обшивкой по верхней (радиальной) или по всем граням затвора, с несколькими опорами, вращающимися на горизонтальных осях, расположенных на флютбете. Секторный затвор явился дальнейшим развитием американских затворов "бертреп" и был предложен в девятисотых годах почти одновременно двумя американскими инженерами — Кулеем и Читтенденом. Конструкция инж. Кулея впервые получила применение в 1909 г. на плотине у Локпорта (канал Иллинойс—Мичиган — США). Этот затвор имеет пролет 14,65 м и высоту 5,49 м



Фиг. 456. Первоначальная конструкция секторного затвора (плотина у Локпорта).

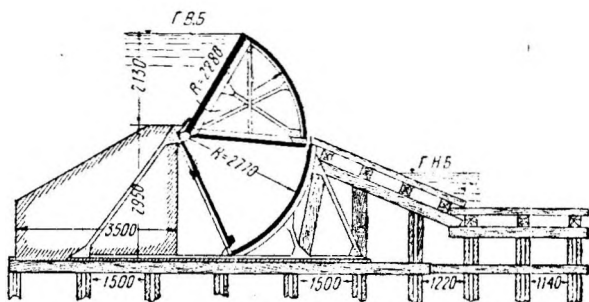
и по внешнему виду (фиг. 456) напоминает сегментный затвор, отличаясь от него наличием плоской обшивки *a* по верхней радиальной плоскости (кроме цилиндрической *b* на водоудерживающей стенке), расположением оси вращения *c* на флютбете, наличием ниши (камеры давления) во флютбете *d*, куда затвор опускается, и — самое существенное — использованием давления воды для управления затвором.

При соединении камеры давления (при помощи подводящего канала) с верхним бьефом затвор под воздействием давления воды на внутреннюю поверхность верхней радиальной обшивки поднимается из камеры вплоть до своего крайнего положения, т. е. до полного закрытия отверстия. Для опускания затвора необходимы изолирование камеры давления от верхнего бьефа и соединение ее (при помощи отводящего канала) с нижним бьефом. Тогда затвор опускается вначале под воздействием собственного веса, а в дальнейшем — и давления переливающейся струи на верхнюю обшивку. Аппарат управления затвором помещается в быке плотины, причем управление задвижками, регулирующими поступление и выпуск воды из камеры давления, производится вручную.

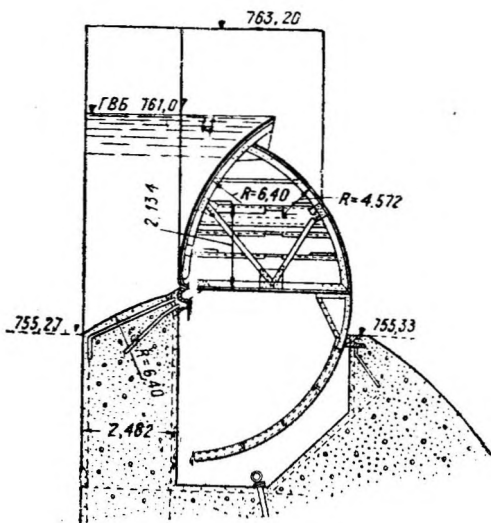
В Европе первый секторный затвор был осуществлен в 1912 г. на плотине у Бремена на р. Везер (Германия) с непревзойденным до сего времени пролетом 54 м при высоте 4,6 м. Конструкция этого затвора аналогична вышеописанной, управление же затвором усовершенствовано путем осуществления автоматического действия затвора с целью поддержания заданного подпорного горизонта. Подобный тип секторного затвора применен на плотинах Рочестер на р. Дженеси в США (30,48 X 4,62 м), Раанасфосс на р. Гломмен в Норвегии (50,0 X 3,75 м) и ряде других. Как разновидность этого типа следует отметить конструкцию секторного затвора, снабженную во внутреннем верхнем углу изолированной от воды полостью — поплавком, увеличивающим пловучесть затвора. Такого рода конструкции секторных затворов применены на плотинах Кlostерс на р. Ландкварт в Швейцарии (6,50 X 3,23 м) Рамплонд в Испании (13,0 X 3,50 м) и др.

В отличие от предложенной инж. Кулеем конструкции секторного затвора с осью вращения, расположенной с нижней стороны, инж. Читтенденом был предложен секторный затвор, вращающийся на оси, помещенной с верхней стороны (фиг. 457). При этом затвор имеет обшивку по всем его граням, которая создает таким образом внутри затвора полость, придающую ему пловучесть (затвор-поплавок), особенно необходимую в начальный период подъема затвора при ма-

Кулеем конструкции секторного затвора с нижней стороны, инж. Чит-



Фиг. 457. Секторный затвор конструкции Читтендена.

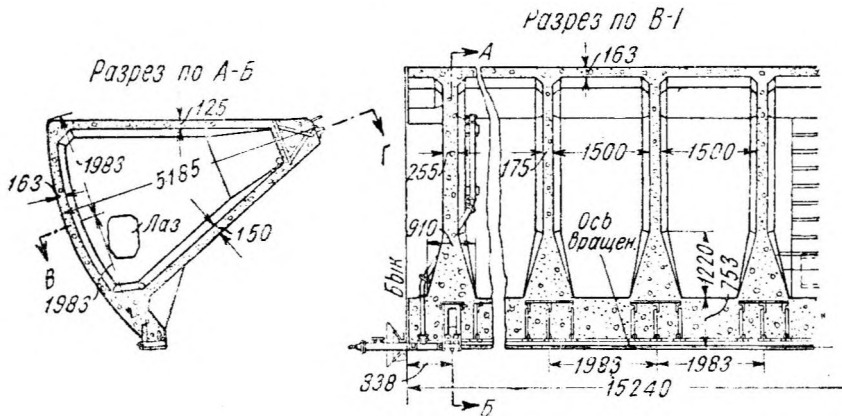


Фиг. 458. Секторный затвор типа "драм".

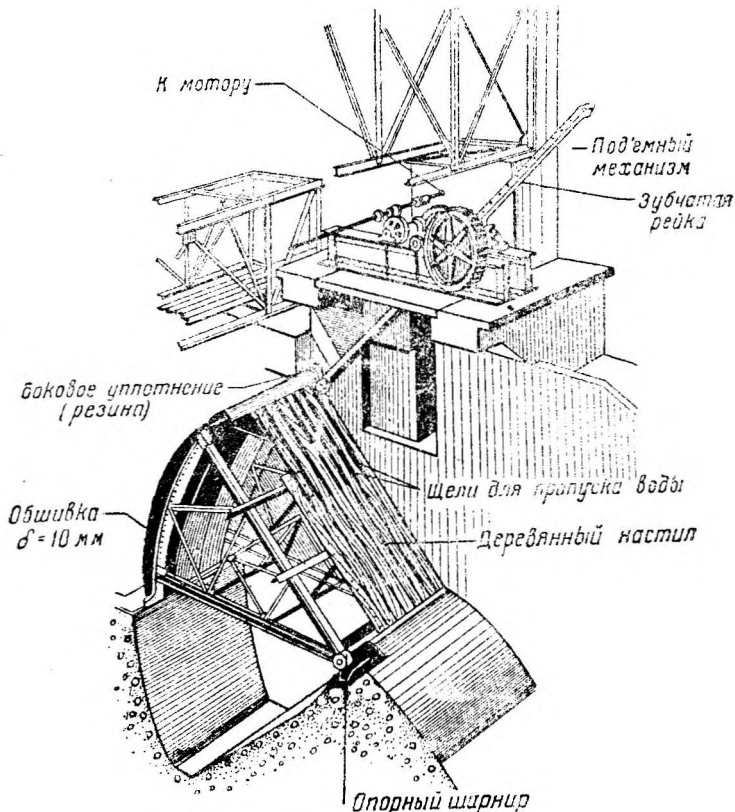
лых напорах на водосливе плотины. В этом затворе давление воды из камеры давления приложено к наружной поверхности нижней радиальной обшивки. Для ускорения открытия отверстия плотины полость затвора наполняется водой, отводимой по минованию в ней надобности в нижний бьеф самотеком или, если это невозможно, при помощи сжатого воздуха или насосов. Управление щитками, регулирующими поступление и отвод воды из камеры давления в флютбете и полости затвора, производится ручным приводом. Такого рода затворами впервые была снабжена в 1900 г. плотина на р. Оседж, а в дальнейшем и плотины на рр. Охайо и Мононгаэла, выстроенные в США в начале текущего столетия. Длина затворов Читтендена достигала 61,8 м (при высоте 1,52 м — плотины у Девис-Айленд на р. Охайо).

В настоящее время в США широко применяется (например на плотинах Аррауок, Истон, Блэк-Кеньон, Медден, Боулдер, Гранд-Кули и т. д.) усовершенствованная конструкция затвора Читтендена, известная под названием "драм" (drum-gate, т. е. барабанный затвор) (фиг. 458). Замкнутая полость этого затвора заполнена воздухом, управление затвором осуществляется таким же путем, как и в затворе Читтендена, но автоматизировано. На плотине Гранд-Кули устанавливаются 11 затворов "драм" пролетом до 41,16 м и высотой 8,54 м.

Подобная же конструкция автоматического секторного затвора-поплавка, но с осью вращения, расположенной не с верховой, а с низовой стороны, нашла за последние 10—15 лет применение на ряде плотин как



Фиг. 459. Железобетонный секторный затвор плотины Кулиджа.



Фиг. 460. Секторный затвор полугидравлического действия с механическим подъемом (шведский тип).

американских, так и европейских, причем использование давления воды для подъема затвора и его значительная пловучесть позволили выполнить конструкцию из железобетона, например на плотине Сан-Чьяра д'Ула на р. Тирсо в Италии (12,0X7,0 м), Камараза на р. Ногера-Паллареза в Испании (27,0 X 6,9 м), на р. Парахибе в Бразилии (45,0 X 7,4 м), Кулиджа на р. Джила в США (15,24 X 3,60 м) (фиг. 459) и ряде других.

Наконец в течение последних 15 лет в Швеции применяют секторные затворы полугидравлического действия с механическим подъемом за оба конца при помощи лебедок и жестких тяг — реек. Эти затворы (фиг. 460) имеют сплошную металлическую обшивку, очерченную по дуге круга, а по верхней радиальной плоскости — деревянную обшивку, снабженную в своей верхней части щелями, через которые при движении затвора вода попадает в камеру давления и своим напором на внутреннюю поверхность деревянной обшивки частично разгружает затвор от веса переливающегося слоя воды, облегчая тем самым работу тяг и лебедок. Такого рода секторные затворы применены на ряде шведских плотин (Авеста-Стурфорс 15,0 X 5,5 м, Сикфорс 16,9 X 3,0 м, Кронгфорс 17,5 X 3,5 м и др.), а также в СССР на Нижнесвирской плотине (30,9 X 4,71 м) (первый секторный затвор в СССР).

§ 124. УСЛОВИЯ ПОДЪЕМА И ОПУСКАНИЯ СЕКТОРНЫХ ЗАТВОРОВ

В зависимости от способа действия секторные затворы можно подразделить следующим образом:

1. Затворы гидравлического действия:

- а) опускающиеся собственным весом, или тонушие (фиг. 456);
- б) плавающие, или поплавковые (фиг. 457, 458 и 459).

2. Затворы полугидравлического действия с механическим подъемом [шведский тип (фиг. 460)].

Затворы гидравлического действия удерживаются в равновесии давлением воды снизу — из камеры давления, которое в тонущих затворах действует на внутреннюю поверхность верхней радиальной обшивки, а в поплавковых — на наружную поверхность нижней радиальной обшивки.

Для подъема затвора необходимо, чтобы давление из камеры на затвор превышало действие на него всех внешних сил. В тонущих затворах такое давление создается благодаря перепаду в отверстии плотины перед затвором или, если он недостаточен, путем искусственных мер — впуска в камеру сжатого воздуха или подкачки воды насосами. Подъем поплавковых затворов обеспечивается благодаря вытеснению телом затвора значительного объема воды. Опускание тонущих затворов происходит при соединении камеры давления с нижним бьефом; под давлением затвора вода вытесняется из камеры; по мере выпуска воды затвор опускается и садится на дно камеры. Таким же путем опускаются и поплавковые затворы, если при этом горизонт нижнего бьефа не препятствует выходу воды из камеры, т. е. находится ниже или во всяком случае не на много выше дна камеры. В противном случае для опускания затвора приходится впускать внутрь поплавка воду с предварительным частичным или полным удалением воздуха; тогда для подъема такого затвора в него должен быть впущен сжатый воздух, который вытесняет воду и восстанавливает пловучесть затвора.

Движение затворов полугидравлического действия происходит в основном при помощи подъемных механизмов, которые обеспечивают возможность подъема, опускания и установки затвора в любом промежуточном положении при всяких положениях горизонтов верхнего и нижнего бьефов, давление же воды на внутреннюю поверхность верхней радиальной обшивки играет подсобную роль и служит для уменьшения величины тягового усилия.

На секторные затворы действуют следующие внешние силы ¹:

¹ Равнодействующая давления воды на цилиндрическую обшивку затвора, описанную из центра вращения, проходит через этот центр и поэтому не оказывает непосредственного влияния на движение затвора (косвенно это давление учитывается при определении сил трения в оси вращения).

- 1) собственный вес подвижной части затвора;
- 2) давление переливающегося слоя воды на внешнюю поверхность верхней радиальной обшивки, возрастающее по мере опускания и уменьшающееся по мере поднятия затвора;
- 3) силы трения в оси вращения и уплотнениях;
- 4) не поддающиеся определению случайные сопротивления, вызванные ударами льдин, примерзанием затвора к быкам, обмерзанием оси и т. п.

Этим внешним силам противостоит внутреннее давление из камеры затвора, которое направлено снизу вверх; в некоторых случаях, под влиянием вакуума, оно имеет обратное направление, следовательно внутреннее давление может быть положительным и отрицательным, что и следует учитывать в нижеследующих расчетах.

Условие подъема тонущего затвора гидравлического действия в любом его промежуточном положении может быть выражено следующим образом:

$$M_1 + M_2 + M_3 < M_{вн}. \quad (378)$$

Условие опускания:

$$M_1 + M_2 - M_3 > M_{вн}, \quad (379)$$

где M_1 — момент собственного веса затвора;
 M_2 — момент давления переливающегося слоя воды;
 M_3 — момент сил трения в оси и уплотнениях;
 $M_{вн}$ — момент внутреннего давления.

Все моменты берутся относительно оси вращения затвора.

Для поплавкового затвора условия подъема и опускания будут соответственно:

$$M_1 + M_2 + M_3 - M_4 < M_{вн} \quad (380)$$

$$M_1 + M_2 - M_3 - M_4 > M_{вн}, \quad (381)$$

где M_4 — момент веса вытесняемого поплавком объема воды относительно оси вращения затвора.

Условие подъема затвора полугидравлического действия с механическим подъемом:

$$M_1 + M_2 + M_3 - M_{вн} < M_T \quad (382)$$

и условие опускания:

$$M_1 + M_2 - M_3 - M_{вн} > M_T, \quad (383)$$

где M_T — момент абсолютной величины тягового усилия (растягивающего или сжимающего рейки) относительно оси вращения затвора.

Остальные обозначения — прежние.

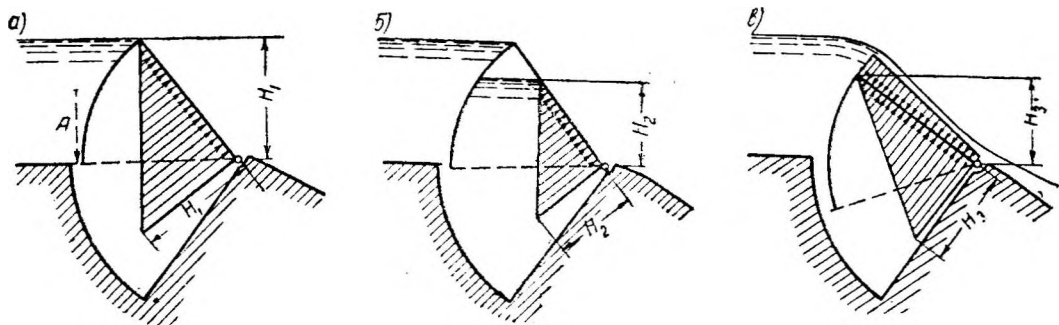
Следует отметить, что как при подъеме, так и при опускании затвора полугидравлического действия тяговые рейки подвергаются и сжатию и растяжению, причем момент перемены знака усилия в рейке, т. е. когда усилие равно нулю, соответствует условию:

$$M_1 + M_2 = M_{вн} + M_3. \quad (384)$$

Выше, при рассмотрении условий равновесия секторных затворов, мы учитывали только поддающиеся определению силы; для обеспечения же надежности движения затворов случайные, не поддающиеся определению сопротивления должны быть учтены соответствующим коэффициентом запаса, вводимым в расчетные усилия для подъема или опускания затвора.

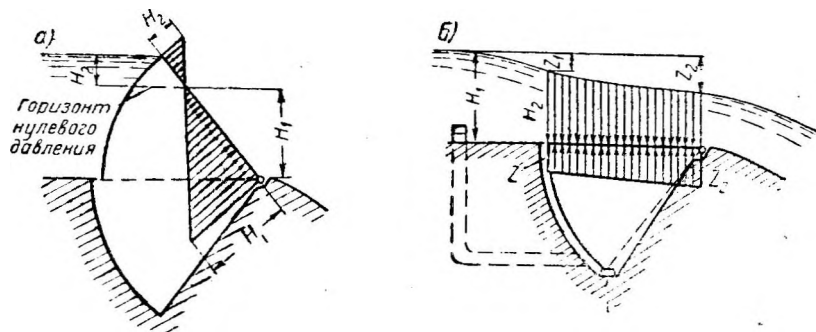
Рассмотрим теперь картину движения различных разновидностей секторных затворов.

а) Тонущие затворы. Величина и направление внутреннего давления и вообще картина движения затвора в его верхних положениях изменяются в зависимости от наличия или отсутствия атмосферного воздуха в камере давления. Поэтому разберем отдельно оба эти случая.



Фиг. 461

1. Камера давления соединена с атмосферным воздухом (фиг. 461). В верхнем положении полость затвора заполнена водой и затвор удерживается в этом положении опорами у порога плотины (фиг. 461, а). Давление на внутреннюю поверхность верхней радиальной обшивки достигает максимума с ординатой H_1 у опорных шарниров.



Фиг. 462

Момент этого давления превосходит момент всех внешних сил, вследствие чего в опорах у порога возникает направленная книзу реакция A .

Опускание затвора начинается только после того, как из камеры вытекло некоторое количество воды, благодаря чему момент внешних сил превышает момент внутреннего давления (фиг. 461, б). После этого затвор опускается достаточно быстро, поскольку одновременно вытекает вода и выходит воздух.

Под влиянием веса слоя переливающейся воды давление в камере увеличивается и распространяется на всю внутреннюю поверхность верхней обшивки, следовательно воздух из камеры полностью вытеснен (фиг. 461, в).

При подъеме затвора указанные положения повторяются в обратном порядке, т. е. начиная с некоторого момента, воздух засасывается в камеру, а затем вытесняется водой.

В остальном движение затвора совершается аналогично нижеследующему случаю.

2. Камера изолирована от атмосферного воздуха (фиг. 462). В крайнем верхнем положении эпюра давления аналогична рассмотренной выше (фиг. 461, а). После соединения камеры с нижним бьефом из нее начинает вытекать вода, причем в отличие от первого случая опускание затвора происходит тотчас же после начала вытекания воды, так как при изоляции камеры от поступления воды и воздуха выпуск из нее воды неизбежно должен вызвать изменение объема камеры, т. е. опускание затвора, которое происходит сравнительно равномерно, так как зависит от скорости истечения воды в нижний бьеф. При этом под гребнем затвора образуется область разрежения или отрицательного давления, нижняя граница которого является горизонтом нулевого давления (фиг. 462, а). Область разрежения исчезает в тот момент, когда под влиянием внешних сил давление воды в камере распространится на всю внутреннюю поверхность верхней обшивки (фиг. 461, в). В нижнем положении (фиг. 462, б) затвор опирается на опоры на дне камеры и удерживается в этом положении благодаря тому, что давление в камере, зависящее от положения горизонта нижнего бьефа, меньше давления переливающегося слоя воды и веса затвора.

Для подъема затвора камера соединяется с верхним бьефом, причем подъем происходит под воздействием напоров z_1 и z_2 или, если они недостаточны, то при помощи искусственных побудителей. В дальнейшем затвор проходит рассмотренные выше положения в обратном порядке.

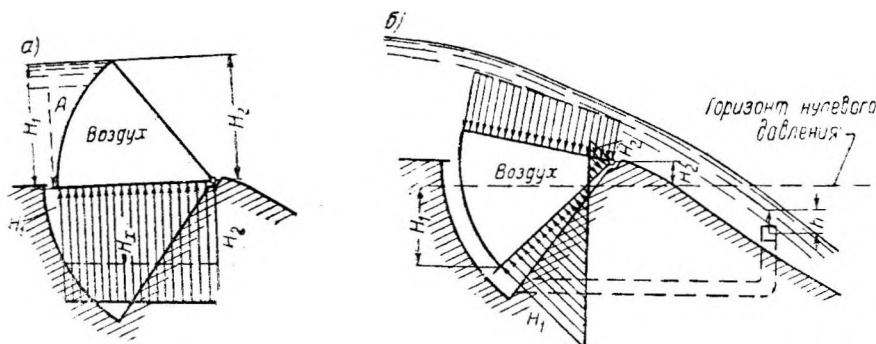
Следует отметить, что благодаря указанным преимуществам изолированной камеры последняя применяется в большинстве секторных затворов гидравлического действия.

б) Поплавковые затворы с нижней осью вращения (фиг. 463). Рассмотрим затвор-поплавок при изолированной от воздуха камере.

В крайнем верхнем положении затвор удерживается опорами у порога плотины (фиг. 463, а).

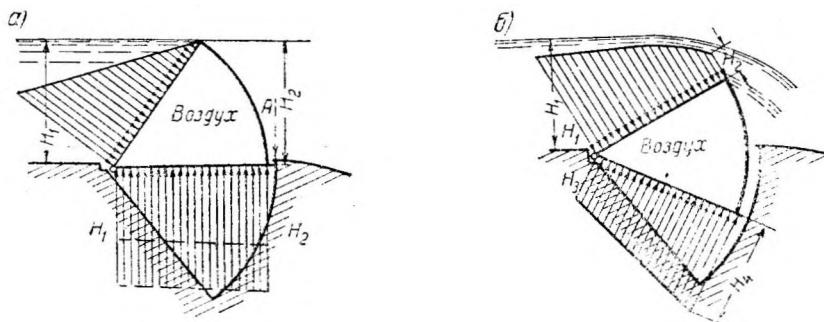
При соединении камеры с нижним бьефом давление в ней падает (показано пунктиром) и затвор опускается. Давление на нижнюю грань затвора H_x зависит только от внешних сил.

В конце опускания в камере устанавливается горизонт нулевого давления, положение которого зависит от внешних сил (фиг. 463, б). Для опускания затвора необходимо, чтобы пьезометрический напор h у отверстия выходной трубы был ниже горизонта нулевого давления.



Фиг. 463.

в) Поплавковые затворы с верхней осью вращения (фиг. 464). В крайнем верхнем положении затвор удерживается опорами у порога, причем, благодаря давлению верхнего бьефа на верхнюю радиальную обшивку реакция A (фиг. 464, а) значительно меньше, чем в предыдущей конструкции. При соединении камеры с нижним бьефом давление в ней падает (показано пунктиром) до величины, уравнивающей внешние силы. По мере вытекания воды из камеры затвор опускается. Схема сил для промежуточного положения показана на фиг. 464. б. Условие опускания остается то же, что и в предыдущей конструкции.

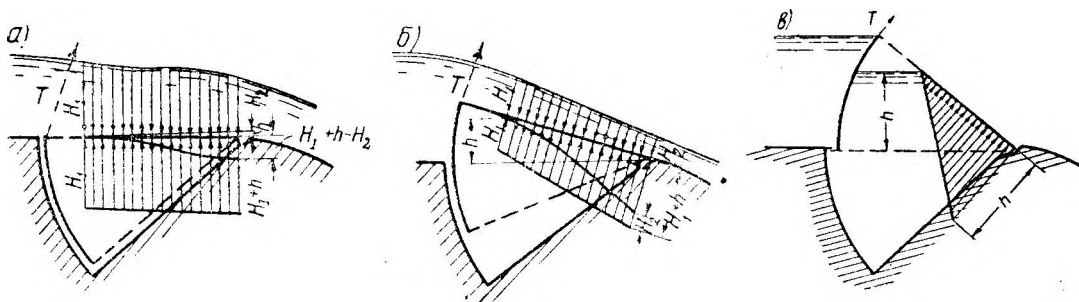


Фиг. 464.

г) Затворы полугидравлического действия с механическим подъемом (фиг. 465). В начале подъема давления на верхнюю радиальную обшивку сверху и снизу почти одинаковы, с некоторым превышением снизу за счет перепада по длине затвора, что несколько снижает подъемное усилие T (фиг. 465, а).

При дальнейшем подъеме избыточное давление снизу возрастает по мере увеличения наклона верхней грани затвора и имеет максимальную ординату у опор, равную $H_1 + h - H_2$ (фиг. 465, б). В крайнем верхнем положении затвор показан на фиг. 465, в. Опускание затвора в начале происходит без уравнивания давлением снизу, пока его не создает попавшая в щели вода. В дальнейшем опускающийся затвор должен вытеснять воду из камеры, что вызовет работу реук подъемного механизма па сжатие.

Останавливаясь вкратце на характеристике действующих на секторные затворы сил, следует подчеркнуть, что их действительные значения, особенно в отношении переливающейся через затвор струи, действия вакуума, необходимого внутреннего давления, могут быть получены, как и вообще для всех затворов гидравлического действия, только на основании лабораторных исследований. Поэтому цифровые значения сил, полученные из расчета, следует рассматривать как предварительные, подлежащие уточнению в лабораторной обстановке.



Фиг. 465.

Давление воды на затвор определяется в соответствии с эпюрами изображенными на фиг. 461—465.

Собственный вес затвора определяют по спецификации или для предварительных подсчетов — по аналогии с весами осуществленных конструкций (табл. 36), исходя из предпосылки, что вес секторных затворов изменяется пропорционально пролету и примерно квадрату высоты отверстия.

Таблица 36

Тип секторного затвора	Наименование плотины	Пролет затвора в м	Высота затвора в м	Вес подвижной конструкции в т
Тонущий (гидравлического действия)	Бремен	54,0	4,6	210
То же	Рочестер	30,48	4,27	150
„	Раанасфосс	50,0	3,75	180
„	Ярославская (проект)	60,0	8,0	468
Тонущий (шведский)	Перэк	30,0	4,8	170
Поплавковый (с верхней осью вращения)	Медден	30,0	5,4	240

Расстояние центра тяжести секторных затворов от оси вращения можно принять равным $0,6 r$, где r — радиус обшивки, причем можно считать, что центр тяжести расположен примерно на биссектрисе внутреннего угла затвора, образуемого верхней и нижней радиальными гранями. Таким образом плечо силы тяжести G изменяется при движении затвора по закону $G = 0,6r \cdot \cos \alpha$, где α — угол, образуемый биссектрисой внутреннего угла затвора с горизонталью и не превышающий обычно 25° – 27° . Тогда момент веса затвора G относительно оси вращения будет колебаться в пределах от $M = 0,55 G \cdot r$ (для верхнего и нижнего положений) до $M = 0,6 G \cdot r$ (для среднего положения), т. е. весьма незначительно.

Момент от силы трения в оси вращения весьма невелик благодаря

небольшому плечу трения по сравнению с плечом веса затвора и составляет не более 5% момента веса, т. е. влияет незначительно на движение затвора. Максимум момента силы трения имеет место в верхнем положении затвора, уменьшаясь почти до нуля в начале подъема, когда давления воды сверху и снизу затвора примерно одинаковы, а давление воды на цилиндрическую обшивку очень мало.

Момент от силы трения в боковых уплотнениях оказывает также небольшое влияние на движение затвора, примерно такого же порядка, как и момент от силы трения в осях. Таким образом суммарный момент сил трения в оси и уплотнениях может быть оценен в 10—12% момента веса затвора. При этом следует учесть, что в зависимости от направления движения затвора сопротивления от сил трения прибавляются к весу затвора (подъем) или вычитаются из него (опускание).

Остальные действующие силы определяются в соответствии с указаниями главы 10.

§ 125. ОБЩАЯ СХЕМА ЗАТВОРА

Общая конструктивная схема секторного затвора определяется следующими элементами: радиусом цилиндрической обшивки, положением оси вращения и расположением вертикальных поперечных секторных ферм.

I. РАДИУС ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ОБШИВКИ

Так как верхняя радиальная грань опущенного затвора дополняет гребень водосливной части плотины, то выбор конструкции секторного затвора и назначение радиуса сектора должны быть увязаны с профилем плотины с целью обеспечения благоприятных гидравлических условий (коэффициента расхода) и экономичности профиля. Поэтому при наличии практического профиля водослива целесообразно применить секторные затворы с наименьшим радиусом — поплавковые с верхней осью вращения (американские затворы "драм"); при распластанном водосливном профиле, приближающемся к водосливу с широким порогом, уместно применение секторов с большим радиусом (тонущие с нижней осью вращения, шведский тип и т. п.), размер которого должен быть увязан с получающейся при этом величиной перепада, необходимого для начала подъема затвора.

Для первой группы затворов радиус цилиндрической обшивки, расположенной со стороны нижнего бьефа, принимается обычно равным высоте затвора, т. е.

$$\frac{r}{h} \approx 1.$$

Для второй группы затворов радиус сектора принимается в пределах 1,4—1,6 h , в среднем равным 1,5 h . В отдельных случаях, например на плотине Рочестер, радиус принят равным 2,13 h , что при соответствующем расположении оси вращения и незначительном увеличении объема бетонной кладки позволило обеспечить подъем затвора уже при горизонте верхнего бьефа на уровне порога плотины.

2. ПОЛОЖЕНИЕ ОСИ ВРАЩЕНИЯ ЗАТВОРА

Ось вращения секторного затвора располагается на флютбете плотины. При необходимости принятия мер побуждения для начального подъема тонущего затвора ось вращения располагают ниже верхового порога плотины, благодаря чему даже при отсутствии перепада всегда имеется внутреннее давление на верхнюю радиальную обшивку, увеличивающееся с образованием перепада. Однако понижение оси вращения влечет за собой увеличение радиуса сектора и следовательно размеров затвора и гребня водослива.

При небольшой высоте затвора можно принять понижение оси вращения, исключаяющее необходимость применения искусственного побудителя для начального подъема (если это не вызывает значительного удо-

рождения флютбета плотины). При значительной же высоте затвора ось вращения снижают на величину, несколько облегчающую начальный подъем затвора, но не освобождающую от применения искусственных побудителей. Обычно понижение центра вращения секторного затвора относительно верхового порога плотины принимается в пределах $0,1—0,2 h$, в среднем $0,15 h$, где h — высота затвора.

3. РАСПОЛОЖЕНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕКТОРНЫХ ФЕРМ

Вертикальные поперечные фермы располагаются друг от друга на равных расстояниях, колеблющихся в зависимости от напора в пределах от $1,3$ до $3 m$, что составляет от $0,25 h$ до $0,60 h$. При назначении расстояний между фермами следует стремиться к максимальной стандартизации элементов, обеспечению благоприятной работы вспомогательных балок и обшивки и равномерной передачи давления на ось вращения (во избежание трудностей конструирования и закрепления оси при передаче на нее очень значительных сосредоточенных нагрузок).

§ 126. ОБШИВКА

Цилиндрическая обшивка, устраиваемая из листовой стали, опирается на вертикальные поперечные фермы и промежуточные стойки, а также на крайние горизонтальные балки (обвязки), опирающиеся на верхний и нижний узлы секторных ферм.

Таким образом обшивка (в соответствии с соотношением сторон балочной клетки) работает обычно как пластинка, опертая по двум (вертикальным) сторонам и нагруженная максимальным возможным давлением воды (с учетом возможного вакуума со стороны камеры давления). Так как секторный затвор опускается в камеру давления и следовательно при его опускании каждая горизонтальная полоса обшивки подвергается почти полному давлению верхнего бьефа, то толщина обшивки практически принимается одинаковой по всей высоте затвора.

Обшивка верхней и нижней радиальных граней затвора также выполняется из листовой стали и опирается соответственно на верхние или нижние пояса вертикальных поперечных ферм и продольные обрешетины. Верхняя обшивка обычно защищается деревянным настилом, предохраняющим ее от ударов плавающих тел. В затворах шведского типа (полугидравлического действия) верхняя обшивка выполняется из сосновых досок, укладываемых перпендикулярно длине затвора (фиг. 460). Так как верхняя и нижняя обшивки подвергаются двустороннему давлению, то прикрепление их к балкам должно быть соответственно надежным.

Бокорые обшивки поплавковых затворов выполняются из листовой стали, прикрепленной к крайним вертикальным секторным фермам.

В железобетонных поплавковых затворах (фиг. 459) грани затвора представляют собой железобетонные плиты толщиной $15—25$ см.

§ 127. ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ И ГЛАВНЫЕ БАЛКИ

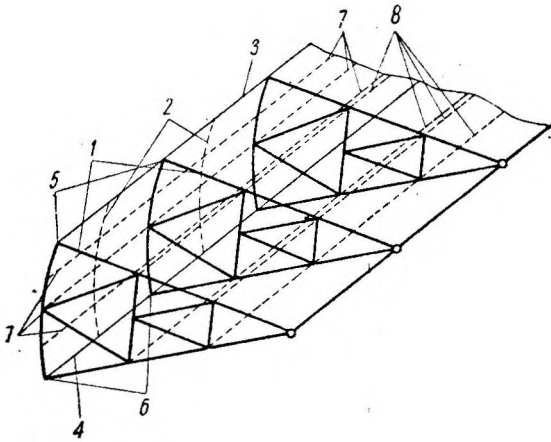
Секторный затвор имеет (фиг. 466) ряд вертикальных поперечных секторных ферм 1, являющихся главными балками, и вспомогательные балки в виде промежуточных вертикальных стоек 2, располагаемых между поперечными фермами, верхней 3 и нижней 4 горизонтальных балок — обвязок, служащих опорами для этих стоек и в свою очередь опирающихся на верхние 5 нижние 6 узлы секторных ферм. При большой высоте вертикальных стоек их опирают также и на промежуточные горизонтальные обрешетины 7. Для поддержания обшивки верхней и нижней радиальных граней служат продольные обрешетины 8, опирающиеся на узлы соответственно верхнего или нижнего радиальных поясов поперечных секторных ферм.

Промежуточные вертикальные стойки размещаются на расстоянии примерно 0,5 м друг от друга и рассчитываются на нагрузку, передаваемую им обшивкой с двух прилегающих полупанелей. Стойки работают как

балки на двух или нескольких опорах; они изготавливаются из двутавров или швеллеров.

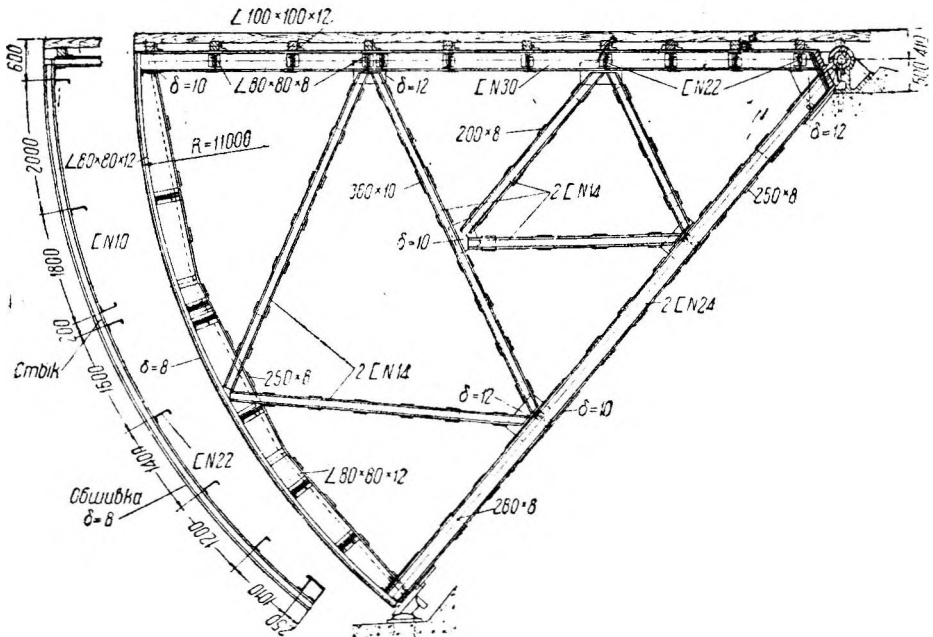
Верхняя и нижняя горизонтальные обвязки разрезаются у секторных ферм и рассчитываются как балки на двух опорах с равномерно распределенной нагрузкой, равной соответственно $\frac{1}{3}$ и $\frac{2}{3}$ давления воды на панель затвора между фермами (если стойки не опираются на промежуточные горизонтальные обрешетки) или давлению воды на прилегающие к обвязкам полупанели (при наличии промежуточных обрешетин).

Горизонтальные обрешетки, поддерживающие вертикальные стойки и передающие давление от них на секторные фермы, разрезаются у последних (фиг. 467) и рассчитываются как балки на двух опорах, нагруженные сосредоточенными силами от стоек по числу последних между двумя соседними секторными фермами.



Фиг. 466. Схема вспомогательных и главных балок секторного затвора.

Горизонтальные обрешетки, поддерживающие вертикальные стойки и передающие давление от них на секторные фермы, разрезаются у последних (фиг. 467) и рассчитываются как балки на двух опорах, нагруженные сосредоточенными силами от стоек по числу последних между двумя соседними секторными фермами.

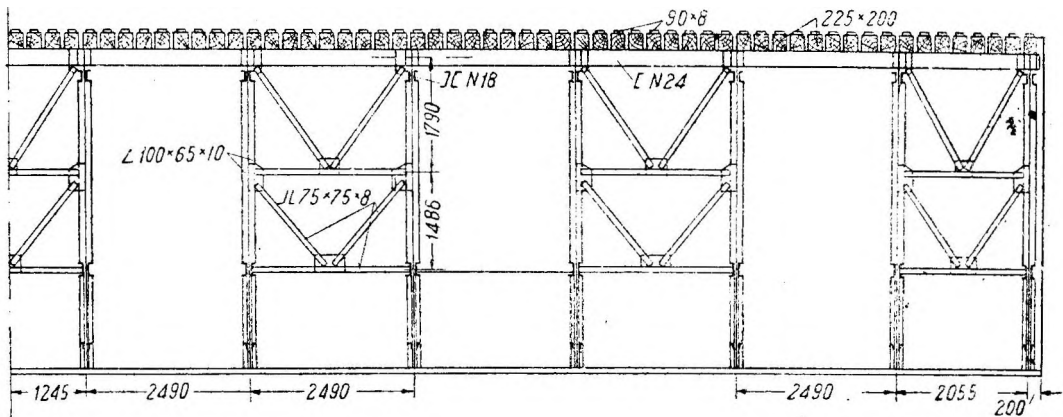


Фиг. 467. Поперечная секторная ферма.

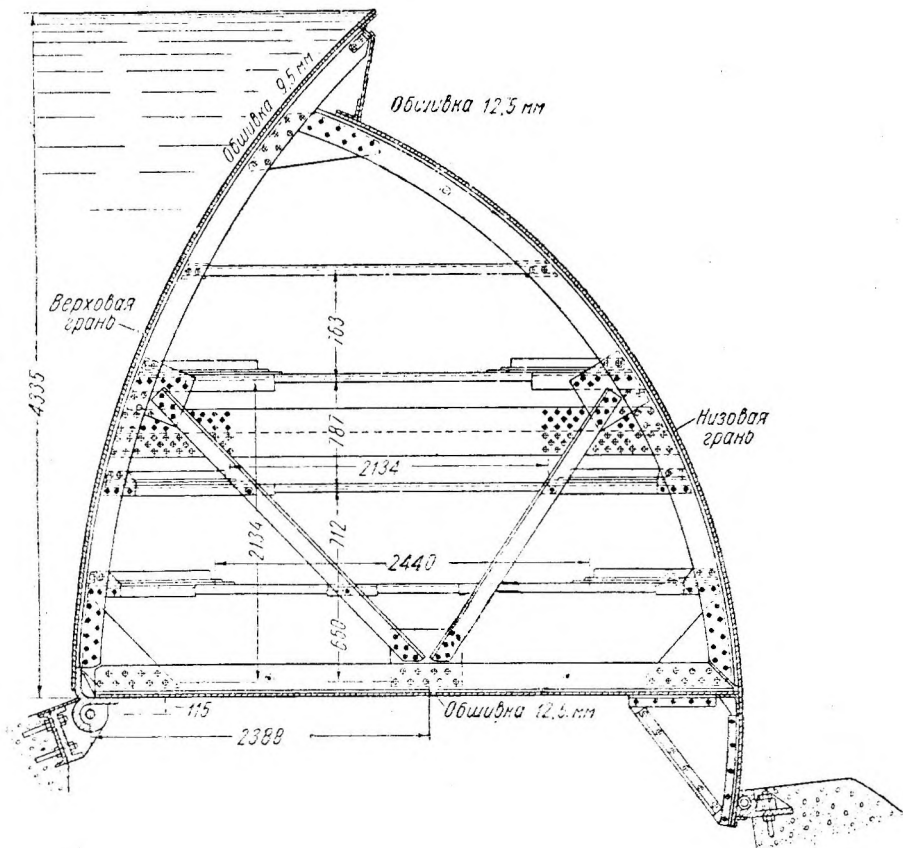
Продольные обрешетки по верхней радиальной грани затворов гидравлического действия разрезаются у секторных ферм (фиг. 467); в затворах полугидравлического действия (фиг. 468) обрешетки делают неразрезными и опирают в узлах верхнего радиального пояса секторной фермы. В обоих случаях нагрузка на продольные обрешетки

принимается равномерно распределенной. Обрешетины конструируют из швеллеров.

Вертикальные поперечные секторные фермы (фиг. 467, 468, 469) рассчитываются как плоские сквозные системы, причем усилия в стержнях



Фиг. 468.



Фиг. 469. Поперечная секторная ферма затвора типа "драм".

определяются от собственного веса и давления воды для следующих положений затвора:

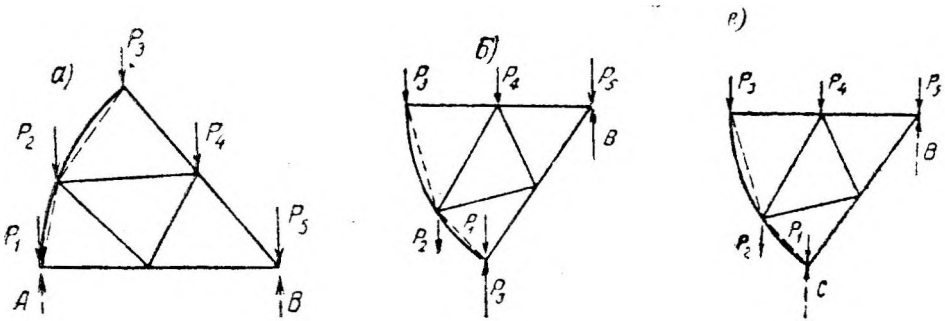
1. От собственного веса:
 - а) в поднятом (рабочем) положении;

- б) в опущенном (нерабочем) положении;
- в) при постановке затвора на несколько ремонтных стоек для ремонта.

2. От давления воды:

- а) в поднятом (рабочем) положении при наполненной камере;
- б) в поднятом (рабочем) положении при пустой камере;
- в) в опущенном (нерабочем) положении при пустой камере.

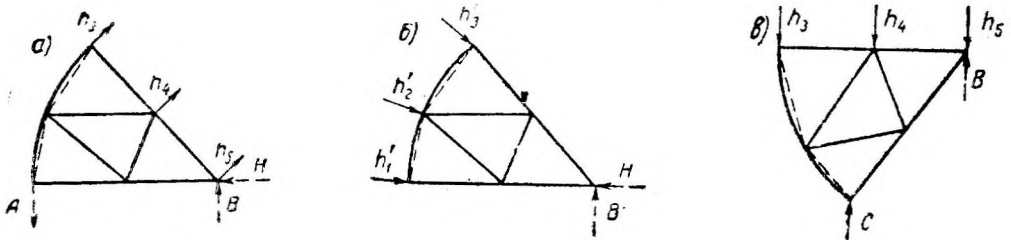
При определении усилий от давления воды следует также учитывать возможную дополнительную нагрузку от вакуума в камере давления (если последняя изолирована от атмосферного воздуха).



Фиг. 470.

Собственный вес одной панели затвора распределяется между узлами секторной фермы, причем можно считать, что в тонущих затворах нагружены только узлы верхнего радиального и цилиндрического (напорного) поясов, а в поплавковых — кроме того и нижнего радиального пояса. В поднятом положении имеют место реакции опоры у порога и оси вращения, в опущенном — реакции опоры на дне камеры и оси вращения. Реакции направлены вертикально, снизу вверх.

Для тонущего секторного затвора гидравлического действия схемы нагрузок для расчета ферм представлены на фиг. 470 (от собственного веса, соответственно для положений а, б и в) и 471 (от давления воды, соответственно для положений а, б и в).



Фиг. 471.

Для каждого из перечисленных шести положений строятся диаграммы Креноны, суммарные усилия получают путем сложения максимальных усилий для данного стержня от собственного веса и давления воды. Раскосы и стойки ферм работают только на осевое усилие, пояса же ферм — на осевое усилие и местный изгиб от давления воды, а также на дополнительные моменты, вызываемые внецентренным приложением нагрузки (вследствие несовпадения центра тяжести криволинейного напорного пояса с осевым усилием) и опорных реакций. Напорный и нижний радиальный пояса воспринимают момент от внецентренного приложения реакций нижней опоры затвора. Эта опора в опущенном положении затвора воспринимает положительную, а в поднятом положении (у порога) — отрицательную реакцию, вследствие чего центральная передача давления в опорный узел в обоих случаях невозможна. Поэтому целесообразнее

центрировать положительную реакцию, так как в опущенном положении затвора возникают большие, чем в поднятом положении, осевые усилия в поясах, дальнейшее увеличение которых нежелательно. Тогда в поднятом положении затвора учитывается момент $M_1 = A \cdot e$, где A — реакция опоры у порога, e — эксцентриситет. Кроме этого нижний, а также верхний радиальные пояса воспринимают момент от сил трения в оси вращения затвора, равный

$$M_2 = R \cdot f \cdot \frac{d}{2}, \quad (385)$$

где R — реакция оси вращения от давления, передаваемого фермой в том положении затвора, по которому определяются расчетные осевые усилия в поясах;

f — коэффициент трения в оси;

d — диаметр оси вращения.

Моменты M_1 и M_2 распределяются между поясами пропорционально их приведенным моментам инерции.

Конструкции секторных ферм представлены на фиг. 467—469. Пояса ферм конструируют из жестких сечений, стойки и раскосы — обычных простых профилей. Все фермы секторного затвора имеют одинаковые размеры и сечения, что значительно облегчает их изготовление и монтаж; только крайние фермы несколько усиливаются и снабжаются торцевой обшивкой.

Конструкция железобетонных секторных затворов ясна из фиг. 459.

§ 128. СВЯЗИ

Вертикальные секторные фермы соединяются продольными и поперечными связями, обеспечивающими пространственную жесткость всей системы, необходимую при движении затвора и особенно при примерзании одного из его концов к быку.

Продольные связи размещаются в плоскостях радиальных граней затвора и рассчитываются на действие поперечных сил, возникающих в результате крутящего момента при односторонней нагрузке.

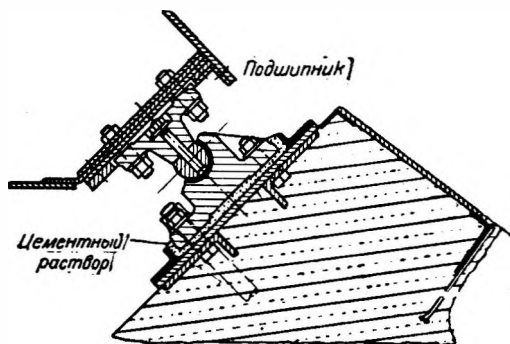
Поперечные вертикальные связи попарно соединяют секторные фермы и располагаются в плоскостях распорок ферм, причем они имеют значение главным образом в период монтажа. Сечения элементов этих связей подбираются из условий их гибкости.

§ 129. ОПОРНЫЕ ЧАСТИ

В тонущих затворах гидравлического действия ось вращения затвора идет вдоль всего пролета, тонущие же затворы полугидравлического действия (шведский тип), а также поплавковые затворы опираются на ряд опорных шарниров соответственно числу вертикальных секторных ферм. Таким образом конструкции опорных частей секторных затворов можно разделить на два типа: 1) со сплошной опорой и 2) с отдельными опорами.

1. Затворы со сплошной опорой имеют сплошную ось вращения, опирающуюся на непрерывный ряд стальных или чугуновых опорных отливок, укрепленных на флютбете. Подвижная часть затвора в своей хвостовой части снабжена мощной опорной балкой, к которой прибалчивается также непрерывный ряд стальных отливок. При помощи последних затвор опирается на ось вращения, которая соединяется наглухо или с подвижной (фиг. 472) или с неподвижной (фиг. 473) отливкой. Эти отливки (подвижные и неподвижные), разделяемые зазорами по 1,5—2 мм на ряд секций, попеременно обхватывают ось вращения таким образом, что две соседние секции создают суммарный обхват с углом более чем 180°. Поверхность соприкосновения оси вращения с отливками заливается

тонким слоем белого металлала бabbита. Для восприятия вырывающих опорных усилий при несимметричной нагрузке ось вращения запускается в бык и опирается на его металлическую обделку. Полая труба, служащая осью вращения, позволяет использовать ее внутреннее пространство для утепления опорных частей при помощи пара, а также для подвода сжатого воздуха в качестве побудителя начального подъема затвора.

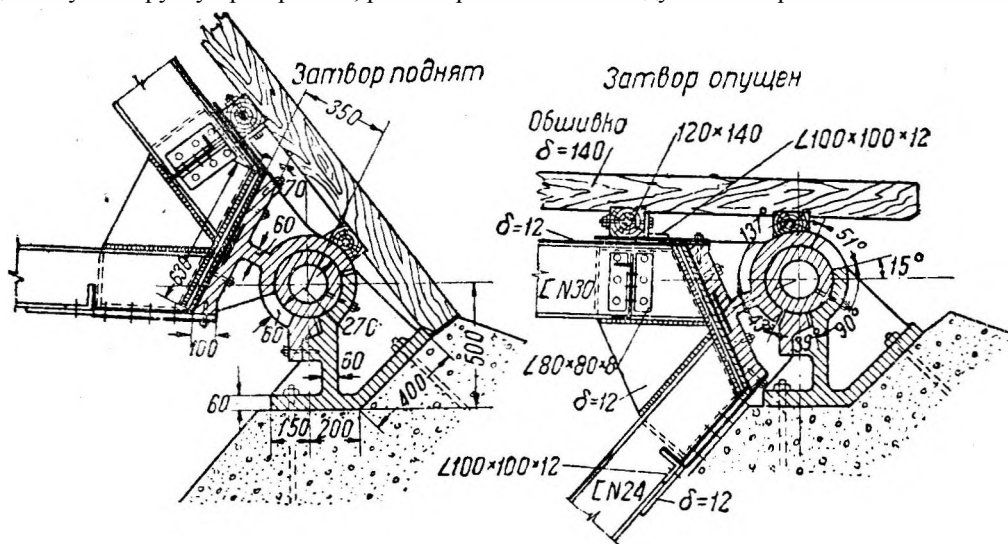


Фиг. 472. Опорная часть секторного затвора со сплошной осью вращения, наглухо соединенной с подвижной отливкой.

Опорные части рассчитываются на действие опорных реакций в различных положениях затвора, рассматриваемых при расчете секторных ферм. Опорные части крайних ферм кроме того рассчитываются на реакции, возникающие при действии односторонней нагрузки.

Метод расчета оси вращения и опорных отливок аналогичен методу расчета опорных частей сегментных затворов (см. гл. 12); в расчете принимают пониженное допускаемое напряжение на раздробление по диаметральной плоскости оси вращения ($10-15 \text{ кг/см}^2$), поскольку здесь давление передается не на полную площадь диаметральной плоскости.

Хвостовая опорная балка затвора, к которой прикрепляются опорные отливки, рассчитывается на передаваемую последними равномерно распределенную нагрузку при пролете, равном расстоянию между осями верти-



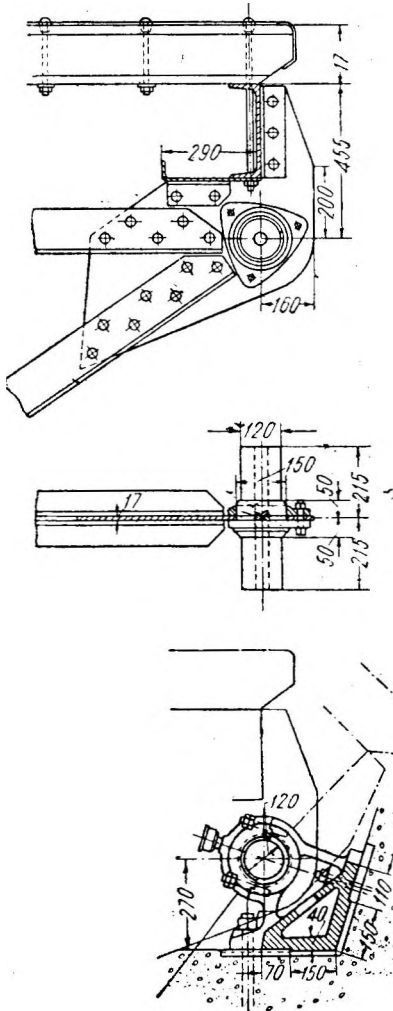
Фиг. 473. Опорная часть секторного затвора со сплошной осью вращения, наглухо соединенной с неподвижной отливкой.

кальных секторных ферм. Кроме того опорная балка проверяется на действие скручивающего момента от сил трения в оси вращения.

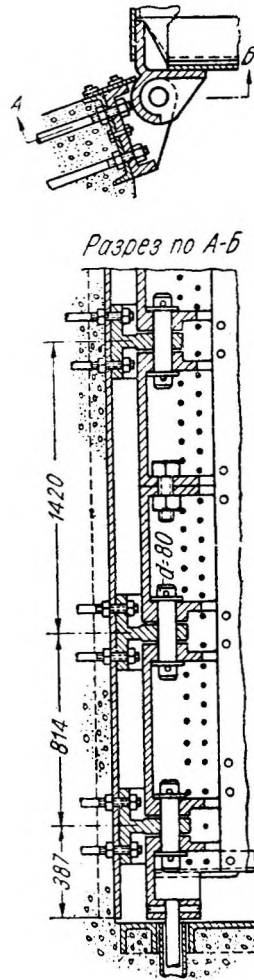
2. Затворы с отдельными опорами имеют ряд опорных шарниров, конструкция и расчет которых сходны с таковыми же у сегментных затворов. Как видно из фиг. 474, хвостовая часть каждой вертикальной секторной фермы насаживается на короткую цапфу (ось), опирающуюся на заделанный в кладку двойной подшипник со съёмными крышками. На фиг. 475 изображены опорные части поплавоквого затвора с верховой осью вращения ("драм"). Следует отметить, что монтаж ряда

отдельных опор сопряжен с большими трудностями и более сложен, чем в рассмотренных выше сплошных опорах. Однако последние требуют весьма значительной затраты материала, притом в виде дорогих стальных отливок и поковок, вес которых доходит до 25—30% полного веса затвора.

Помимо основных опор, при помощи которых происходит вращение секторных затворов, последние снабжаются опорами на дне камеры давления и у порога плотины, а также направляющими торцевыми роликами, предохраняющими затвор от заедания при перекосах.



Фиг. 474. Опорная часть секторного затвора с отдельными шарнирами.



Фиг. 475. Опорная часть затвора типа "драм".

Опора на дне камеры выполняется в виде деревянного бруса или стальной отливки, рассчитываемых на вес затвора и максимальное давление переливающейся через него воды.

Опора у порога для удержания затвора в его самом верхнем положении осуществляется в виде выступающего у низа затвора ригеля, упирающегося в обделку порога. Эти опоры должны быть рассчитаны на максимальную опорную реакцию, направленную снизу вверх, а также на удар, если не исключена возможность его появления при остановке затвора. В связи со сказанным желательно обеспечение некоторой упругости этих опор для смягчения удара и более равномерного распределения давления между всеми опорами. Все же при расчете опор у порога, так

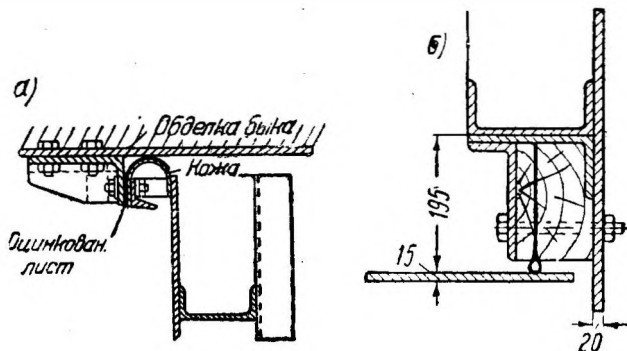
же как и опору на дне камеры, рекомендуется вводить в расчетное усилие коэффициент неравномерности.

Наконец следует упомянуть об устройстве с верховой стороны камеры давления вращающихся ремонтных опор-стоек, на которые устанавливается поднятый затвор на период ремонта. Указанные стойки рассчитываются на давление от веса затвора, при этом могут быть приняты повышенные допускаемые напряжения.

§ 130. УПЛОТНЕНИЯ

Уплотнения секторных затворов, особенно гидравлического действия, имеют весьма важное значение и не столько в отношении фильтрации в нижний бьеф, как в затворах с механическим подъемом, сколько для успешности движения затвора и управления им. Уплотнения

затворов гидравлического действия работают в трудных условиях, так как они должны выдерживать как большие, так и малые давления, при этом работая в двух направлениях, т. е. уплотнения должны обладать одновременно достаточной гибкостью и прочностью. В то же время уплотнения должны предохранять камеру давления от попадания туда наносов. Поэтому расчет

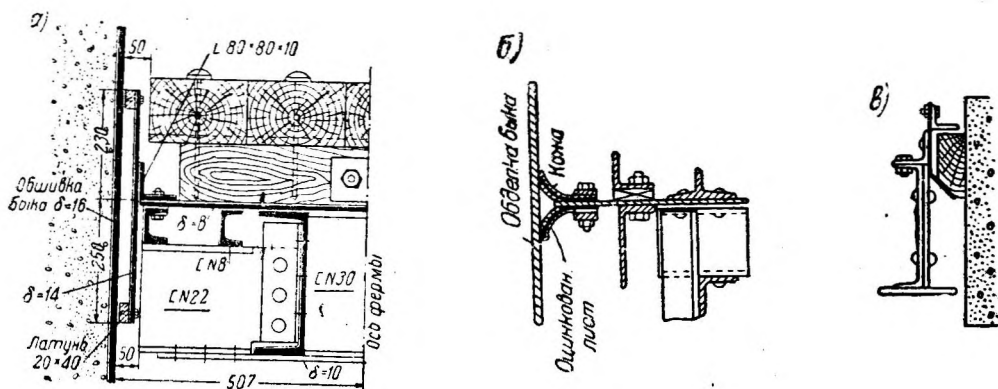


Фиг. 476. Боковое уплотнение.

и конструирование уплотнений секторных затворов должны производиться с особой тщательностью.

Секторные затворы имеют уплотнения четырех видов: боковое (по цилиндрической грани), верхнее (по верхней радиальной грани), донное у порога и низовое (у оси вращения).

1. Боковое уплотнение затворов гидравлического действия конструируется в виде: 1) изогнутой кожаной полосы, защищенной оцин-



Фиг. 477. Верхнее уплотнение.

кованным листом и прикрепленной к обделке быка (фиг. 476, а); 2) двух деревянных брусев, прикрепленных болтами к обделке паза, причем между брусями зажата упругая прокладка с выступающей петлей из хромовой кожи, прижимающейся к цилиндрической обшивке (фиг. 476, б).

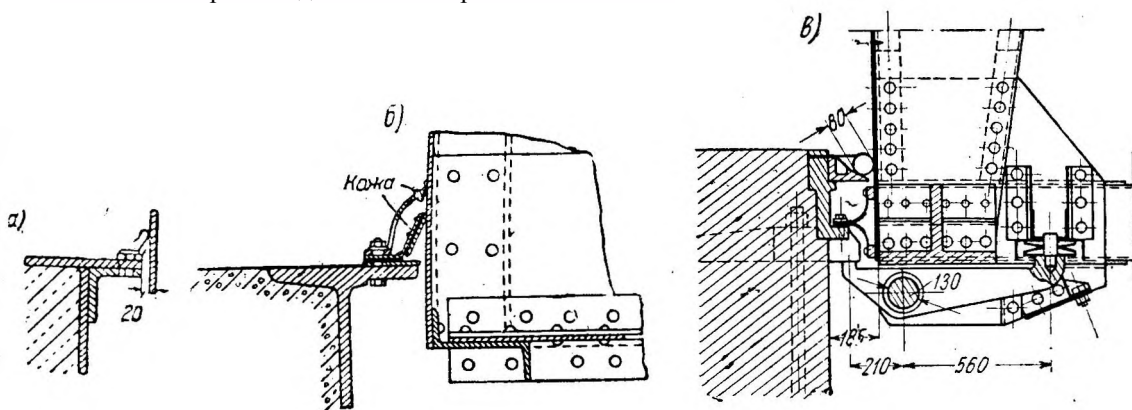
В затворах шведского типа боковое уплотнение создается резиновым жгутом или трубкой, прикрепленной к верхней и нижней обвязкам затвора и прижимаемой давлением воды к обшивке затвора и обделке паза.

2. Верхнее уплотнение затворов гидравлического действия достигается при помощи одной из конструкций, изображенных на фиг. 477. В затворах шведского типа верхнее уплотнение становится излишним.

3. Донное уплотнение осуществляется при помощи: 1) гибкого металлического листа, прижимаемого давлением воды к цилиндрической обшивке (фиг. 478, а); 2) кожаной полосы, одним концом прикрепленной к обделке порога, а другим—утолщенным—концом прижимаемой давлением воды к обшивке; во избежание истирания кожа сверху защищается гибким изогнутым листом (фиг. 478, б); 3) трубы, прижимаемой давлением воды к обшивке и специальной закладной отливке порога плотины (фиг. 469); 4) трубы (для предупреждения попадания в камеру крупных наносов) и двух гибких изогнутых листов с латунными полосами на концах (фиг. 478, в).

4. Низовое уплотнение в затворах гидравлического действия достигается непосредственно сплошной осью, причем зазоры между секциями опорных отливок заполняются пробковой пластинкой.

В затворах с отдельными опорами



Фиг. 478. Донное уплотнение.

прогону верхней радиальной грани и прижимающегося своим свободным нижним концом к трубе, прикрепленной к кладке, или 2) гибкого листа, прижимающегося к подвижной опорной отливке (фиг. 469 и 475).

§ 131. УПРАВЛЕНИЕ ДВИЖЕНИЕМ СЕКТОРНЫХ ЗАТВОРОВ

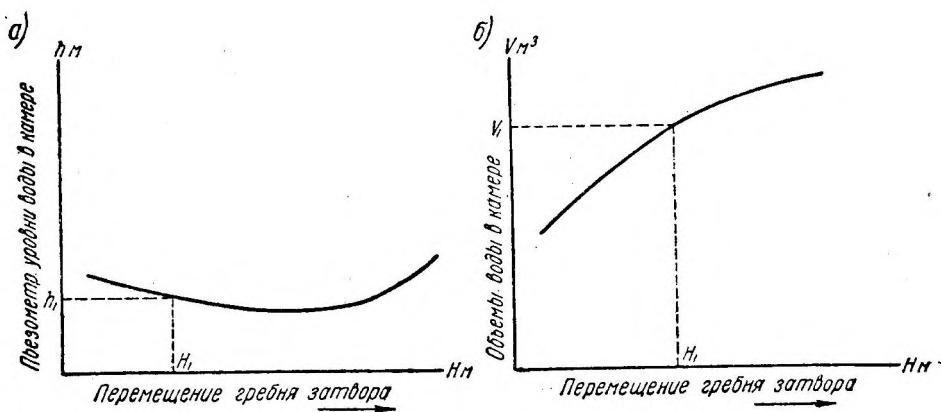
Способы управления движением секторных затворов гидравлического и полугидравлического действия совершенно различны и поэтому рассматриваются в отдельности.

1. ЗАТВОРЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО ДЕЙСТВИЯ

Каждому положению гребня затвора соответствует определенное внутреннее давление воды в камере давления. Это давление может быть создано двумя способами: при помощи щитка-регулятора (водослива) в камере управления, обеспечивающего определенный пьезометрический уровень под затвором, или путем отключения камеры давления от верхнего и нижнего бьефов. В последнем случае внутреннее давление в камере создается автоматически, в соответствии с действующими на затвор

внешними силами, причем при одном и том же положении затвора различными внешними силами будут соответствовать и различные давления воды в камере, а следовательно и различные пьезометрические уровни. Поэтому если в первом случае основной характеристикой движения затвора является величина внутреннего давления в камере, характеризующая пьезометрическим уровнем под затвором и зависящая от положения горизонтов верхнего и нижнего¹ бьефов, то во втором случае основной характеристикой служит объем воды в камере давления вне зависимости от положения горизонтов бьефов. Изобразив эти зависимости графически в системе прямоугольных координат, где по оси абсцисс отложены перемещения гребня затвора, а по оси ординат — величины внутренних давлений (пьезометрических уровней) или объемов воды в камере, мы получим так называемую характеристическую кривую.

Характеристическая кривая давлений имеет три участка: восходящий, близкий к горизонтальному и нисходящий (фиг. 479, а), причем при работе затвора на восходящем участке кривой и неизменном положении щитка-регулятора затвор, выведенный из положения равновесия действием каких-либо внешних сил, автоматически возвращается в свое исходное



Фиг. 479. Характеристические кривые внутренних давлений и объемов воды в камере

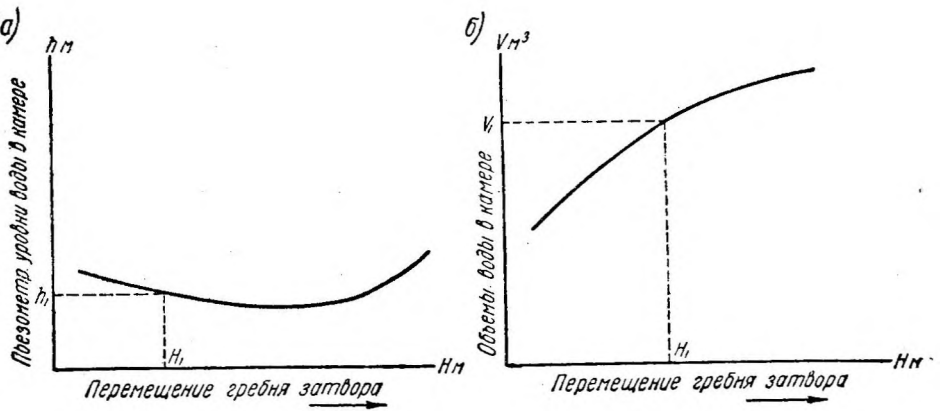
положение при прекращении действия этих сил. При работе же на нисходящем и близком к горизонтальному участках характеристической кривой при этих же условиях затвор может быть возвращен в свое первоначальное положение только путем соответствующего перемещения щитка-регулятора. Это обстоятельство приводит к необходимости применения приспособления для регулирования положения щитка в целях автоматического поддержания заданного подпорного горизонта при переменных расходах реки, что и достигается при помощи поплавкового устройства или механической связи затвора с щитком-регулятором.

Однако при резких колебаниях расходов, например при паводках, когда появляется необходимость маневрировать подпорным горизонтом в целях предупреждения затопления или излишнего сброса воды из водохранилища, названные регулирующие устройства оказываются неэффективными и приходится прибегать к ручному управлению затвором. Особо неблагоприятным является то обстоятельство, что при непрерывно

¹ Положение горизонта нижнего бьефа оказывает влияние только в том случае, если последний находится выше оси вращения или порога плотины и переливающаяся струя оказывается затопленной, в противном случае положение горизонта нижнего бьефа не отражается на условиях движения затвора.

внешними силами, причем при одном и том же положении затвора различными внешними силами будут соответствовать и различные давления воды в камере, а следовательно и различные пьезометрические уровни. Поэтому если в первом случае основной характеристикой движения затвора является величина внутреннего давления в камере, характеризуемая пьезометрическим уровнем под затвором и зависящая от положения горизонтов верхнего и нижнего ¹ бьефов, то во втором случае основной характеристикой служит объем воды в камере давления вне зависимости от положения горизонтов бьефов. Изобразив эти зависимости графически в системе прямоугольных координат, где по оси абсцисс отложены перемещения гребня затвора, а по оси ординат — величины внутренних давлений (пьезометрических уровней) или объемов воды в камере, мы получим так называемую характеристическую кривую.

Характеристическая кривая давлений имеет три участка: восходящий, близкий к горизонтальному и нисходящий (фиг. 479, а), причем при работе затвора на восходящем участке кривой и неизменном положении щитка-регулятора затвор, выведенный из положения равновесия действием каких-либо внешних сил, автоматически возвращается в свое исходное



Фиг. 479. Характеристические кривые внутренних давлений и объемов воды в камере

положение при прекращении действия этих сил. При работе же на нисходящем и близком к горизонтальному участках характеристической кривой при этих же условиях затвор может быть возвращен в свое первоначальное положение только путем соответствующего перемещения щитка-регулятора. Это обстоятельство приводит к необходимости применения приспособления для регулирования положения щитка в целях автоматического поддержания заданного подпорного горизонта при переменных расходах реки, что и достигается при помощи поплавкового устройства или механической связи затвора с щитком-регулятором.

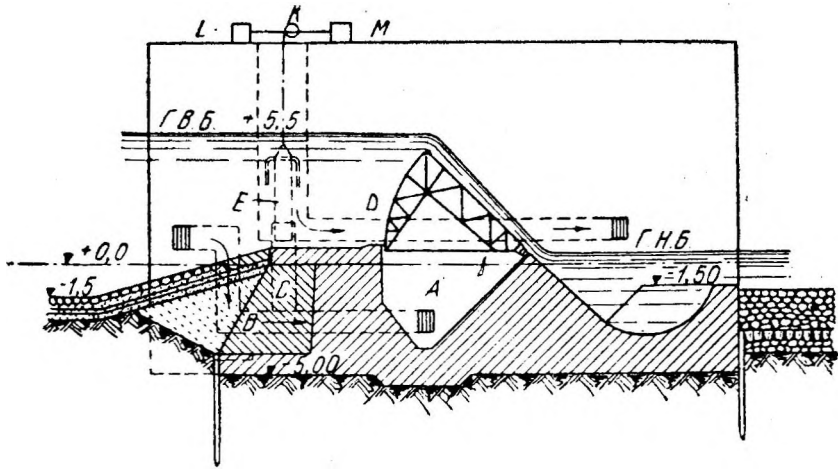
Однако при резких колебаниях расходов, например при паводках, когда появляется необходимость маневрировать подпорным горизонтом в целях предупреждения затопления или излишнего сброса воды из водохранилища, названные регулирующие устройства оказываются неэффективными и приходится прибегать к ручному управлению затвором. Особенно неблагоприятным является то обстоятельство, что при непрерывно

¹ Положение горизонта нижнего бьефа оказывает влияние только в том случае, если последний находится выше оси вращения или порога плотины и переливающаяся струя оказывается затопленной, в противном случае положение горизонта нижнего бьефа не отражается на условиях движения затвора.

изменяющихся расходах реки одному и тому же положению затвора соответствует не одно, а различные давления воды в камере, и следовательно положение щитка-регулятора заранее не может быть назначено и определяется только опытным путем. Таким образом между аппаратом управления и самим затвором не существует прямой связи, что конечно усложняет эксплуатацию и требует от обслуживающего персонала большого опыта.

Характеристическая кривая объемов воды имеет вид восходящей кривой (фиг. 479, б), не зависящей от различных внешних условий, т. е. в этом случае определенному объему воды в камере давления соответствует только одно положение затвора, что является несомненным преимуществом управления затвором при помощи регулирования объема. Следовательно в этом случае имеется прямая связь между аппаратом управления и затвором.

Характеристические кривые имеют весьма важное значение для управления затвором гидравлического действия, являясь по существу его "паспортом", позволяющим обоснованно приступить к расчету и конструированию



Фиг. 480. Схема аппарата управления секторным затвором Бременской плотины.

нию аппарата управления и выработке эксплуатационных графиков движения затвора.

Аппараты управления секторных затворов гидравлического действия можно разделить на три основные группы:

- 1) аппараты, регулирующие давление воды в камере при любом положении затвора;
- 2) аппараты, регулирующие давление воды в камере при определенном положении затвора;
- 3) аппараты, регулирующие объем воды в камере давления.

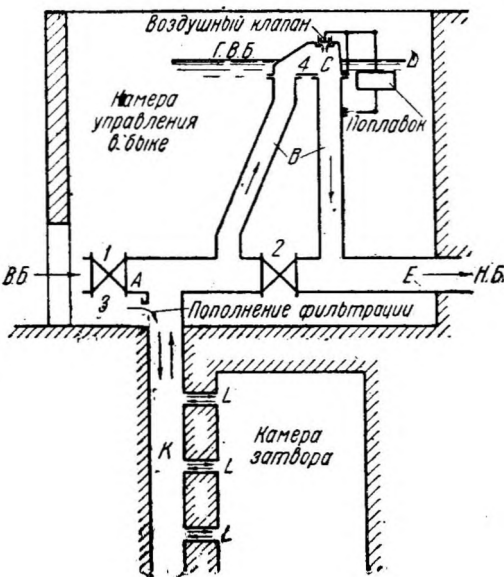
Аппараты управления первой группы были применены на первых секторных (тонущих) затворах в Америке (плотины у Локпорта, Рочестера), где они были позаимствованы у американских затворов "бертреп" (см. § 121), а в дальнейшем были перенесены и на европейские плотины (Бремен, Раанасфосс). Все эти аппараты управления характеризуются наличием телескопических труб, служащих регулятором давления в камере затвора. В аппарате управления затвором плотины у Локпорта перемещение телескопической трубы, приводящее к перемещению и затвора, производится вручную, а в аппарате управления затвора плотины у Рочестера — при помощи электромотора, что позволяет управлять затвором и на расстоянии.

Аппарат управления затвором Бременской плотины обеспечивает автоматическое поддержание заданного подпорного горизонта, каковое достигается по следующей схеме (фиг. 480). Вода из верхнего бьефа попадает в камеру давления *A* через проходящий

в быке канал *B*, который сообщается с площадкой быка при помощи шахты *C*. В уширенной части шахты *C*, соединяющейся с нижним бьефом посредством канала *D*, помещается телескопическая труба *E*, уравновешенная противовесом и подвешенная на канате, идущем к блоку *K*. Последний получает вращающий момент с двух сторон: от мотора *L*, управляемого посредством поплавка, расположенного во входной части камеры управления, и мотора обратной связи *M*. При подъеме горизонта верхнего бьефа выше заданного поплавки замыкают контакт, приводящий в действие мотор *L* таким образом, что происходит опускание телескопической трубы *E*, и наоборот. Телескопическая труба *E* помимо связи с мотором *L* связана также с гребнем затвора при помощи двойного полиспаста. Если опускание гребня затвора под действием системы поплавков — электромотор — телескопическая труба составит большую, 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 *M*. Благодаря этому скорость движения затвора падает и наступает момент остановки. Тогда мотор *L* снова начинает опускать трубу *E*, и таким образом затвор и труба совершают колебательные движения около некоторого среднего положения, пока не достигаются заданный подпорный горизонт. Значительные перемещения затвора осуществляются ручным маневрированием задвижками в подводящем и сбросном каналах; более точная установка затвора производится при помощи придания телескопической трубе положения, обеспечивающего необходимое для этого давление в камере (под затвором). Таким образом, несмотря на свою сложность, описанный аппарат управления не обеспечивает автоматического перемещения затвора при крупных изменениях расхода реки, не говоря уже о необходимости ручной установки телескопической трубы для каждого заданного горизонта.

Ко второй группе аппаратов управления относятся сифоны, которые работают только автоматически в зависимости от положения подпорного горизонта. Подобного рода аппараты управления применены на плотинах Шербурн и Ирли-Интэйк в Америке, где установлены металлические поплавокковые секторные затворы с верховой осью вращения.

Аппарат управления на плотине Шербурн (фиг. 481) состоит из впускной трубы *A* с задвижками *1* и *2* и отверстием *3* для пополнения потерь на фильтрацию, сифона *B* с водосливным щитком *4*, клапана *C*, поплавка *D*, отводящей трубы *E* (все эти элементы



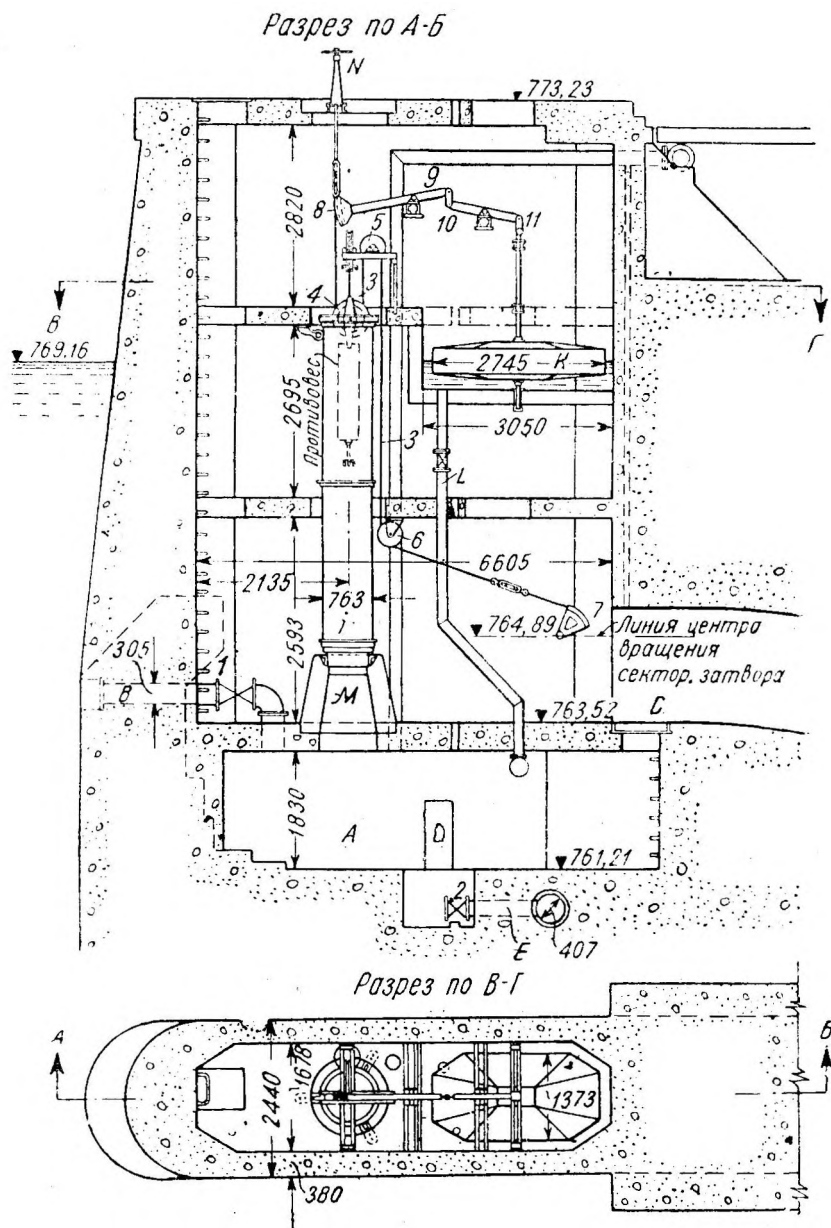
Фиг. 481. Схема аппарата управления секторным затвором плотины Шербурн.

находятся в камере управления в быке) и подводящего канала *K* с проходами *L* в камере затвора (в флотбете). Значительные перемещения затвора — подъем из камеры давления или опускание в нее — производятся при помощи задвижек *1* и *2*, после чего они закрываются. Небольшие же перемещения затвора для автоматического регулирования подпорного горизонта производятся только сифоном *B*. Пока горизонт верхнего бьефа не достиг гребня водосливного щитка *4*, клапан *C* пропускает воздух и вода не переливается в нижний бьеф, т. е. затвор занимает свое наивысшее положение. При превышении заданного подпорного горизонта поплавки *D* при помощи системы рычагов закрывают клапан *C* и прекращают доступ воздуха. Начинается перелив воды, которая удаляется из камеры затвора через проходы *L* и канал *K*, вследствие чего затвор опускается. Опускание затвора прекращается при снижении горизонта верхнего бьефа до заданной отметки, когда опустившийся поплавок *D* открывает клапан *C* и проникший воздух прерывает работу сифона. Таким образом этот аппарат управления может поддерживать затвор только в одном определенном положении, не позволяя во время перемещения затвора при колебаниях горизонта воды остановить его в каком-либо промежуточном положении.

Поэтому подобные аппараты управления неприемлемы на реках с значительными колебаниями расходов, но с успехом могут быть применены при наличии больших водохранилищ с малыми колебаниями подпорного горизонта.

Аппараты управления третьей группы позволяют регулировать определенный объем воды в камере затвора, давление же

в ней изменяется в соответствии с действующими внешними силами. Эти аппараты управления применены на плотинах Сан-Чьяра на р. Тирсо в Италии, Камараза в Испании и Кулиджа в США, где установлены железобетонные поплавок-затворы с нижней осью вращения, и на плотинах Блэк-Кенъон в США с металлическими поплавок-затворами с верхней осью вращения.



Фиг. 482. Схема аппарата управления секторными затворами плотины Кулиджа.

рами с верхней осью вращения. На плотине Кулиджа (1932 г.) аппараты управления наиболее усовершенствованы, причем они устроены общими для двух секций плотины по три затвора в каждой. Затворы (фиг. 459) служат для автоматического поддержания заданного подпорного горизонта, при превышении которого на 20 см затворы уже полностью опускаются в камеру давления.

Аппарат управления состоит (фиг. 482) из камеры *A* в быке, подводящей трубы *B* с задвижкой *I*, отводящего канала *C*, канала *D*, соединяющего камеру *A* с камерой затвора, спускной трубы *E* с задвижкой *2*, цилиндрического затвора *I* с противовесом, поплавок *K*, камера которого соединена с камерой *A* трубой *L*, и систем рычагов и блоков. Цилиндрический затвор *I* при помощи троса *3*, идущего от конца рычага *8* и перекинутого через блоки *4* (прикрепленный к верху цилиндра), *5* и *6*, соединяется с сектором *7*, укрепленным наглухо на конце оси вращения секторного затвора. На трос *3* поплавок *K* может воздействовать при помощи системы рычагов *8—9—10—11*. При подъеме подпорного горизонта вода попадает в камеру давления и железобетонный поплавок затвор всплывает. При помощи ручного маневрирования задвижками *1* и *2* можно остановить затвор в любом промежуточном положении. Затвор занимает свое конечное наивысшее положение и подпорный горизонт повышается до заданной отметки. При превышении последней вступает в работу аппарат управления. Поплавок *K* всплывает и действует на систему рычагов *8—9—10—11* таким образом, что конец рычага *8* поднимается и при неподвижном в этот момент секторе *7* приподнимает тросом *3* цилиндр *I*, который открывает отверстие *M*. Тогда вода вытекает из камеры давления и отводится в нижний бьеф, вследствие чего начинает опускаться секторный затвор плотины, поворачивается сектор *7*, опускается цилиндр *I* и начинается торможение затвора. Ручной привод *N* позволяет в случае необходимости маневрировать затвором и независимо от положения подпорного горизонта.

Следует отметить, что на плотинах с несколькими секторными затворами стремятся к централизации управления ими, что достигается или сосредоточением нескольких аппаратов управления в одном быке плотины (Локпорт, Камараза, Бремен) или объединением управления несколькими затворами в одном аппарате (плотина Кулиджа).

В заключение надо подчеркнуть, что быки секторных затворов гидравлического действия отличаются от быков других типов затворов значительной сложностью, объясняющейся необходимостью устройства внутри них камер, труб, каналов и размещения различного оборудования. Это обстоятельство приводит к увеличению ширины быка, но высота последнего принимается меньшей, чем в затворах, поднимающихся над напорным горизонтом.

2. ЗАТВОРЫ ПОЛУГИДРАВЛИЧЕСКОГО ДЕЙСТВИЯ С МЕХАНИЧЕСКИМ ПОДЪЕМОМ (ШВЕДСКИЙ ТИП)

Управление секторными затворами шведского типа производится при помощи обычных подъемных механизмов, применяемых и в других типах затворов (сегментных, плоских). При этом обязательно применение жестких тяг в виде зубчатых или цевочных реек, так как при опускании затвора последнему приходится выжимать воду из камеры, что приводит к работе тяг на сжатие. Наибольшее подъемное усилие получается при подъеме затвора из сухой камеры, наибольшее сжимающее усилие в рейках имеет место в слегка приспущенном положении затвора, когда поверху переливается струя тонким слоем, а вся внутренняя полость затвора заполнена водой, оказывающей выпирающее действие на верхнюю радиальную грань затвора. В целях обеспечения возможности держать затвор в поднятом положении при выключенном подъемном механизме (при монтаже, ремонте) применяются прикрепленные к станине механизма подвески, к нижним концам которых затвор может быть подвешен при помощи специальных проушин. Общий вид подъемного механизма секторного затвора шведского типа показан на фиг. 460 (Нижнесвирская плотина).

3. МЕРЫ, ОБЕСПЕЧИВАЮЩИЕ НОРМАЛЬНУЮ РАБОТУ СЕКТОРНОГО ЗАТВОРА

Наличие в флютбете глубокой камеры, заполненной водой, а также камер управления в быках с довольно сложными устройствами заставляет принимать ряд предохранительных мероприятий, обеспечивающих нормальную работу затвора, особенно в условиях суровой зимы и обильных наносов.

Таковыми мерами являются:

1. Придание камерам давления и управления размеров, достаточных для прохода служебного персонала и осмотра всех ответственных элементов.

2. Обеспечение возможности сброса из камеры давления отложившихся там наносов, могущих затруднить опускание затвора, а также вызвать его перекося. Для задержания наносов устанавливают решетки при входе в подводящий канал или даже оборудуются отстойные камеры, удаляют же наносы из камеры давления при помощи сжатого воздуха, подводимого по трубе, уложенной по дну камеры. Промывка камеры водой, как показал опыт Бременской плотины, оказалась неэффективной.

3. Утепление затвора при помощи дополнительного деревянного покрытия или постоянного перелива хотя бы тонкой струи воды.

4. Обогрев торцевых граней затвора при помощи пропуска электрического тока через ряд металлических полос, расположенных в нишах быков; обогрев оси вращения посредством пропуска пара.

5. Предохранение от образования льда перед затвором при помощи подвода сжатого воздуха, выпускаемого через трубки в воду на некоторой глубине.

Кроме того в случае необходимости должны быть предусмотрены искусственные побудители первоначального подъема затвора, а также устройство клапанов в верхней радиальной грани вблизи гребня затвора. Эти клапаны, открывающиеся наружу и выпускающие воду из камеры давления под переливающуюся струю, смягчают влияние вакуума, образующегося вследствие отрыва струи от острой верхней кромки затвора и препятствующего опусканию последнего.

§ 132. ХАРАКТЕРИСТИКА И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ СЕКТОРНЫХ ЗАТВОРОВ

Секторные затворы в соответствии с основными требованиями, предъявляемыми к плотинным затворам, характеризуются следующими свойствами:

1. Секторные затворы передают давление воды только на флютбет и могут перекрывать отверстия весьма значительных пролетов (50—60 м и более), не ограничивая надводные габариты. Сброс льда, бревен и других плавающих тел осуществляется весьма успешно и с небольшими потерями воды. Пропуск судов вследствие наличия повышенного флютбета обычно невозможен.

2. Регулирование подпорного горизонта, а также расходов производится с достаточной точностью.

3. Гашение энергии сбрасываемой воды происходит в весьма благоприятных условиях, поскольку секторные затворы обеспечивают возможность перелива через гребень затвора струи любой толщины (с небольшим удельным расходом) по всему водосливному фронту.

4. Потери через неплотности затвора относительно невелики.

5. Наличие наносов, особенно при их обилии, неблагоприятно отражается на работе секторных затворов, вызывая засорение камеры затвора и необходимость оборудования очистных устройств.

6. Зимняя служба секторных затворов при принятии мер к их утеплению и обогреву протекает вполне удовлетворительно. Навалка льда не опасна, так как при этом затвор беспрепятственно опускается в камеру.

7. Автоматичность и быстрота действия секторных затворов гидравлического действия обеспечены. Управление затвором требует опытности обслуживающего персонала. Маневрирование затворами полугидравлического действия производится в условиях, примерно аналогичных сегментным затворам.

8. Уплотнения у порога и оси вращения, а также сама ось при расположении ее с верхней стороны мало доступны для осмотра и ремонта. Обеспечение доступности осмотра и ремонта других частей затвора и аппарата управления вызывает увеличение габаритов и удорожание камер затвора и управления. Ремонтные заграждения необходимы.

9. Жесткость затворов, особенно железобетонных, вполне удовлетворительна.

10. Равнодействующая давления воды на цилиндрическую поверхность проходит через центр вращения, и поэтому указанное давление не приходится преодолевать при подъеме.

Подъемное усилие обеспечивается давлением воды из камеры затвора гидравлического действия, и следовательно отпадает необходимость в подъемных механизмах, хотя бывают необходимы искусственные побудители первоначального подъема затвора. В затворах полугидравлического действия подъемное усилие и необходимая мощность механизмов снижаются за счет давления воды изнутри полости затвора.

11. Изготовление и монтаж секторных затворов требуют большой тщательности и точности, представляя ряд трудностей. В этом отношении железобетонные затворы имеют преимущество, так как они могут быть изготовлены на месте работ и в сравнительно короткий срок.

12. Вес секторных затворов, особенно поплавковых, значителен. Наличие к тому же большого числа отливок и дороговизна изготовления и монтажа приводят к высокой стоимости секторных затворов. Устройство аппаратов управления затворов гидравлического действия, не требующее применения подъемных механизмов, сопряжено однако с значительными затратами.

13. Необходимость устройства камер в флютбете и быках, а также вписывания затвора в водосливный профиль плотины приводит к увеличению объема кладки в флютбете и уширению быков, хотя высота последних может быть принята гораздо меньшей, чем в подъемных затворах (плоских, сегментных и т. п.). Поплавковые затворы с верхней осью вращения („драм“) требуют меньшей ширины флютбета. Необходимость в служебных мостах при затворах гидравлического действия отпадает, но обычно все же устраиваются мосты легкой конструкции для сообщения между берегами.

14. Эксплуатация секторных затворов сопряжена со значительными затратами на очистку камер, обогрев и т. п., а также на содержание высококвалифицированного персонала.

Таким образом основными показателями применения секторных затворов являются: необходимость перекрытия отверстий значительных, пролетов, автоматического и точного регулирования подпорного горизонта, сброса льда, бревен и других плавающих тел, зимней службы затвора, передачи затвором давления воды только на флютбет (при слабых основаниях), наличие повышенного флютбета, отсутствие обильных наносов или во всяком случае гарантированная возможность сброса наносов из камеры затвора.

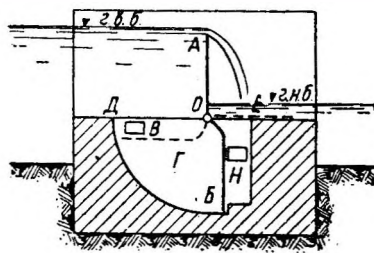
Однако при этом следует считаться с дороговизной затвора и всех его устройств, увеличением объема бетонной кладки, усложнением производства работ по быкам и флютбету, а также с трудными условиями эксплуатации затвора.

В. РАЗНЫЕ ЗАТВОРЫ

§ 133. ЗАТВОРЫ ТИПА ДЕФОНТЕНА

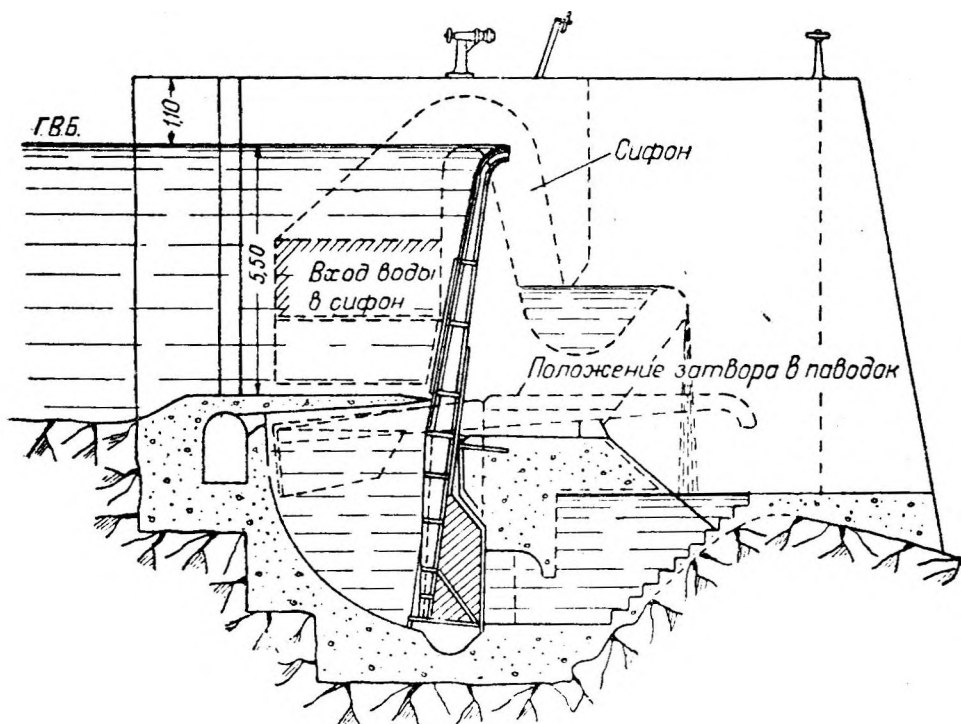
Затвор Дефонтена (Desfontaine) был предложен им в 1846 г. и впервые осуществлен в 1857 г. Конструкция затвора (фиг. 483) состоит из верхнего плоского щита *ОА*, закрывающего отверстие плотины, и наглухо соединенного с ним нижнего, несколько искривленного щита *ОБ*, называемого контрщитом и помещающегося в камере давления *Г*. Затвор вращается на горизонтальной оси *О*, расположенной на уровне флютбета. Камера давления сверху закрыта металлическими плитами *ДЕ*. При ограниченной длине каждого затвора (в первых конструкциях 1,5 м) отверстие плотины приходится перекрывать несколькими затворами, которые отделяются один от другого металлическими перегородками в камере давления.

Каждая перегородка имеет два отверстия *В* и *Н*, соединяющих камеру давления соответственно с верхним и нижним бьефами при помощи каналов в быке плотины, снабженных регулирующими щитками с ручным приводом. Для подъема затвора в переднюю часть камеры давления впускается вода из верхнего бьефа, оказывающая давление на верховую поверхность контрщита, в заднюю же часть камеры давления (позади контрщита) впускается вода нижнего бьефа. Вследствие разности давлений воды впереди и позади контрщита последний из горизонтального положения переходит в вертикальное и затвор закрывает отверстие, причем надежность закрытия обеспечивается также приданием контрщиту несколько большей длины (и веса), чем верхнего щита. Для укладки затвора подача воды в камеру давления производится в обратном порядке.



Фиг. 483. Схема первоначальной конструкции затвора Дефонтена.

Затворы Дефонтена имеют ряд серьезных недостатков: необходимость первоначального подпора для подъема затвора, невозможность точного регулирования в связи с тем, что затвор не может принимать промежуточные положения, сложность конструкции водопроводной системы и др. В последнее время в Швейцарии предложена усовершенствованная конструкция затвора системы Дефонтена, называемая иногда барабанным затвором (*Trommelwehre*) в силу сходства камеры давления с барабаном.



Фиг. 484. Усовершенствованная конструкция затвора Дефонтена.

Этот затвор (фиг. 484) в отличие от системы Дефонтена снабжен бетонным противовесом, благодаря которому ему придана меньшая длина. Вес противовеса содействует подъему затвора с флютбета и устойчивости его в поднятом положении. В быках плотины располагается входное отверстие сифона с порогом на отметке, выше которой горизонт верхнего бьефа не должен подниматься. При небольшом подъеме подпорного

горизонта выше порога входного отверстия включается в действие сифон, который подает воду в чашеобразный резервуар, откуда она переливается в камеру давления позади контрщита и разгружает последний, вследствие чего затвор наклоняется, а при дальнейшем подъеме подпорного горизонта укладывается на флютбет, освобождая отверстие плотины. Если же горизонт верхнего бьефа благодаря сбросу излишней воды приходит в нормальное положение, то сифон перестает забирать воду, и затвор под воздействием противовеса поднимается и закрывает отверстие. Наряду с таким устройством возможно маневрирование затвором вручную.

Для опускания затвора на флютбет необходимо соблюдение условия:

$$M_{оп} > M_{собр} \quad (386)$$

или

$$M_1 + M_2 + M_3 > M_1' + M_2' + M_3' + M_4', \quad (387)$$

где M_1 — момент давления воды верхнего бьефа на верхний щит затвора;
 M_2 — момент давления воды верхнего бьефа на контрщит затвора (на его поверхность, обращенную к нижнему бьефу);
 M_3 — момент собственного веса верхнего щита затвора;
 M_1' — момент давления воды верхнего бьефа на контрщит затвора (на его поверхность, обращенную к верхнему бьефу);
 M_2' — момент давления воды нижнего бьефа на верхний щит затвора;
 M_3' — момент собственного веса контрщита затвора (с противовесом);
 M_4' — момент трения в цапфах оси вращения затвора.

Для подъема затвора с флютбета необходимо соблюдение условия:

$$M_{под} > M_{собр} \quad (388)$$

или

$$M_1 + M_2 > M_1' + M_2' + M_3', \quad (389)$$

где M_1 — момент давления воды верхнего бьефа (сверху вниз) на контрщит затвора;
 M_2 — момент собственного веса контрщита затвора (с противовесом);
 M_1' — момент давления воды нижнего бьефа (снизу вверх) на контрщит затвора;
 M_2' — момент собственного веса верхнего щита затвора;
 M_3' — момент трения в цапфах оси вращения.

Все моменты берутся относительно оси вращения затвора. Стойки затвора рассчитываются как консольные балки, заделанные у оси вращения; оси вращения рассматриваются как балки, свободно лежащие на двух опорах и воспринимающие равномерно распределенную нагрузку от давления воды и собственного веса затвора, передаваемую им стойками. Расчет остальных частей затвора, как и оформление его конструкции, примерно аналогичны таковым для плоских затворов.

Затворы описанной конструкции применены например на плотине установки Эгюзон на р. Крээ во Франции, где ими перекрыты отверстия 7,5 X 5,5 (фиг. 484) и 7,5 X 3,0 м.

§ 134. ПРИЗМАТИЧЕСКИЕ ЗАТВОРЫ

Призматические затворы (Prismawehre) предложены в Швейцарии. Эти затворы (фиг. 485) напоминают сегментные и представляют собой обшитый со всех сторон ящик в виде треугольной призмы с осью вращения, расположенной со стороны верхнего бьефа. Автоматическое действие затвора обусловлено разностью уровней воды снаружи и внутри затвора, причем собственный вес конструкции уравновешен противовесом.

Ниже для примера приводится описание конструкции призматического затвора, примененного на плотине Канакирской ГЭС на р. Занге

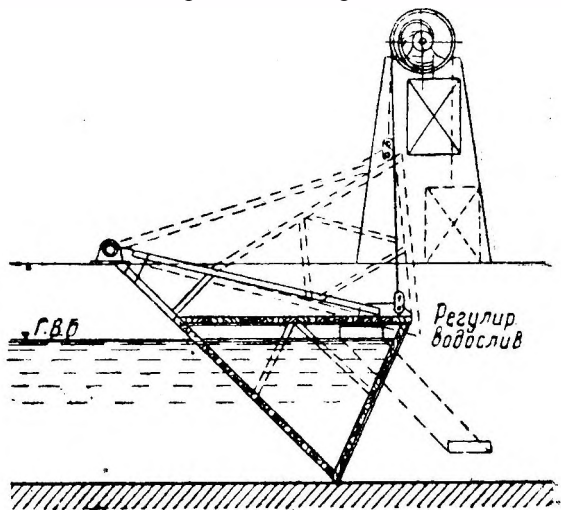
у с. Арзни в Армении (проект составлен группой инженеров Кировского завода в Ленинграде).

На плотине установлены 4 призматических затвора пролетом по 5,25 м с нормальным напором 4,10 м. Затвор имеет (фиг. 486) четыре плоские и одну цилиндрическую грани и снабжен двумя отверстиями: в нижней (со стороны верхнего бьефа) обшивке — постоянно открытым отверстием *A*, и вторым отверстием *B* в цилиндрической обшивке (со стороны нижнего бьефа), предназначенным для выпуска воды из затвора и перекрытым специальным цилиндрическим клапаном (фиг. 487а).

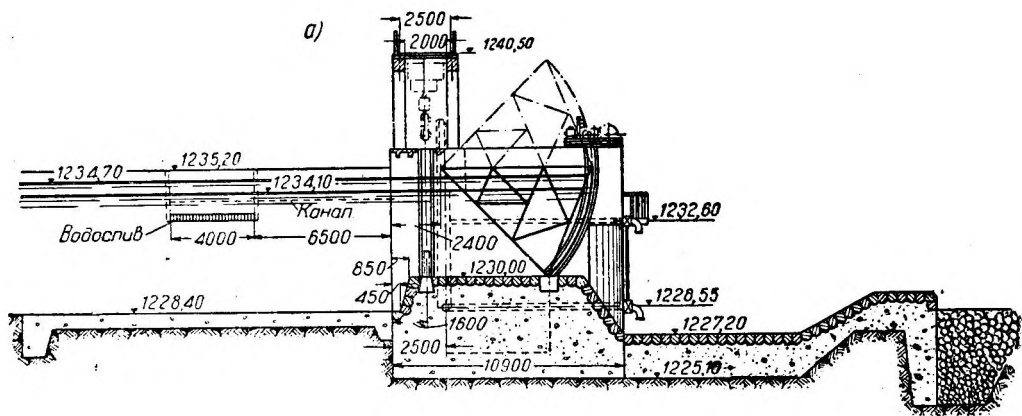
В нормальном положении затвор, благодаря наличию отверстия *A*, наполнен водой, находящейся на одном уровне с горизонтом верхнего бьефа. В этом положении момент от гидростатического давления относительно центра вращения равен нулю, а момент от веса затвора прижимает его к порогу и затвор находится в устойчивом положении, опираясь своим нижним краем на порог.

При открытом клапане вода начинает выливаться из затвора через отверстие *B*, причем так как это отверстие расположено около нижнего ребра затвора, то через него проходит больший расход воды, чем через отверстие *A*, находящееся примерно на середине высоты затвора.

Таким образом расход воды, вытекающий почти под полным напором в нижний бьеф, не компенсируется притоком воды через отверстие *A*,



Фиг. 485. Призматический затвор.



Фиг. 486а.

работающее только на разницу уровней воды в верхнем бьефе и внутри затвора, вследствие чего уровень воды внутри затвора начинает быстро падать.

При понижении этого уровня момент от гидростатического давления на верхнебьефную обшивку превысит момент от веса затвора и заключенной в нем воды и затвор начинает всплывать.

уплотняющей поверхностью. Прижатие брусков к боковой обделке бычков осуществляется посредством давления воды.

Нижнее горизонтальное уплотнение осуществлено в виде горизонтального деревянного бруса, врезанного в швеллер металлической конструкции и опирающегося на металлический порог, утопленный в бетон.

На случай отказа в работе автоматического устройства или необходимости поднять затвор выше уровня воды предусмотрен специальный подъемный механизм с приводом от электромотора, а также запасным ручным. Подъемник располагается на площадке бычка и обслуживает два смежных затвора (разновременно), причем подъем затвора осуществлен односторонний, при помощи тяговых цепей.

Подъемное усилие при механическом подъеме определено расчетом в 9,5 т и окончательно принято равным 10,0 т. Полная высота подъема — около 6 м. Продолжительность моторного подъема — 6 мин. и ручного — 3 часа.

§ 135. КЛАПАННЫЕ УРАВНОВЕШЕННЫЕ ЗАТВОРЫ

Клапанными затворами ¹ называют плоские поворотные затворы с горизонтальной осью вращения, расположенной на флютбете. Клапанные затворы изредка применяются без противовесов — с механическим приводом, чаще же всего — с противовесами, т. е. уравновешенные, в большинстве случаев автоматически действующие. В зависимости от расположения противовеса различают:

- 1) клапанные затворы с уравновешиванием сверху;
- 2) клапанные затворы с уравновешиванием снизу.

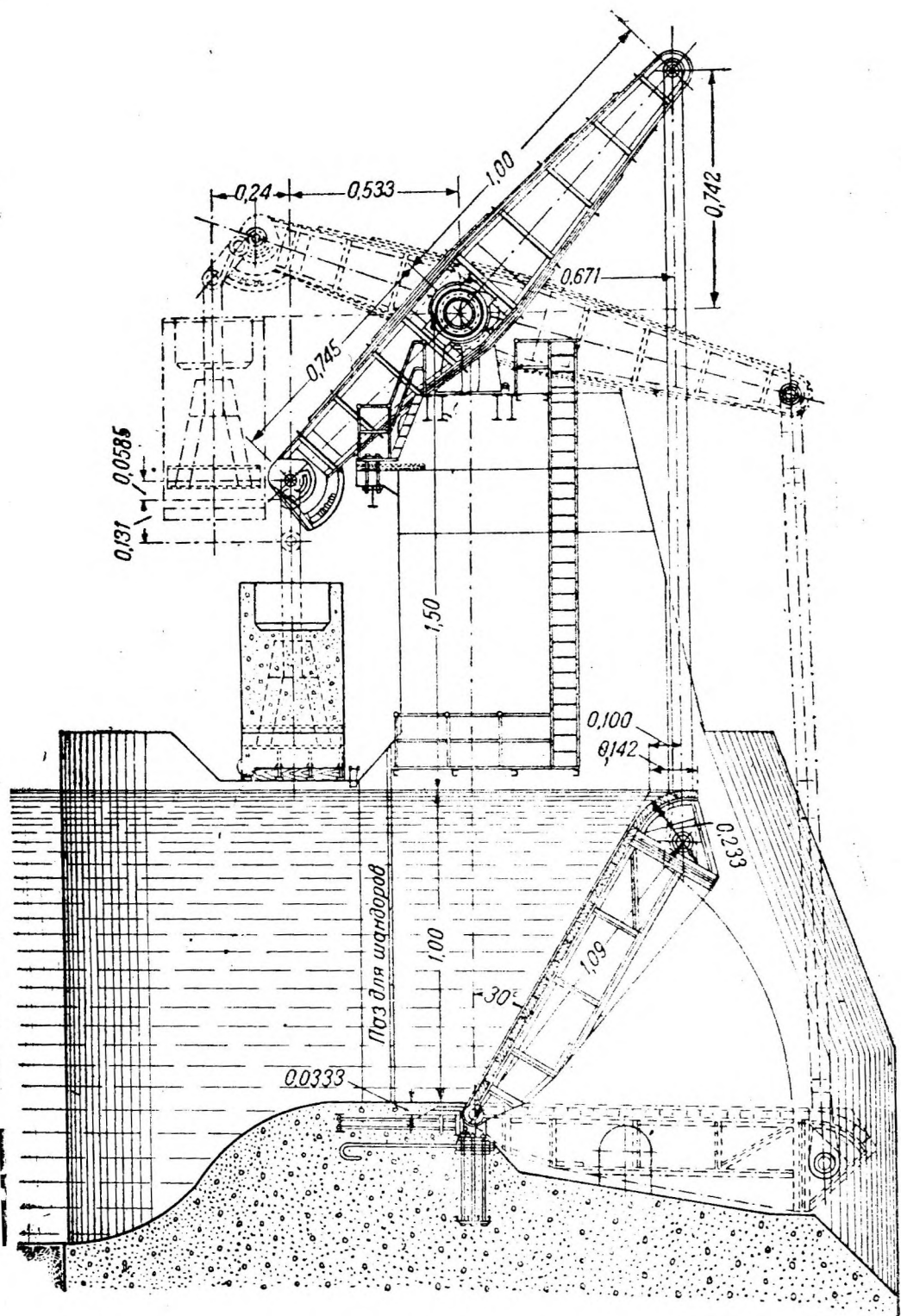
1. ЗАТВОРЫ, УРАВНОВЕШЕННЫЕ СВЕРХУ

Затворы этой группы являются наиболее старой и распространенной конструкцией автоматических затворов.

Характерным признаком, по которому можно подразделить клапанные затворы, уравновешенные сверху, является наличие или отсутствие взвешивания противовеса водой верхнего бьефа.

На фиг. 488 представлен клапанный затвор (сконструированный в Швейцарии) с противовесом без взвешивания его водой верхнего бьефа. Форма затвора, положение и отношение плеч рычага, вес противовеса подобраны таким образом, что при любом положении затвора достигается равновесие системы с сохранением заданной отметки подпорного горизонта. Давление воды на клапан определяется в соответствии с данными, приведенными выше, на основании чего строится кривая моментов давления воды. Хотя автоматические клапанные затворы рассчитываются на определенное давление воды, иначе говоря, на определенный подпорный горизонт, при изменении которого они должны автоматически опускаться или подниматься, в некоторых случаях однако наблюдалось, что при максимальном горизонте воды затвор полностью не опускался в соответствии с принятым расчетом, а в других случаях — после поднятия затвора — подпорный горизонт не принимал прежнего положения. Как показали последние опыты инж. Шварцмана в Карлсруэ и инж. Аллен (США), при определении действующих сил, особенно для нижних положений затвора, следует учитывать только гидродинамическое давление на клапан, так как принятый в расчете на гидростатическое давление противовес оказывается слишком тяжелым и препятствует полному опусканию затвора и сбросу необходимого расхода воды. Кроме того выяснилось, что наличие затопленного водослива не благоприятствует эксплуатации автоматических клапанных затворов.

¹ Клапаны, насаженные на гребень основного затвора, были рассмотрены в гл. 11, 12, 13.



Фиг. 488. Клапанный затвор, уравновешенный сверху.

Силы сопротивления от трения в осях и уплотнениях затвора сводятся к возможному минимуму (отметим например применение призматических опор — фиг. 489), с обеспечением их минимальных колебаний во избежание существенного влияния сил трения на работу затвора. Для предварительного грубого уравнивания затвора можно воспользоваться уравнением:

$$M = G \cdot a \cdot \cos \beta, \quad (390)$$

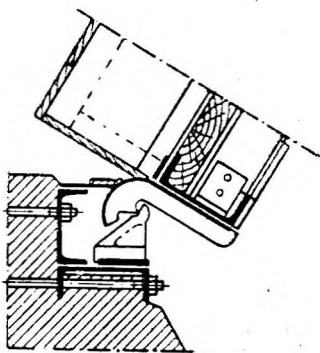
где G — вес противовеса;

a — длина плеча от оси вращения рычага до точки подвеса противовеса;

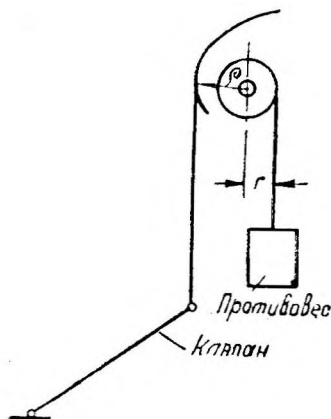
β — угол, образуемый продольной осью рычага с горизонталью;

M — момент веса противовеса относительно оси вращения рычага.

Как показали опыты, максимум момента давления воды на клапан получается приблизительно при $\alpha = 70-75^\circ$, где α — угол наклона клапана к вертикали. Следовательно для этого положения необходимо, чтобы момент от веса противовеса также достигал максимума, каковой будет иметь место при $\beta = 0$. Точное уравнивание достигается различ-



Фиг. 489. Призматическая опора клапанного затвора.



Фиг. 490.

ными конструктивными мероприятиями. Принудительное маневрирование затвором производится при помощи лебедки с включением противовеса.

Помимо применения качающегося рычага можно осуществить уравнивание и по схеме, изображенной на фиг. 490. причем подвешивание противовеса происходит с постоянным радиусом r , а клапана — с переменным радиусом r . Очертание криволинейной направляющей подбирают, исходя из необходимости получения требуемого уравнивающего момента вращения клапана.

Затвор с противовесом, находящимся под воздействием воды верхнего бьефа, отличается от вышеописанного только наличием шахт в быках. В этом случае движение затвора происходит при помощи взвешивания противовесов, возникающего при заполнении шахт водой при высоком уровне верхнего бьефа. Принудительное маневрирование таким затвором совершается простым образом — при помощи впуска или выпуска воды из шахты противовеса. В других конструкциях трос, поддерживающий затвор, проходит по роликам, размещение которых по известной кривой позволяет достигать равновесия системы во всех промежуточных положениях.

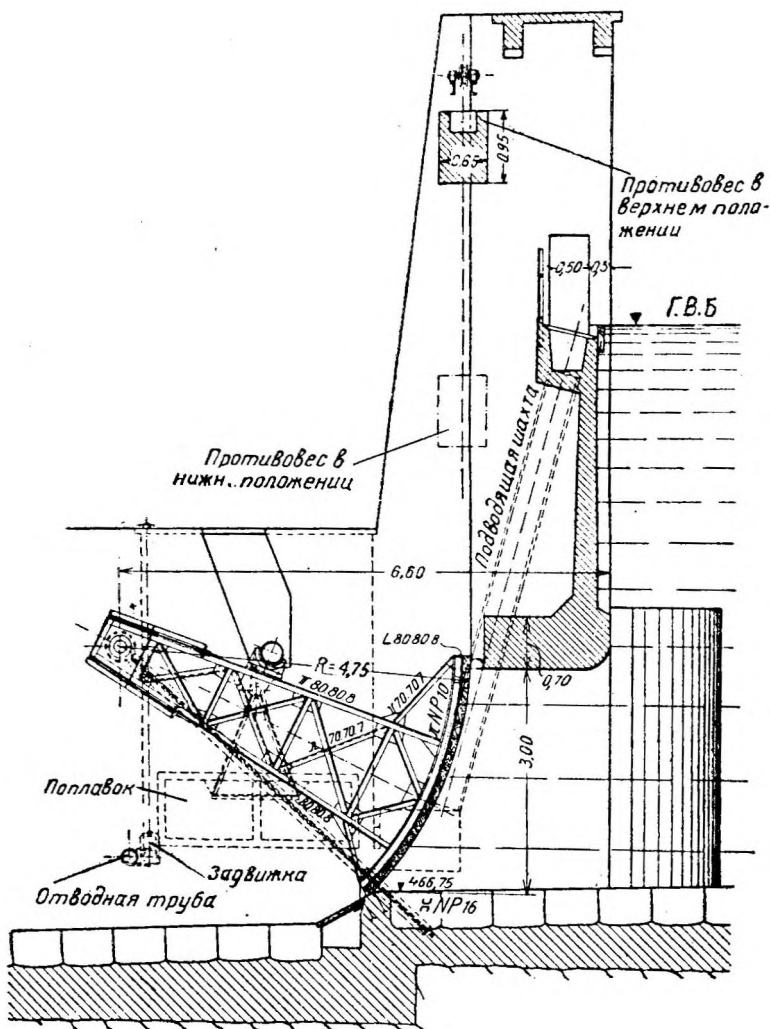
2. ЗАТВОРЫ. УРАВНОВЕШЕННЫЕ СНИЗУ

Затворы, уравниваемые снизу, так же как и уравниваемые сверху, представляют собой плоские, наклоненные по течению клапаны, причем связь с противовесом осуществляется не только по концам

затрудняет обеспечение точности автоматического регулирования движения сегментных затворов, особенно работающих под большим напором.

Приведем несколько примеров осуществленных автоматических сегментных затворов.

На фиг. 493 изображен затвор, сконструированный в Швейцарии. Вес затвора уравновешен двумя противовесами, связанными с затвором стальными тросами и стремящимися поднять затвор. Затвор снабжен двумя бетонными поплавками, которые удерживают затвор в закрытом положении, будучи шарнирно с ним связаны при помощи боковых рычагов затвора, входящих в особые ниши быков. Поплавки помещены в быках, причем



Фиг. 493. Автоматический сегментный затвор.

обе шахты поплавков соединены трубой, при помощи которой поддерживается одинаковый уровень в обеих шахтах. Вода поступает в шахты из верхнего бьефа по трубе, отходящей от водослива, порог которого установлен на отметке нормального подпорного горизонта. При превышении последнего вода попадает в шахты поплавков, вследствие чего последние взвешиваются и затвор поднимается, вращаясь вокруг своих постоянных опор. Шахты связаны с нижним бьефом при помощи небольшой сбросной грубы. Как только прекращается приток воды через водослив, шахты начинают опорожняться, поплавки медленно опускаются, содействуя посадке затвора на порог.

Кроме автоматического управления затвор снабжается и ручным приводом, которым управляется специальный клапан, открывающий доступ воды в шахты поплавков.

Подобные затворы применены например на плотине на р. Гранд Рю (Франция) в количестве трех, пролетом по 12 м и высотой 3,6 м. При повышении подпорного горизонта

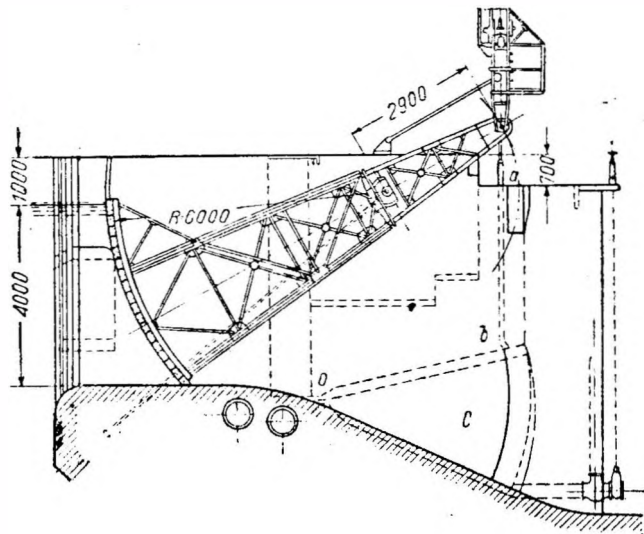
на 5—6 см затворы открываются полностью; при меньших повышениях горизонта затворы устанавливаются в промежуточном положении.

В Италии на р. Точе применен автоматический сегментный затвор системы инж. Зоммера пролетом 10 м и высотой 4 м (фиг. 494). Затвор частично уравновешен противовесами, расположенными на продолжениях ног затвора и связанными при помощи тяг *ab* с поворотными клапанами *ob*.

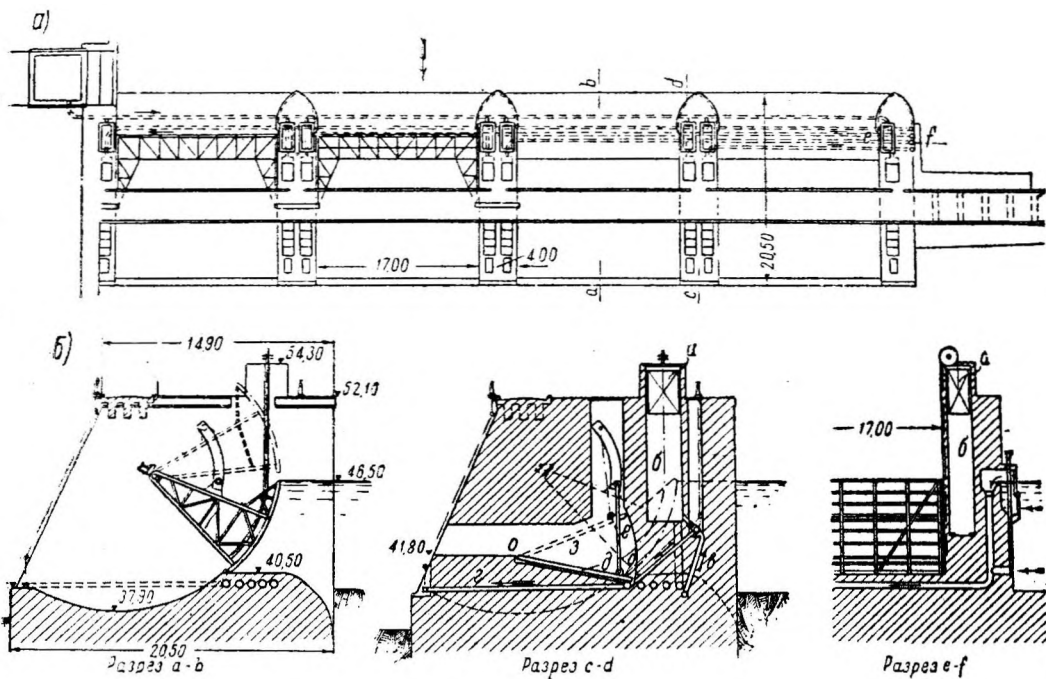
Эти клапаны помещаются в шахтах быков плотины и вращаются на горизонтальных осях *o*. Шахты клапанов соединены трубами между собой и с бьефами. При повышении подпорного горизонта вода поступает через водослив и трубу в шахту *c*, оказывает давление на клапан *ob*, который опускается и содействует подъему затвора. При спаде воды верхнего бьефа до нормального уровня доступ воды в шахты *c* прекращается, оставшаяся вода вытекает в нижний бьеф через щели между краями клапанов и стенками камеры, затвор преодолевает вес клапанов и опускается на порог.

Нар. Чено (Италия) установлены два затвора аналогичного типа пролетом по 12 м и высотой 4,5 м.

В 1932 г. закончено сооружение плотины на р. Селе около Персано (Италия), где применен автоматический сегментный затвор системы Зоммера. Плотина оборудована четырьмя затворами пролетом по 17 м и высотой 6 м, которые обеспечивают нормальный подпорный горизонт с точностью ± 8 см (расходы реки колеблются от 30 до 1 700 м³/сек).



Фиг. 494. Автоматический сегментный затвор системы Зоммера.



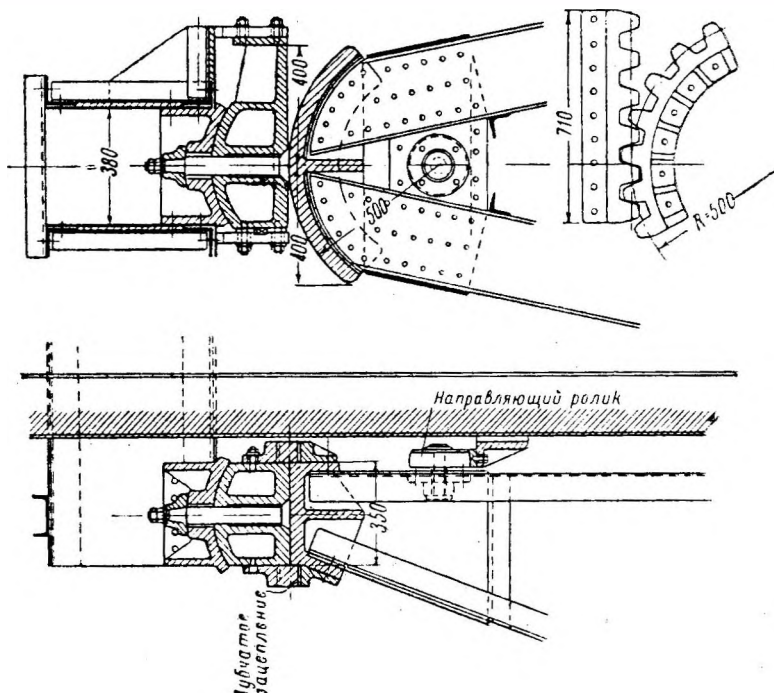
Фиг. 495. Автоматический сегментный затвор плотины Персано

Каждый затвор (фиг. 495) уравновешен железобетонными противовесами *a*, перемещающимися в водонепроницаемых шахтах *b* в быках (разрезы *c-d* и *e-f*). Эти шахты обычно заполнены водой до верхней кромки противовесов, которые таким образом взве-

шны. Вода для заполнения шахт подается двумя центробежными электронасосами, один из которых является резервным.

Пара противовесов в воздухе тяжелее подвижной части затвора на 11 т. При погруженных противовесах затвор обладает избыточным весом и прижимается к порогу с силой в 8 т. Шахты противовесов каждого затвора соединены друг с другом трубой и при помощи трехходового крана соединяются с трубопроводом в, подводящим воду к насосу, и отводной трубой г. Ноги затвора соединены с железобетонным клапаном при помощи шатуна е, который вращается в камере быка з вокруг горизонтальной оси о. В каждой из этих камер вращаются клапаны д, действующие подобно поршню с малым зазором. Каждая камера соединена с верхним бьефом, а также соединительным трубопроводом с аванкамерой, питаемой водосливом (фиг. 495, а), и совершенно не зависит от остальных частей всей системы.

При нормальном подпорном горизонте камеры з остаются без воды, а затворы (при заполненных водой шахтах б противовесов) прижимаются к порогу. В случае повышения подпорного горизонта, камеры под клапанами д заполняются водой (зазоры между краями



Фиг. 496. Перекатывающаяся зубчатая опора автоматического сегментного затвора плотины Персано.

клапана и стенками камеры перекрыты уплотнениями), давление которой заставляет клапаны подниматься, что влечет за собой и подъем затвора. Отметим, что при площади обоих клапанов в 22 м² сила давления воды снизу вверх достигает 80 т; это давление по сравнению с весом затвора (48 т) обеспечивает значительный резерв подъемной силы для преодоления непредвиденных сопротивлений. При пуске плотины в эксплуатацию оказалось, что перелив воды через впускной водослив в 3 — 4 см достаточен для автоматического приведения в движение всех четырех затворов. При помощи ручного маневрирования задвижками трубопроводов затвор может быть поднят, опущен или установлен в промежуточном положении.

Наконец следует отметить оригинальную и рациональную конструкцию опор этого затвора, которые выполнены в виде перекатывающих зубчатых сегментов (фиг. 496). Такого рода опоры устраняют силы трения и мало подвергаются износу, не требуя особого надзора или смазки. Хорошее зацепление гарантирует правильное движение опор и предотвращает скольжение их при поднятом затворе, причем боковой контролик предохраняет зубчатый сегмент от выхода из зацепления в те периоды, когда отсутствует давление воды, прижимающее затвор к опорам.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 14

А. На русском языке

1. По общему списку — № 2, 7.
2. Анисимов Н. И., Новейшие конструкции затворов гидроэлектрических силовых установок, 1930 г.

3. Березинский А. Р., Затворы гидротехнических сооружений СССР, 1936 г.
4. Дмитриев В. В., Секторные затворы гидротехнических сооружений, "Труды Ленинградского института инженеров водного транспорта", вып. III, 1933 г.
5. Кулька Г., Металлические затворы плотин, перевод с немецкого под редакцией А. Р. Березинского, 1934 г.
6. Лине в Л. Ф., Выбор конфигурации затворов типа „дахвер“, 1933 г.
7. Тарановский С. В., Цветков А. П., Попов Г. Д., Дмитриевский С. М., Секторные затворы, 1937 г.

Б. Иностранная

1. По общему списку — № 4, 13, 15.

ГЛАВА ПЯТНАДЦАТАЯ

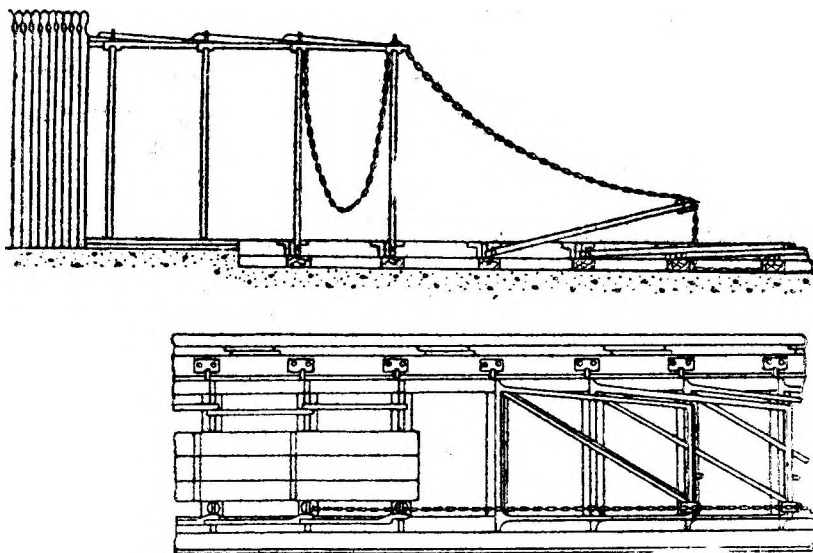
ЗАТВОРЫ СУДОХОДНЫХ ОТВЕРСТИЙ ПЛОТИНЫ

Выше в гл. 11 — 14 были рассмотрены типы затворов, применяемых на несудоходных плотинах или для перекрытия регулирующих отверстий судоходных плотин. В данную главу выделены затворы, применяемые главным образом для перекрытия судоходных отверстий. Характерным требованием, предъявляемым к затворам судоходных отверстий, является возможность перекрытия весьма значительных пролетов и полного освобождения отверстия плотины на период больших естественных глубин в реке.

А. ЗАТВОРЫ СИСТЕМЫ ПОАРЕ И ШВАРЦЕРА

§ 137. ПРИНЦИПЫ УСТРОЙСТВА И РАЗВИТИЕ ТИПА ЗАТВОРА

Первая плотина с затвором Поаре была построена инж. Поаре (Poire) в 1834 г. на р. Йоние у Бассевиля (Франция). В первоначальном своем виде затвор системы Поаре (фиг. 497) состоял из ряда ферм высотой до



Фиг. 497. Первоначальная конструкция затвора Поаре

2 м, вращающихся на горизонтальных осях и отстоящих на 1 м одна от другой. В собранном виде фермы принимают вертикальное положение и соединяются поверху железными поперечинами, в которые упираются деревянные спицы, имеющие другую опору на пороге флютбета. По верху ферм укладывается мостик из отдельных коротких досок, служащий для маневрирования спицами, подъема и опускания ферм. В разобранном и уложенном виде фермы принимают положение, близкое к горизонтальному,

опираясь на соседние фермы, не выступая однако выше деревянного порога. Крайняя ферма входит при укладке в специальную нишу устоя, благодаря наличию которой этот устой называется толстым в отличие от другого — тонкого (без ниши).

Подъем и опускание ферм производится при помощи цепей, прикрепленных к проушинам болтов, связывающих подкос с верхней распоркой фермы. Сборка начинается с крайней фермы, которая соединяется с тонким устоем поперечинами, после чего укладывается звено мостика, с которого производится подъем следующей фермы, скрепляемой с первой, и так последовательно до конца, после чего устанавливаются спицы. Разборка производится в обратном порядке: сначала убираются и отвозятся на берег (со стороны тонкого устоя) спицы, затем, начиная от толстого устоя, последовательно снимают доски мостика и поперечины и отвозят их на берег, после чего укладывают фермы одну за другой на флотбет.

Изобретение инж. Поаре произвело переворот в практике судоходства, так как впервые была создана возможность перекрытия отверстия значительного пролета и таким образом безопасного прохода судов через судоходное отверстие при спуске и сравнительно нетрудного прохода при подъеме против течения. Не стесняя судоходства в период высоких вод, когда река обладает достаточными естественными глубинами, и восстанавливая в это время естественный уклон реки, обеспечивающий сброс наносов, такая плотина вместе с тем позволяла сравнительно нетрудно регулировать горизонт верхнего бьефа в межень.

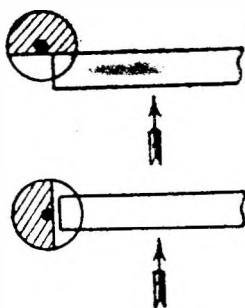
Эти преимущества, а также малый вес первоначально применявшихся ферм и спиц, позволявший маневрировать ими вручную, при сравнительно небольших строительной стоимости и эксплуатационных расходах обеспечили системе Поаре быстрое и широкое распространение как во Франции, так и в ряде других стран. Однако с течением времени, по мере возрастания подпоров, поддерживаемых плотиной Поаре, росли также и размеры ферм и спиц, причем увеличивалась и трудность маневрирования, особенно со спицами, каковое обстоятельство представляло значительные неудобства, например на реках с быстро наступающими паводками.

Во избежание чрезмерно больших поперечных сечений спиц стали принимать повышенные допускаемые напряжения для дерева (до 170 кг/см^2), что однако вызывало сильный прогиб и поломки спиц. Из этих же соображений квадратное сечение спиц заменили прямоугольным (с большим моментом сопротивления), но спицы течением воды прижимались к опорам широкой стороной, и таким образом это мероприятие, усложняя маневрирование, не приводило к цели. Придание спицам формы бруса равного сопротивления дало некоторый эффект, но все же ручное маневрирование спицами длиной 3—3,5 м при подпоре 2—2,5 м продолжало представлять значительные трудности.

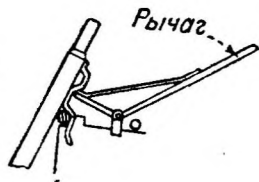
Для уменьшения этих трудностей Куммер предложил приспособление, осуществленное в 1858 г. на плотине на р. Маас в Бельгии и заключавшееся в следующем (фиг. 498). Поперечина, служащая для упора спиц, может поворачиваться на 90° вокруг вертикальной оси благодаря шарнирному соединению с одной из ферм. Другим концом поперечина опирается на особый цилиндр, приделанный к передней ноге соседней фермы и имеющий вырез. При повороте цилиндра конец поперечины попадает в вырез и поперечина под давлением спиц поворачивается. Спицы падают, всплывают и, будучи заранее связаны общим канатом, извлекаются из воды. Однако это приспособление не получило распространения, так как маневрирование спицами с мостика, расположенного несколько выше рукояток спиц, сопряжено с опасностью и требует весьма опытного служебного персонала.

Заслуживающим внимания рационализаторским предложением явилось приспособление Гильемена (Guillemain), впервые примененное им на плотине на р. Луаре у г. Руана, а в дальнейшем и на ряде других плотин

даже при длине спиц в 5,1 м (на р. Марне) при их поперечном сечении 0,125X0,125 м и весе в 45 кг. В России это приспособление было применено на четырех плотинах на р. Шексне (1890—1896 гг.). Приспособление Гильемена (фиг. 499) позволяет освобождать отверстие, не вынимая спиц, а несколько приподнимая их над порогом при помощи специальных механических приспособлений (рычага, крана), после чего спицы, вращаясь на круглой поперечине, связывающей фермы, поворачиваются течением в сторону нижнего бьефа и затем без затруднений могут быть вынуты. Приспособление Гильемена позволяет довольно быстро освобождать отверстие, например в 1 мин. можно выдернуть 5—8 спиц. Установка спиц производится также довольно легко, причем течение само увлекает спицу, поворачивает ее вокруг верхней поперечины и прижимает нижний конец к порогу.



Фиг. 498. Приспособление Куммера для спиц.



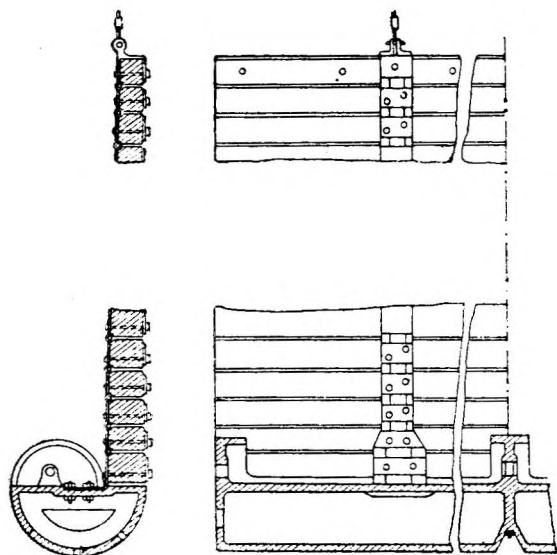
Фиг. 499. Приспособление Гильемена для спиц.

Благодаря применению механических приспособлений для маневрирования спицами, размеры последних с течением времени значительно выросли, достигая например на плотине на р. Биг-Сенди (Северная Америка) сечения 0,305X0,216 м при длине 4,34 м и весе 120 кг. Применяют также и полые металлические спицы высотой до 7—7,5 м.

Вследствие значительной фильтрации, являющейся существенным недостатком спицевого заграждения, особенно на реках с малыми меж-

ными расходами, были предложены другие типы водоудерживающей стенки, опирающейся непосредственно на фермы Поаре и состоящей из ряда горизонтальных элементов.

В 1880 г. инж. Камере (Camere) применил предложенные им шторы на плотине Порт-Вилье на р. Сене при высоте в 4,68 м и подпоре 2,33 м. Штора Камере представляет собой гибкое полотнище, состоящее из горизонтальных брусьев, связанных двумя вертикальными рядами шарниров (фиг. 500). Каждое полотнище имеет высоту, равную высоте отверстия, и ширину, равную пролету между направляющими ребрами двух соседних ферм. Штора снабжена наверху двумя петлями для подвешивания, а внизу чугунным полым цилиндром, называемым башмаком



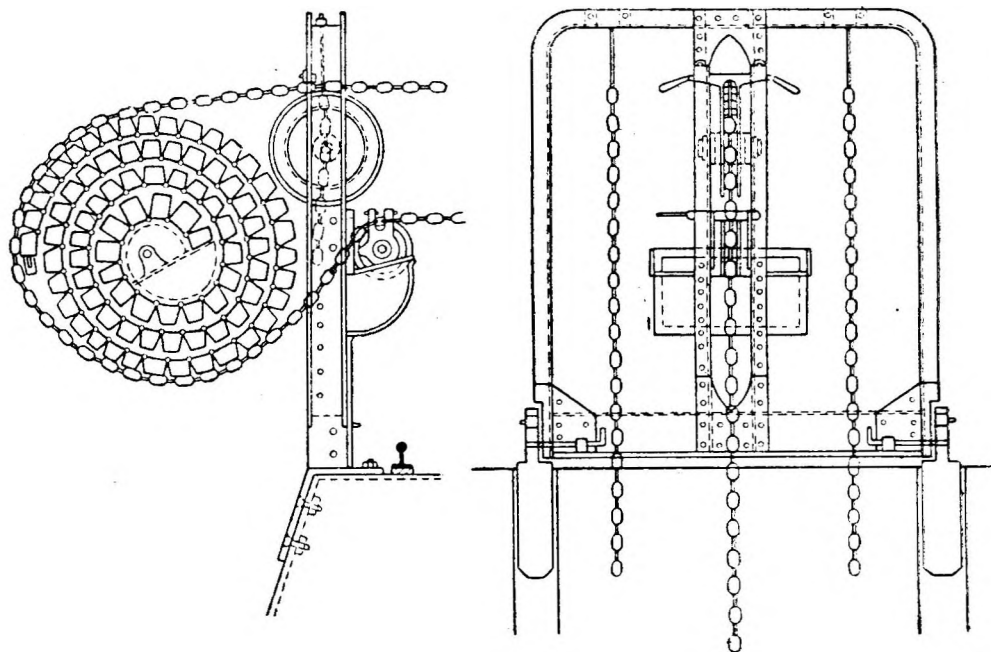
Фиг. 500. Штора Камере.

ком накрутки. По середине длины последнего устроена канелюра, в которую входит бесконечная цепь, охватывающая полотно с обеих сторон. При круговом движении этой цепи снизу вверх все полотно постепенно сворачивается в трубку и поднимается над фермами, будучи подвешено к специальной вертикальной раме, установленной на двух фермах (фиг. 501). Подъем и спуск штор производятся при помощи катушки лебедки, перемещающейся по рельсам, уложенным по верху ферм.

Свернутая штора вместе с вертикальной рамой убирается и отвозится при помощи специальной тележки.

Хотя шторы Камере создают довольно плотное заграждение, но они не получили большого распространения вследствие ряда серьезных недостатков: необходимости тщательного изготовления и сборки, значительной тяжести и необходимости применять сложные подъемные приспособления и солидный служебный мостик, нередко неправильного навертывания и вследствие этого перекашивания и наконец относительно большой стоимости.

Неудобства штор Камере вызвали широкое распространение более простого заграждения в виде щитов Буле (Boule). На москворецких плотинах инж. Яницким в 1876 г. были применены щитки в виде отдельных досок, являющиеся по существу примитивными щитами Буле. Следует



Фиг. 501. Рама для подвески шторы Камере.

отметить также случаи применения металлических щитов, например при шлюзовании голландского участка р. Мааса, где они перекрывают пролеты между фермами, равные 4 м.

Тип подвижной опоры затвора, т. е. фермы Поаре, подвергся с течением времени сравнительно небольшим конструктивным усовершенствованиям и в своем современном виде описан ниже.

Сначала остановимся на различных конструкциях водоудерживающей стенки, воспринимающей давление воды верхнего бьефа и передающей его на фермы Поаре (спицы, щиты Буле).

§ 138. СПИЦЫ

Спицы представляют собой несколько наклоненные к вертикали, обычно деревянные, брусья прямоугольного поперечного сечения, поставленные по возможности вплотную друг к другу. Толщина спицы определяется из расчета ее на изгиб под давлением воды как балки, свободно лежащей на двух опорах: верхней — поперечине, связывающей фермы и возвышающейся над горизонтом верхнего бьефа на 0,3—0,5 м, и нижней — пороге флютбета.

При обозначениях на фиг. 502 имеем реакцию верхней опоры:

$$A = \left(\frac{H_B^2}{2} \cdot \frac{H_B}{3} - \frac{H_H^2}{2} \cdot \frac{H_H}{3} \right) \frac{a\gamma}{(H_B + k) \cos \alpha} = \frac{(H_B^3 - H_H^3) a\gamma}{6 (H_B + k) \cos \alpha}, \quad (391)$$

где a — ширина спицы;

γ — вес единицы объема воды.

Наибольший изгибающий момент обычно имеет место в сечении, находящемся выше горизонта нижнего бьефа (при относительно низком расположении последнего). Изгибающий момент в сечении на расстоянии x от верхней опоры:

$$M_x = \frac{Ax}{\cos \alpha} - \frac{(x-k)^3 a\gamma}{6 \cos^2 \alpha}. \quad (392)$$

Для определения расстояния x сечения с M_{max} приравняем производную от выражения для M_x нулю:

$$\frac{dM_x}{dx} = \frac{A}{\cos \alpha} - \frac{(x-k)^2 a\gamma}{2 \cos^2 \alpha} = 0,$$

отсюда:

$$x = k + \sqrt{\frac{2A \cos \alpha}{a\gamma}}. \quad (393)$$

Подставляя значения x и A в выражение (392), получим:

$$\begin{aligned} M_{max} &= \frac{(H_B^3 - H_H^3) a\gamma}{6 (H_B + k) \cos^2 \alpha} \left[k + \sqrt{\frac{(H_B^3 - H_H^3)}{3 (H_B + k)}} \right] - \left[\frac{(H_B^3 - H_H^3)}{3 (H_B + k)} \right]^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{a\gamma}{6 \cos^2 \alpha} = \\ &= \frac{(H_B^3 - H_H^3) a\gamma}{6 (H_B + k) \cos^2 \alpha} \left[k + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{(H_B^3 - H_H^3)}{3 (H_B + k)}} \right]. \end{aligned} \quad (394)$$

Толщина спицы b (в см) определяется из выражения:

$$b = \sqrt{\frac{6 M_{max}}{a [\sigma]}} = \sqrt{\frac{(H_B^3 - H_H^3) \gamma}{(H_B + k) \cos^2 \alpha [\sigma]} \left[k + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{(H_B^3 - H_H^3)}{3 (H_B + k)}} \right]}. \quad (395)$$

При отсутствии давления нижнего бьефа ($H_H = 0$):

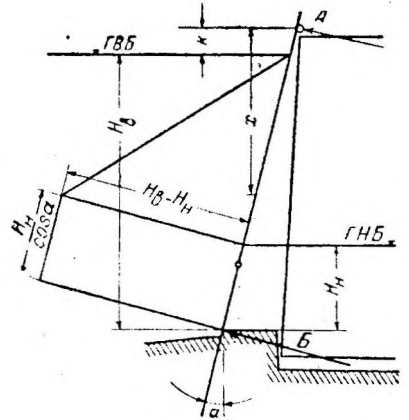
$$b = \sqrt{\frac{H_B^3 \gamma}{(H_B + k) \cos^2 \alpha [\sigma]} \left[k + \frac{2}{3} H_B \sqrt{\frac{H_B}{3 (H_B + k)}} \right]}. \quad (396)$$

При этом допустимое напряжение на изгиб $[\sigma]$ может быть принято повышенным, как для расчетной комбинации основных + случайных сил (гл. 3).

Спицам придается уклон к вертикали обычно в пределах $1/4 - 1/8$, причем во избежание всплывания спиц в начале их установки, пока не образовался подпор, этот уклон должен быть тем больше, чем короче спица. В целях же уменьшения веса спиц при значительной длине последних приходится этот уклон уменьшать.

Для обеспечения возможно большей плотности спицевого ограждения боковые грани спиц тщательно остругивают. Так как достичь желательной плотности таким путем все же не удастся, то в некоторых случаях спицы покрывают просмоленным брезентом. Все эти меры однако не обеспечивают такой плотности ограждения, какую можно осуществить при помощи щитов Буле (см. § 139).

При значительной высоте спицы получаются довольно тяжелыми, и маневрирование ими делается затруднительным, вызывая необходимость

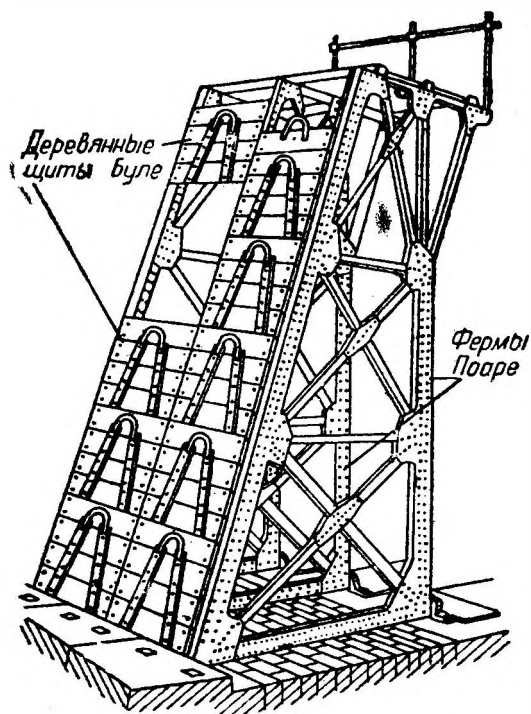


Фиг. 502.

в применении механических приспособлений. При ширине спиц в пределах 7—10 см и высоте до 3—3,5 м еще возможно ручное маневрирование; при больших размерах подъем спиц производится при помощи рычагов, а также кранов, которые располагаются на катучих тележках, перемещаемых по служебному мостику, или, как это принято в Америке, на понтонах, обслуживающих плотину.

§ 139. ЩИТЫ БУЛЕ

Щиты Буле состоят из 3—5 досок, сплавиваемых между собой впол-дерева или на шпонках. С верховой стороны доски соединяются полосовым железом, прикрепляемым к доскам болтами и отогнутым сверху для образования проушины, служащей для захвата щитка (фиг. 503). По обоим



Фиг. 503. Щиты Буле.

краям щит нередко обивается врезанными заподлицо железными полосами для облегчения скольжения в пазах. Уплотнение щитов в пазах создается прижатием щитов к опорным полкам передней ноги фермы. Уплотнение между щитами и нижнего щита с порогом обеспечивается непосредственным упором. Для примыкания щитов крайних панелей к устоям плотины последние снабжаются специальными направляющими, создающими паз для щитов в плоскости передней ноги ферм.

Толщина досок щита определяется из расчета их на изгиб под давлением воды как балки, свободно лежащей на двух опорах — фермах. Все доски одного щита принимаются одинаковой толщины, а по высоте заграждения толщина щитов может изменяться. Высота щитов принимается обычно равной 0,7—1,0 м, причем верхний щит берется обычно меньшей высоты и снабжается рукояткой, так как маневрирование верхним рядом щитов производится вручную. Подъем и опускание нижних щитов

на большинстве современных плотин производятся при помощи катучего крана, перемещаемого вручную по рельсовому пути на служебном мостике.

Усилие, достигающее максимума в начале подъема щита, определяется по формуле:

$$T = f(P + G \sin \alpha) + G \cos \alpha, \quad (397)$$

где f — коэффициент трения щита в пазах, принимаемый для неокованных щитов, движущихся по железным опорным полкам фермы, равным $f = 0,65$ и для окованных $f = 0,50$ (гл. 3);

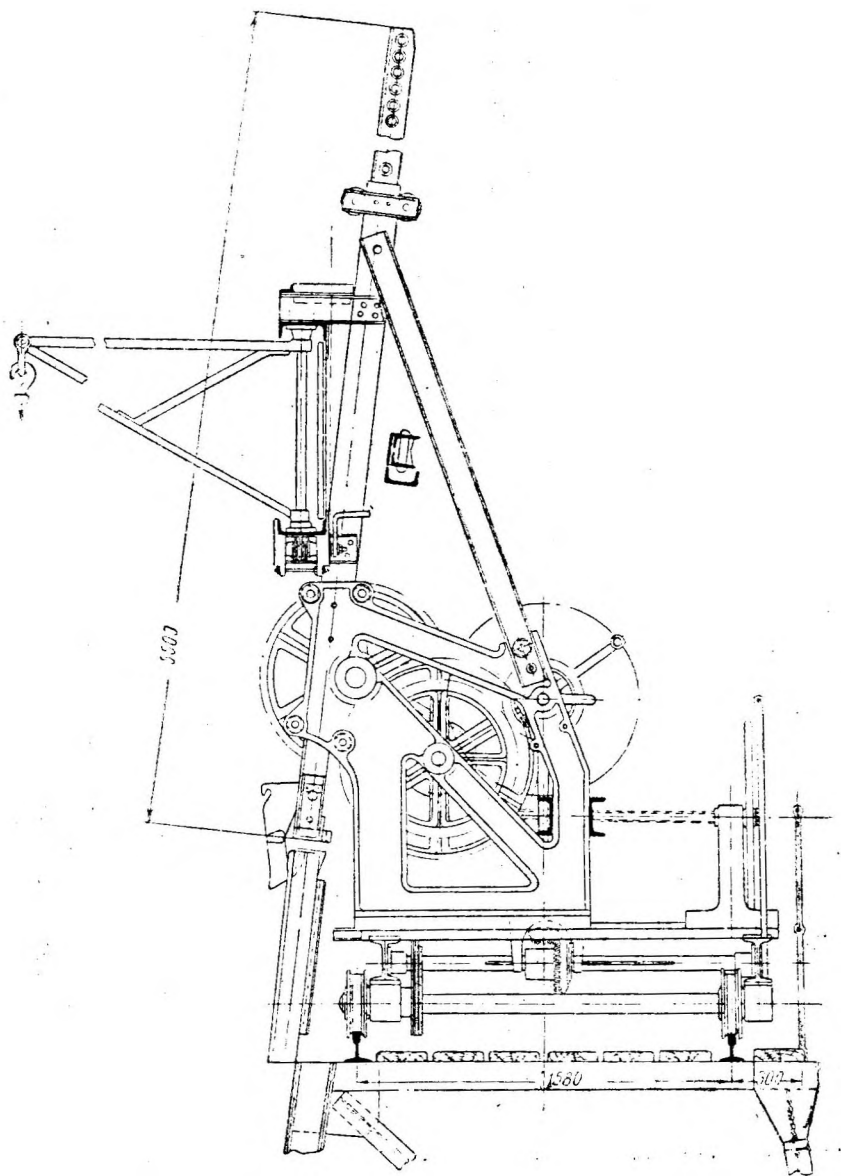
P — полное давление воды на щит;

G — вес щита;

α — угол наклона передней ноги фермы к вертикали.

Подъемные краны оборудуются ручными лебедками, приводящими в движение цевочные рейки, которые снабжаются внизу крюками для захватывания щитов. Эти же рейки обеспечивают принудительную посадку щитов. Поднятый щит подхватывается особым крюком на укосине крана

(фиг. 504 — кран новой Бабьегородской плотины на Москва-реке) и укладывается на тележку. Путь для тележек располагается внутри рельсового пути для крана или рядом с ним, если необходим обгон крана тележкой при работе двух кранов или даже при работе одного крана в тех случаях, когда нежелательно иметь перерывы при нагрузке щитов на тележку. Тележки отвозят вынутые щиты в сарай, располагаемый со



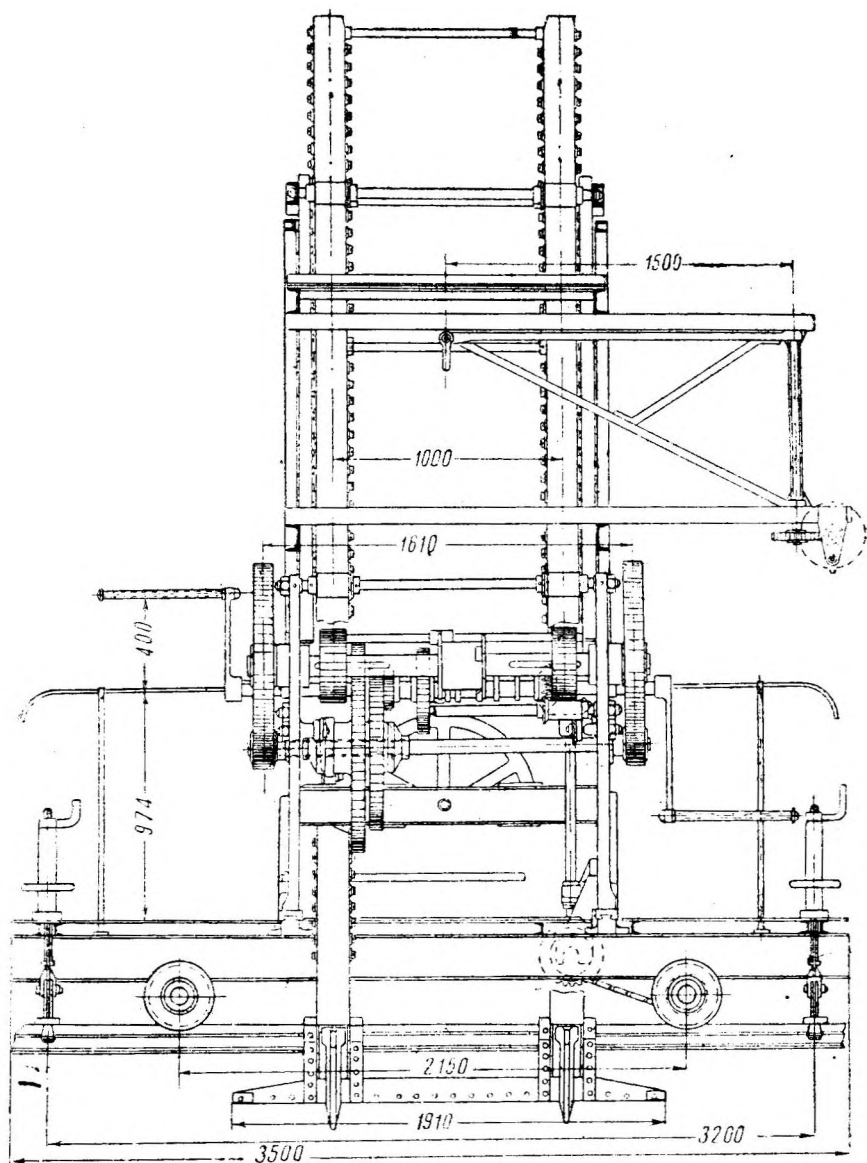
Фиг. 504а. Подъемный кран для щитов Буле Бабьегородской плотины на Москва-реке.

стороны тонкого устоя. При установке заграждения маневрирование совершается в обратном порядке. Продолжительность уборки одного щита принимается обычно 2 мин.

Как правило, щиты Буле располагаются в одной наклонной плоскости. Следует отметить, что на новой Бабьегородской плотине на Москва-реке¹

¹ В связи с устройством канала Москва — Волга Бабьегородская плотина ликвидирована в 1937 г.

нижний щит был расположен в особой по отношению к остальным щитам плоскости, что позволяло самостоятельно маневрировать им независимо от вышерасположенных щитов. Это устройство было применено из соображений сброса осеннего паводка (плотина держала подпор и зимой) без больших поверхностных скоростей, могущих вызвать нарушение целости



Фиг. 5046. Подъемный кран для щитов Буле Бельгородской плотины на Москва—реке.

ледяного покрова и необходимость пропуска льда поверху щитков. Однако такая схема, усложняя конструкцию, не дала осязательных преимуществ в эксплуатации, так как при постепенном сбросе воды всегда имеется возможность избежать подвижки ледяного покрова, тонкий же и рыхлый осенний лед не представляет опасности для ферм и, как показал опыт, может безболезненно сбрасываться в случае нужды и по верху щитов.

Не останавливаясь на щитках Яницкого и шторах Камере, конструкция которых описана выше, а расчет аналогичен расчету щитов Буле, переходим к фермам Поаре.

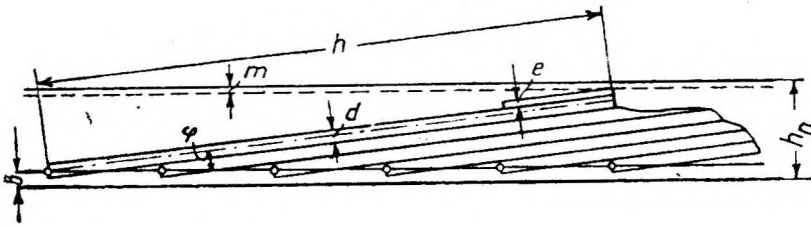
§ 140. ФЕРМЫ ПОАРЕ

Фермы Поаре имеют форму трапеции и состоят из передней и задней ноги, горизонтальных распорок, раскосов, а также осей вращения и подшипников (фиг. 503). Фермы располагают на одинаковом расстоянии друг от друга, каковое принимается в зависимости от типа водоудерживающей стенки и величины передающейся на фермы нагрузки. При применении деревянных щитов или штор, передающих давление воды целиком на фермы, расстояния между осями ферм берут обычно в пределах 1,25—1,50 м, хотя имеются примеры плотин с более редко расположенными фермами, например на новой Бабьгородской плотине на Москва-реке расстояние между фермами было принято равным 2,08 м. При спицевых заграждениях, передающих на фермы только около $1/3$ давления воды, расстояния между фермами принимаются более значительными, превышающими даже высоту ферм, что позволяет маневрировать каждой фермой в отдельности и таким образом облегчает и ускоряет сборку и разборку затвора, уменьшает затрату металла, а также облегчает осмотр и ремонт ферм.

Наибольшее расстояние между фермами — 6,10 м достигнуто на плотине Биг-Сенди (при высоте ферм 4,63 м).

Высота фермы от ее верхней кромки до центра оси вращения определяется по формуле:

$$h = H + a + h_n - b, \quad (398)$$



Фиг. 505.

где H — высота расчетного горизонта верхнего бьефа над порогом флютбета;

a — возвышение верхней кромки фермы над расчетным горизонтом верхнего бьефа, принимаемое в пределах 0,3—0,6 м;

h_n — высота порога над пониженной частью флютбета;

b — возвышение оси вращения фермы над пониженной частью флютбета, зависящее от конструкции нижних частей фермы и ее подшипников и принимаемое обычно в пределах 0,2—0,3 м.

Высота порога h_n , защищающего уложенные на флютбет фермы от возможных ударов, определяется выражением (фиг. 505):

$$h_n = b + h \sin \varphi + \left(\frac{d}{2} + e \right) \cos \varphi + m,$$

где d — толщина фермы, колеблющаяся обычно в пределах 0,08 — 0,16 м;

e — толщина настила служебного мостика, укладываемого вместе с фермами;

m — запас над верхом уложенных на флютбет ферм, принимаемый от 0,04 до 0,08 м;

φ — угол наклона оси уложенной фермы к горизонту: $\sin \varphi = a/l$,

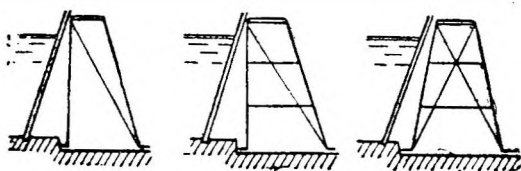
где l — расстояние между осями ферм.

В существующих плотинах высота ферм Поаре колеблется от 2,1 м до 7,2 м.

Ширина фермы поверху принимается в соответствии с шириной служебного мостика, которая устанавливается в зависимости от условий маневрирования спицами, шторами или щитками. Так, для ручного маневри-

рования вполне достаточно ширина мостика до 1 м; при наличии же подъемного крана и тележек для перевозки элементов водоудерживающей стенки ширина мостика определяется в зависимости от размещения путей. При этом следует учесть, что ширина колеи для крана принимается обычно в пределах 1,0—1,2 м, а для тележек — 0,75 м. Таким образом при расположении колеи для тележки внутри колеи для крана ширина мостика может быть ограничена 1,5—1,7 м, при размещении же двух путей рядом ширина мостика доходит до 2,25—2,5 м. В отдельных случаях, когда ширина мостика требует такой ширины фермы по верху, которая неприемлема с точки зрения общей компоновки фермы, мостик устраивается на небольшой консоли с низовой стороны (фиг. 510).

Ширина фермы понизу принимается в зависимости от высоты фермы h , обычно в пределах 0,6—0,7 h . Число и величина панелей, разделяющих ферму по высоте, зависят от высоты фермы и нагрузки на нее. Чаще всего применяются 3 панели, однако встречаются и 2—4 панели. Разбивка на панели производится на основе анализа наиболее выгоднейшей работы элементов фермы, причем наиболее экономичным явилось бы такое распределение пролетов панелей, при котором последние были бы одинаково загружены. Но в таком случае верхняя панель оказывается слишком большой по сравнению с остальными, и раскосы составляют очень острые углы с другими элементами фермы. Поэтому высоту панелей подбирают таким образом, чтобы получить сравнительно равномерное распределение



Фиг. 506.

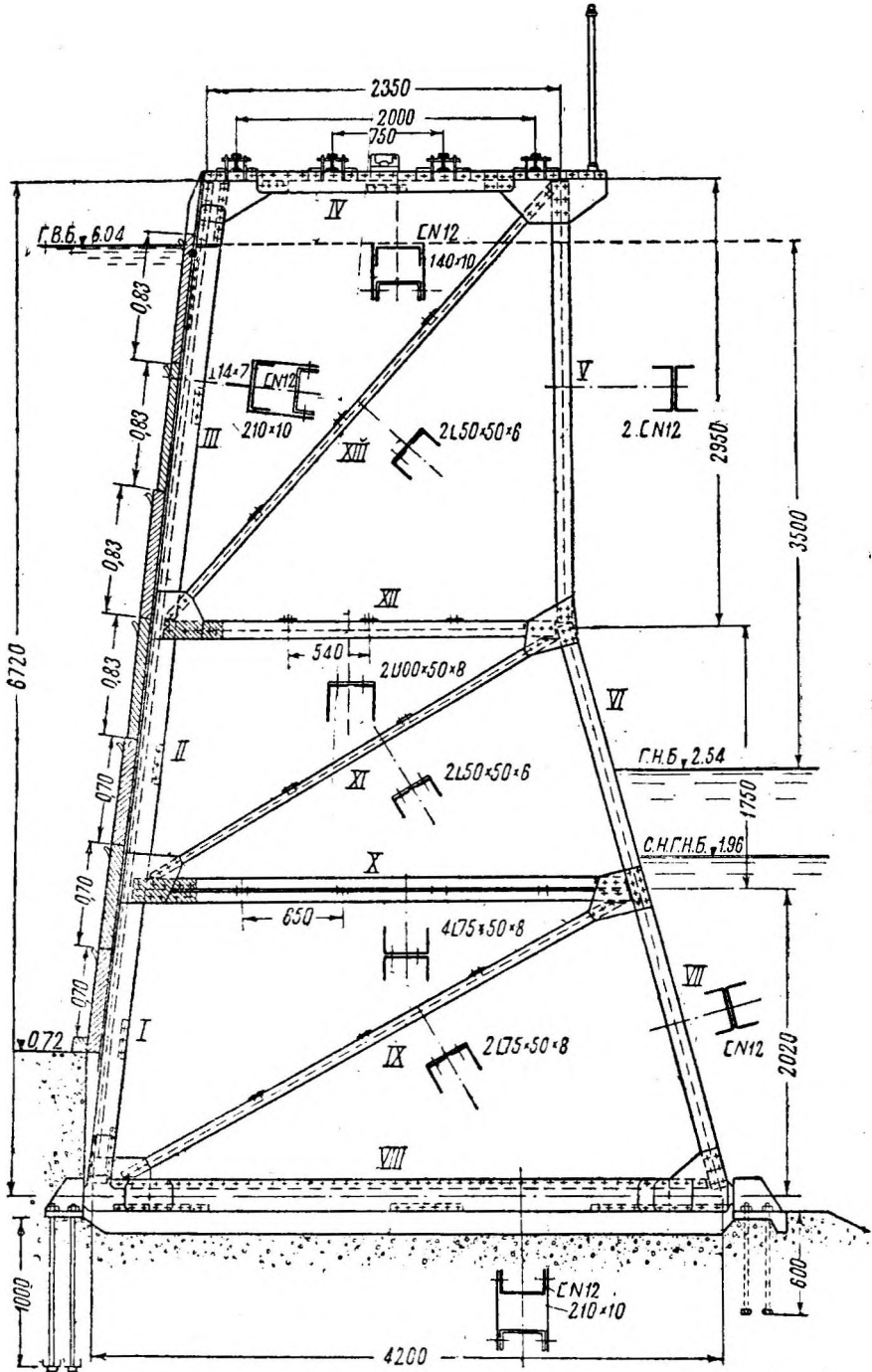
стенки. При применении спиц передняя нога принимается близкой к вертикали или вертикальной, при наличии же щитов передней ноге придают уклон $1/7$ — $1/10$. Задняя нога в большинстве случаев делается прямолинейной и одинакового сечения по всей ее длине.

В фермах значительной высоты задней ноге, обычно в конце первой сверху панели, придают перелом с вогнутостью, обращенный в сторону нижнего бьефа.

Заполнение ферм Поаре при малой их высоте или при конструировании их без нижней распорки (в целях укладки ферм одна в другую) делают обычно подкосной системы (фиг. 506), в остальных случаях применяют раскосы в каждой панели. Направление раскосам придают как восходящее, тогда они работают на растяжение (фиг. 507), так и нисходящее — тогда они работают на сжатие. Применение растянутых раскосов облегчает конструкцию, так как сжимающие усилия передаются более коротким элементам — распоркам, и дает более рациональное использование металла, чем при сжатых раскосах; к тому же при указанной схеме, передняя нога работает почти исключительно на изгиб. Сжатые раскосы придают ферме большую жесткость, чем растянутые, и поэтому применяются в тех случаях, когда жесткость фермы особенно важна, например для подъема высоких ферм в условиях обильного отложения наносов, при зимней работе плотины и возможных ударах льдин и т. п. (фиг. 508 — фермы Бабьегородской плотины на Москва-реке).

Следует указать на необходимость производства при проектировании предварительных подсчетов усилий в элементах фермы и весов последних для нескольких схем фермы (при различных углах наклона передней ноги, сжатых и растянутых раскосах), только после чего можно окончательно принять наиболее рациональный тип фермы.

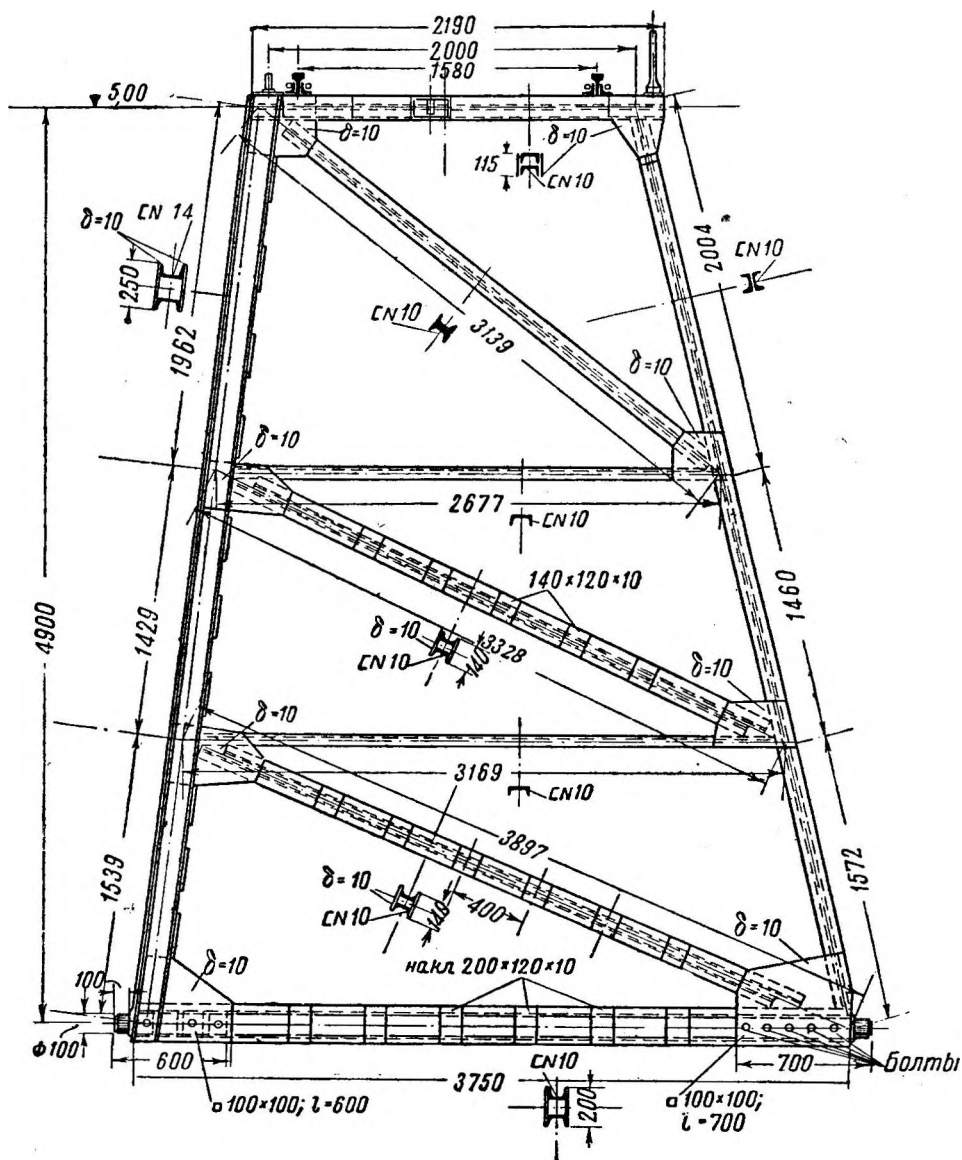
Элементы ферм конструируются обычно из швеллеров в сочетании с полосовой сталью. В целях простоты изготовления и сборки фермы в состав сечений ее элементов входит швеллер одного размера. Сечения



Фиг. 507. Ферма Поаре с растянутыми раскосами

делаются открытыми для удобства осмотра и окраски. Слабые сечения избегаются.

Элементы современных больших ферм конструируют двустенчатыми, причем сечения распорок, раскосов и задней ноги не должны выходить за пределы двух параллельных плоскостей, ограничивающих сечение передней ноги (фиг. 508). Это делается с целью избежать при опускании



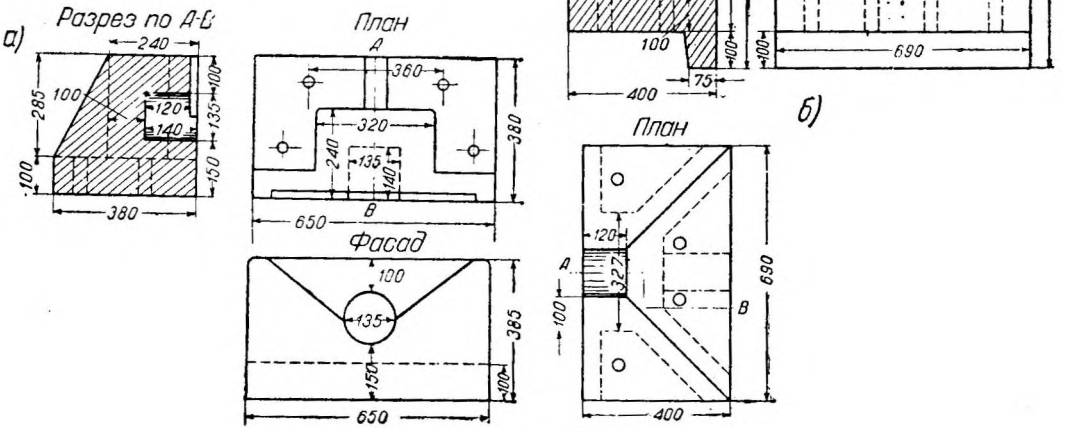
Фиг. 508. Ферма Поаре со сжатыми распорами (Бабьегородская плотина на Москва-реке).

ферм ударов выступающих частей и деформаций ферм, а также неплотного их соприкосновения в уложенном состоянии, так как последнее обстоятельство вызывает необходимость увеличения высоты порога. Указанные соображения особенно подчеркивают преимущества сварки перед клепкой в применении к фермам Поаре.

Переднюю ногу конструируют в соответствии с типом вододерживающей стенки и при применении щитов Буле или Яницкого снабжают пазами для направления движения щитов (фиг. 507 и 508).

Для упора и вращения ферм в подшипниках служат стальные круглые шипы, хвосты которых имеют прямоугольное сечение и закрепляются в концах нижних распорок при помощи болтов.

Подшипники, в которых вращаются опорные шипы ферм, строят в виде чугунных или предпочтительнее — стальных отливок, заанкеренных в кладку флютбета.

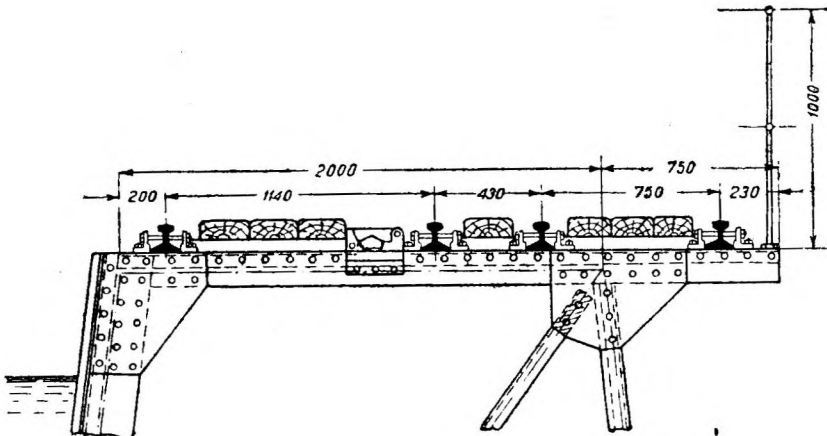


Фиг. 509. Подшипники фермы Поаре (а — передний, б — задний).

Передние подшипники, воспринимающие вертикальные вырывающие усилия, конструируют обычно закрытого типа (фиг. 509, а). Задние подшипники принимаются открытого U-образного типа, обеспечивающего восприятие значительного сжимающего, а также сдвигающего усилий, передаваемых фермой (фиг. 509, б).

§ 141. СЛУЖЕБНЫЙ МОСТИК

Служебный мостик (фиг. 510), укладываемый по верху ферм и служащий для связи их между собой, маневрирования и прохода обслуживающего



Фиг. 510. Служебный мостик ферм Поаре.

персонала, состоит из настила, рельсовых путей и перил, предотвращающих возможность падения людей. Перила снимают с мостика перед его разборкой.

Настил в мостиках простейшего типа делают из досок, укладываемых и разбираемых вручную; нередко применяют настил из рифленой листовой стали, причем каждая панель мостика укладывается обычно вместе с фермой на флютбет. Для этого панель мостика шарнирно соединена с верхней распоркой фермы. При значительных пролетах (свыше 3 м) прибегают к устройству горизонтальных сквозных ферм, на которые укладывают настил.

Пути для крана и тележек устраиваются обычно из рельсов, прибалчиваемых непосредственно к верхним распоркам ферм, а при наличии настила из рифленого железа рельсы склепывают с настилом и укладывают вместе с фермой на флютбет. Укладку рельсов вместе с фермой применяют и при деревянном настиле, для чего их шарнирно соединяют с фермами.

§ 142. УСТАНОВКА И УКЛАДКА ФЕРМ

В целях уменьшения усилия для подъема ферм было бы желательно поднимать их по одной, но такой способ потребовал бы весьма много времени на установку и укладку ферм. Поэтому в большинстве современных плотин производят одновременный подъем (укладку) нескольких (4—5) ферм, для чего пользуются длинной цепью, проходящей по всей длине отверстия плотины через зажимы, прикрепленные к верхней распорке каждой фермы.

При установке ферм (фиг. 512) сначала поднимают крайнюю ферму, расположенную возле тонкого устоя, и соединяют ее с последним посредством звена мостика. При этом остаются на весу остальные одновременно поднимаемые фермы. Затем освобождают зажим в установленной ферме и продолжают навивать цепь на барабан лебедки, протягивая ее через этот зажим до тех пор, пока не поднимут следующую ферму, и так далее до окончания подъема всех ферм. Укладка ферм производится в обратном порядке.

При наличии большого числа ферм протягивание главной цепи через зажимы требует больших усилий и вызывает скорый износ цепи и верхних распорок. В таких случаях применяют короткие групповые цепи, присоединяемые при помощи крюка к концу главной цепи или главного троса и обслуживающие группу в несколько десятков ферм. Если фермы опускаются на флютбет вместе с шарнирно присоединенными к ним звеньями мостика, то свободный конец звена мостика или опирают на цепи сверху или подвешивают к ним; при тяжелой конструкции ферм и мостика отказываются даже от групповых цепей и соединяют каждую ферму с соседней короткими цепями, присоединяемыми к главной цепи или главному тросу.

Подъемные механизмы для маневрирования фермами применяют в виде передвижных или стационарных (на тонком устое) лебедок обычного типа. Продолжительность укладки одной фермы (без спиц или щитов) обычно достигает 2—2,5 мин.

§ 143. ОСНОВЫ РАСЧЕТА

а) Размеры элементов служебного мостика определяют, исходя из расчета на действие следующих сил:

I. Основные силы:

1. Собственный вес мостика, включая настил, рельсы, перила, поперечины для спиц и т. д., а также вес тяговых цепей.

2. Давление воды, передаваемое спицами.

II. Случайные силы:

1. Вес подъемных механизмов (вес крана для щитов с ручным приводом колеблется в пределах 2—4 т).

2. Тяговое усилие во время маневрирования элементами водоудерживающей стенки.

3. Вес тележек (обычно вес тележки равен 0,3—0,4 т).
4. Вес спиц, щитов, штор, уложенных на тележки для перевозки.
5. Вес людей, проходящих по мостику или производящих маневрирование с элементами водоудерживающей стенки.
6. Тяговое усилие при подъеме и опускании звеньев мостика совместно с фермами.

Расчет настила, рельсов и других частей мостика весьма прост и не требует пояснений. Укажем только, что во время подъема и опускания ферм совместно с мостиком звенья последнего подвергаются: 1) изгибу от действия их собственного веса, включая вес поднимаемых и опускаемых вместе с ними элементов и 2) растяжению от действия тягового усилия.

б) Расчет ферм Поаре ведется на действие следующих сил:

I. Основные силы:

1. Давление воды (при нормальном горизонте верхнего бьефа) с пролета между осями ферм, передаваемое на фермы водоудерживающей стенкой или целиком (щиты, шторы) или частично (спицы).

2. Собственный вес фермы (предварительно можно задаться весом фермы, исходя из сопоставления с имеющимися примерами, например по табл. 37) и мостика.

Таблица 37

Сооружение	Высота фермы в м	Расстояние между фермами в м	Вес фермы в т
Река Северный Донец . .	7,19	1,42	1,50
„ Дон	5,67	1,45	1,51
„ Молдава	6,00	1,25	1,70
„ Ока	6,30	1,42	1,29
„ „	6,65	1,42	1,49

Примечание. Следует учесть, что допускаемые напряжения, положенные в основу расчета этих ферм, колебались от 700 до 1000 кг/см².

II. Случайные силы:

1. Случайные силы, передаваемые мостиком при установленных фермах.

2. Вес отложившихся наносов в начальный момент подъема.

3. Тяговое усилие при подъеме ферм.

Ход расчета ферм Поаре при работе их под напором следующий.

Вначале определяют реакции опор (подшипников) фермы от давления воды. При наличии спиц, передающих на фермы только часть давления воды, расчетная схема фермы изображена на фиг. 511, а. Давление, передаваемое на ферму верхними концами спиц (через опорную балку), равно:

$$A = \frac{H_0^3 - H_n^3}{6(h+k)} \gamma l \frac{1}{\cos \alpha}. \quad (399)$$

На нижнюю опору (порог) спицами передается давление, равное:

$$B = P - A, \quad (400)$$

где P — полное давление воды, равное $\frac{H_0^2 - H_n^2}{2} \gamma l \frac{1}{\cos \alpha}$;

l — пролет между осями ферм;

γ — вес единицы объема воды.

Величина вертикальной реакции переднего подшипника B определится из условия $\sum M=0$, т. е. из равенства нулю момента всех сил относительно задней опоры фермы:

$$A \cdot f = B \cdot c,$$

откуда

$$B = A \cdot \frac{f}{c}, \quad (401)$$

где

$$f = \frac{h}{\cos \alpha} - [c + h(\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \beta)] \sin \alpha.$$

Из условий $\Sigma X = 0$ и $\Sigma Y = 0$ находим:

$$\Gamma_x = A \cdot \cos \alpha; \quad (402)$$

$$\Gamma_y = B + A \sin \alpha, \quad (403)$$

отсюда:

$$\Gamma = \sqrt{\Gamma_x^2 + \Gamma_y^2}. \quad (404)$$

При наличии щитов Буле и штор Камере (фиг. 511, б) имеем:

$$P \cdot f = B \cdot c,$$

откуда

$$B = P \cdot \frac{f}{c}.$$

При этом величина f определяется из следующего соотношения:

$$p = \frac{H_6^2 + H_6 H_n + H_n^2}{3(H_6 + H_n)}. \quad (405)$$

Плечо силы P относительно передней опоры равно $\frac{p+t}{\cos \alpha}$, отсюда плечо

$$f = \frac{p+t}{\cos \alpha} - c \cdot \sin \alpha.$$

Далее находим:

$$\Gamma_x = P \cos \alpha; \quad (406)$$

$$\Gamma_y = B - P \sin \alpha; \quad (407)$$

$$\Gamma = \sqrt{\Gamma_x^2 + \Gamma_y^2}. \quad (408)$$

Зная реакции опор и распределив (при щитах или шторах) давление воды по узлам передней ноги (без большой погрешности рассматривая каждую панель последней как разрезную балку), можно построить диаграмму Кремоны¹ для горизонтальных сил (фиг. 511, в) и определить таким образом осевые усилия в стержнях фермы от данного вида нагрузки.

Вертикальная нагрузка от собственного веса фермы распределяется поровну на все узлы, от веса мостика — поровну только на два верхних узла фермы. Реакции опор от основных вертикальных сил ΣV определяются из следующих простых соотношений (фиг. 511, г):

$$B' = \frac{P_7 r_7 + P_6 r_6 + P_5 r_5 + P_4 r_4 + P_3 r_3 + P_2 r_2 + P_1 c}{c}; \quad (409)$$

$$\Gamma_y' = \Sigma P - B'. \quad (410)$$

Имея эти реакции и узловые нагрузки от основных вертикальных сил, строим диаграмму Кремоны (фиг. 511, д), затем аналогично определяем узловые нагрузки и опорные реакции от случайных вертикальных сил, передающихся только на два верхних узла, и также строим диаграмму Кремоны (фиг. 511, е).

¹ Фиг. 511, в — е даны для фермы, изображенной на фиг. 507.

Далее определяем изгибающие моменты в элементах, подвергающихся местному изгибу: в передней ноге — от давления воды, передаваемого щитами или шторами, в верхней распорке — от временной вертикальной нагрузки, а также тягового усилия при подъеме ферм и в нижней распорке — от изгиба вследствие приложения опорных реакций не в теоретических центрах нижних узлов.

В этих случаях изгиба стержни фермы рассматриваются как балки, свободно лежащие на двух опорах.

На основании всех указанных расчетных данных, сведенных в общую таблицу, производится подбор сечений элементов фермы на наиболее невыгодную комбинацию нагрузок.

Размеры опорных частей ферм определяются по следующей схеме. Задавись размерами стальных опорных шипов, поверяют более нагруженный задний шип по формуле:

$$\frac{M}{W} + \frac{\Gamma_x}{F} \leq [\sigma], \quad (411)$$

где M — изгибающий момент в сечении перехода круглого шипа в прямоугольный хвост;

W — момент сопротивления;

Γ_x — горизонтальная составляющая опорной реакции;

F — площадь поперечного сечения шипа.

Кроме того поверяется напряжение смятия по опорной поверхности шипа по формуле:

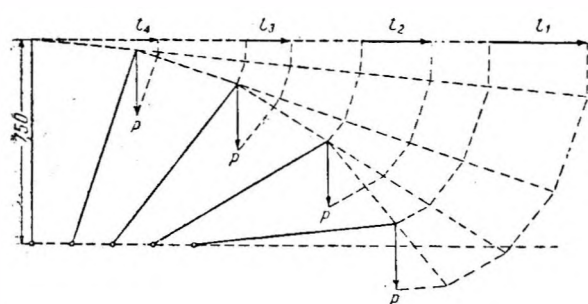
$$\frac{\Gamma_y}{d l_1} \leq [\sigma], \quad (412)$$

где Γ_y — вертикальная составляющая опорной реакции;

d — диаметр шипа;

l_1 — длина опирания шипа.

Передний подшипник поверяется на выкалывание верхней крышки по двум плоскостям и на растяжение по двум плоскостям соединения



Фиг. 512. Схема подъема фермы Поаре.

верхней крышки с плитой. Задний подшипник поверяется на выкалывание и изгиб задней стенки. Болты, закрепляющие подшипники фермы в кладке флютбета, рассчитываются на силу, равную по величине и обратную по знаку опорной реакции, в предположении разрыва половины болтов.

Если река несет много наносов и уложенные на флютбет фермы могут заноситься,

то при проверке прочности фермы для случая подъема ее с флютбета учитывается и вес наносов. При этом задаются возможной толщиной слоя наносов и, в соответствии с шириной элементов фермы, объемным весом и углом естественного откоса наносов, определяют нагрузку на ферму от наносов.

В первый момент подъема ферму можно рассматривать как брус, свободно лежащий на двух опорах (подшипник и тяговая цепь, прикрепленная к верхней распорке) и подвергающийся действию собственного веса и веса наносов. Таким образом к верхнему концу каждой фермы приложена вертикальная сила:

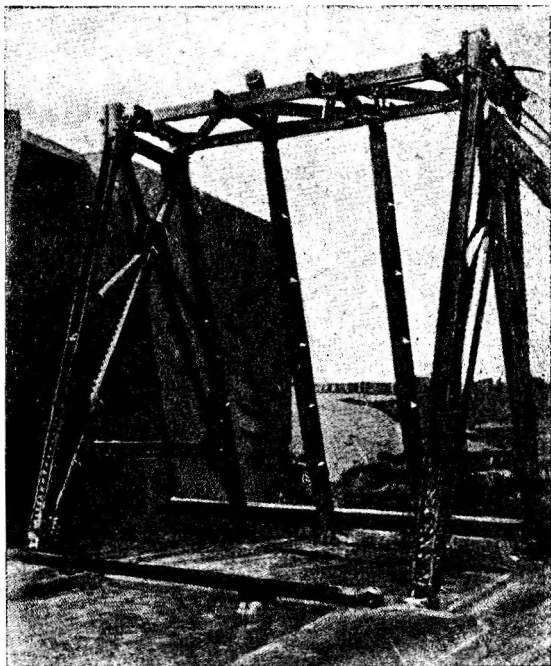
$$P = \frac{G \cdot e}{h} + G_1, \quad (413)$$

где G — полный вес фермы с учетом веса слоя наносов;
 e — расстояние центра тяжести фермы от оси вращения;
 h — высота фермы (до оси вращения);
 G_1 — вес цепи, захватов и других деталей мостика.

Тяговое усилие t , прилагаемое к каждой ферме, и суммарное тяговое усилие T для расчета лебедки, поднимающей одновременно несколько ферм, равное сумме тяговых усилий всех поднимаемых ферм $T = \sum t$, а также длина цепи определяются из построения схемы подъема ферм (фиг. 512). Обычно поверочный расчет для случая подъема ферм с флютбета не приводит к усилению ферм, поскольку приходится задаваться незначительной толщиной слоя наносов (примерно не более 0,2—0,3 м), так как при большем заносе фермы вообще нельзя будет поднять и наносы придется удалять посредством механических снарядов.

§ 144. СИСТЕМА ШВАРЦЕРА

В 1907 г. инж. Шварцером была применена на плотине у Мельника на р. Эльбе (Чехословакия) предложенная им разновидность ферм Поаре, получившая название системы Шварцера. Шварцер ввел промежуточные металлические стойки, располагаемые между основными фермами в плоскости их передних ног и имеющие аналогичные фермам оси вращения. Наверху стойки имеют отгиб в вертикальном направлении и шарнирно соединяются со служебным мостиком образуя вместе с фермой, соединенной с звеном мостика, секцию. При установке и укладке подвижных опор все элементы секции перемещаются одновременно. Во избежание перекашивания секций в период подъема или опускания одна из стоек секции снабжена особой поддерживающей стойкой со стороны нижнего бьефа. Наличие промежуточных стоек позволило расставить фермы одна от другой на расстоянии примерно втрое большем (3,75—3,90), чем в системе Поаре с щитками Буле. Фермы при этом приняты несколько более сильные, без нижней горизонтальной распорки, благодаря чему при укладке на



Фиг. 513. Фермы Шварцера Фаустовской плотины на Москва-реке.

флютбет они не наваливаются одна на другую, а ложатся свободно. Система Шварцера применена у нас на новой Фаустовской плотине на Москва-реке (1926 г.) — фиг. 513. Конструирование и расчет затвора системы Шварцера во многом сходны с таковыми же для затвора системы Поаре, поэтому можно ограничиться указаниями только о специфических особенностях системы Шварцера. Фермы Шварцера рассчитываются как статически неопределимая система, промежуточные стойки рассматриваются как балки, свободно лежащие на двух опорах (подшипнике и мостике) и подвергающиеся изгибу от давления воды, веса мостика и собственного веса. Фермы снабжаются внизу стальными отливками, которые прикрепляются к ногам и раскосам посредством болтов. Передние отливки имеют

проушины, через которые пропускаются оси передних подшипников. Такими же отливками снабжаются и промежуточные стойки. Задние отливки делают или аналогичными передним или в виде болванок со вставленными в них горизонтальными шипами. Передние подшипники ферм и подшипники промежуточных стоек обеспечивают шарнирное вращение проушин отливок, задние же подшипники устраиваются или аналогично передним или с чашкой, служащей для восприятия давления от шипа ферменной отливки.

§ 145. ХАРАКТЕРИСТИКА И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ЗАТВОРОВ СИСТЕМЫ ПОАРЕ И ШВАРЦЕРА

1. Затворы системы Поаре и Шварцера могут перекрывать отверстия весьма значительных пролетов — до 200 м и более при высоте затвора до 8—9 м. Отверстие плотины может целиком освобождаться от затворов, совершенно не стесняя судоходных габаритов и создавая возможность безопасного прохода судов и сброса паводков и наносов.

2. Регулирование горизонта верхнего бьефа при спицевом заграждении производится довольно грубо и с пропуском большого удельного расхода на единицу длины отверстия с вытекающей отсюда необходимостью соответствующего крепления ложа реки. Щиты Буле и Яницкого и шторы Камере позволяют более точно регулировать горизонт верхнего бьефа, причем щиты, снимаемые обычно равномерно по длине отверстия, дают гораздо более благоприятную гидравлическую картину сброса воды, чем спицы, а также шторы Камере, создающие донное течение.

3. Сброс льда при поднятом затворе не допускается, поэтому фермы должны быть уложены до начала ледохода. Зимняя работа¹ затворов Поаре и Шварцера со щитами, вообще говоря, допустима только в умеренном климате при наличии следующих условий: а) возможности сброса осеннего паводка в условиях отсутствия значительных масс шуги, донного льда; б) отсутствия необходимости в сбросе зимних паводков; в) повседневного обслуживания плотины.

Зимняя работа спиц и штор Камере вследствие их смерзания ненадежна.

4. Потеря воды через неплотности в затворах очень значительна при спицах и является по существу главным недостатком последних. Щиты и шторы дают меньшую потерю, которая однако больше, чем при любом цельном затворе, вследствие наличия большого количества стыков.

5. При обилии наносов в реке маневрирование фермами может быть связано со значительными затруднениями, которые могут быть созданы случайными препятствиями при подъеме одной фермы, поскольку такое препятствие делает невозможным поднятие других ферм и останавливает сборку всей плотины.

6. Сборка и разборка плотины требуют достаточно длительного времени и усиленного обслуживающего персонала.

7. Осмотр и ремонт ферм сопряжены с большими затруднениями. Осмотр и замена элементов (водоудерживающей стенки щитов, спиц и т. п.) весьма просты.

8. Сама по себе конструкция затвора и подъемных механизмов, а также изготовление, транспортирование и монтаж достаточно просты и не требуют мощного оборудования.

9. Стоимость затвора с подъемными механизмами на 1 м² перекрываемого отверстия относительно невелика благодаря простоте изготовления частей затвора и возможности широкого использования дерева для водоудерживающей стенки и служебного мостика, получающегося весьма

¹ Березинский А. Р., Бабьегородская плотина на Москва-реке, журнал "Водный транспорт" № 7 за 1936 г.

облегченным. Правда, высота ферм увеличивается бесполезно для подъема воды на всю величину того углубления во флютбете, в которое фермы укладываются, и это бесполезное увеличение высоты фермы тем значительнее, чем больше высота подпора. Стоимость водоудерживающей стенки из спиц или щитов приблизительно одинакова, шторы Камере обходятся дороже примерно на 25%.

Сравнивая системы Поаре и Шварцера, следует отдать предпочтение первой, так как хотя фермы Шварцера дают несколько меньший расход материала, но требуют большего подъемного усилия, число шарнирных соединений увеличивается, усложняется конструкция мостика, опор и т. д. Этими причинами и объясняется наличие сравнительно небольшого числа случаев применения системы Шварцера (на рр. Эльбе, Майне, Одере, Москва-реке).

Сопоставляя разные типы водоудерживающей стенки — спицы, щиты и шторы, следует прежде всего отметить, что шторы Камере в силу присущих им ряда серьезных недостатков, уже отмеченных выше, не получили большого распространения. По сравнению со спицами щиты имеют следующие преимущества:

- 1) большую плотность, а следовательно меньшие потери воды;
- 2) возможность перекрытия отверстий большей высоты;
- 3) более точное регулирование горизонта воды и более благоприятную гидравлическую картину сброса воды;
- 4) возможность использования щитов для зимней службы плотины;
- 5) лучшее использование материала благодаря меньшему, чем в спицах, пролету и возможности применения переменной толщины щитов по высоте отверстия.

В то же время надо отметить, что спицы позволяют гораздо быстрее освободить отверстие плотины, что важно в реках с быстро наступающими паводками. С другой стороны, применение спиц на реках с неожиданно наступающими ледоходами может вызвать смерзание спиц, невозможность освобождения отверстия и следовательно аварию.

Таким образом можно сделать вывод, что фермы Поаре с щитами являются наилучшей из рассмотренных конструктивных разновидностей данного типа затвора, применение которого следовательно возможно при следующих обстоятельствах:

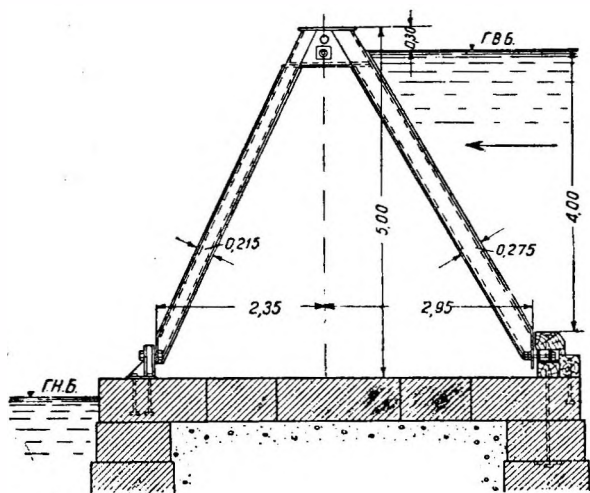
- 1) необходимости перекрыть отверстие значительного пролета без какого бы то ни было стеснения габарита;
- 2) допустимости перерывов в работе плотины (отсутствия напора) на время пропусков паводков и ледохода, а также (в большинстве случаев) и зимой;
- 3) допустимости значительных потерь воды на неплотности в затворе;
- 4) отсутствии необходимости в очень точном регулировании горизонта верхнего бьефа;
- 5) допустимости затраты сравнительно продолжительного времени на закрытие и освобождение отверстия плотины (несколько десятков часов);
- 6) возможности обеспечения подъема ферм при сравнительно небольшом слое отложившихся наносов, не можем повредить фермы при их подъеме или затруднить самый подъем;
- 7) отсутствии значительного количества карчей и других плавающих тел, затрудняющих маневрирование фермами и щитами;
- 8) отсутствии возможности применения для маневрирования затворами какого-либо другого привода кроме ручного;
- 9) необходимости изготовления и монтажа затвора при ограниченных возможностях оборудования, при максимальном использовании дерева и минимальной первоначальной стоимости затвора;
- 10) необходимости создать временное ограждение значительного пролета на плотинах, шлюзах, каналах.

§ 146. ПРИНЦИПЫ УСТРОЙСТВА ЗАТВОРА

Стремление максимально сократить продолжительность закрытия и освобождения отверстия плотины, избавившись от хлопотливых операций со щитами Буле, привело американского инженера Томаса к разработке ферм своей конструкции, сходной с системой Поаре.

Фермы Томаса были применены на плотине № 6 на р. Охайо у Бивера (штат Пенсильвания) для перекрытия отверстия пролетом 36,6 м (фиг. 514).

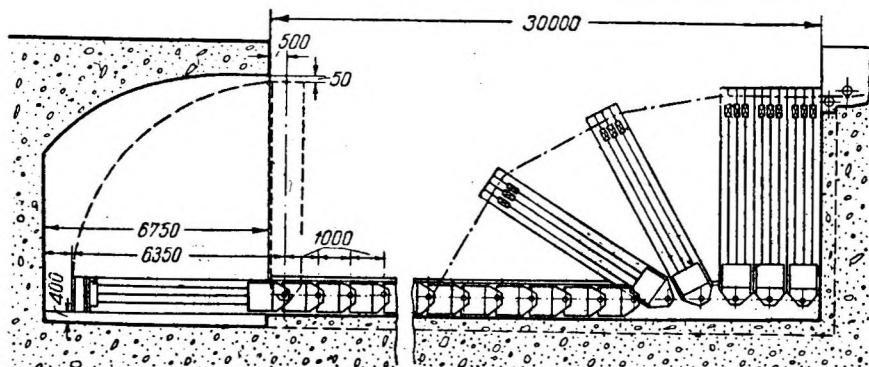
Фермы Томаса имеют А-образную форму без нижней распорки, и при укладке их на флютбет они входят одна в другую, образуя массивный металлический порог. В поднятом виде фермы прижимаются друг к другу, создавая сплошную водоудерживающую стенку. Верхние распорки ферм образуют служебный мостик.



Фиг. 514. Фермы Томаса плотины у Бивера на р. Охайо.

Установка и укладка ферм Томаса производятся, как и при фермах Поаре, при помощи тяговой цепи, идущей к лебедке на тонком устье.

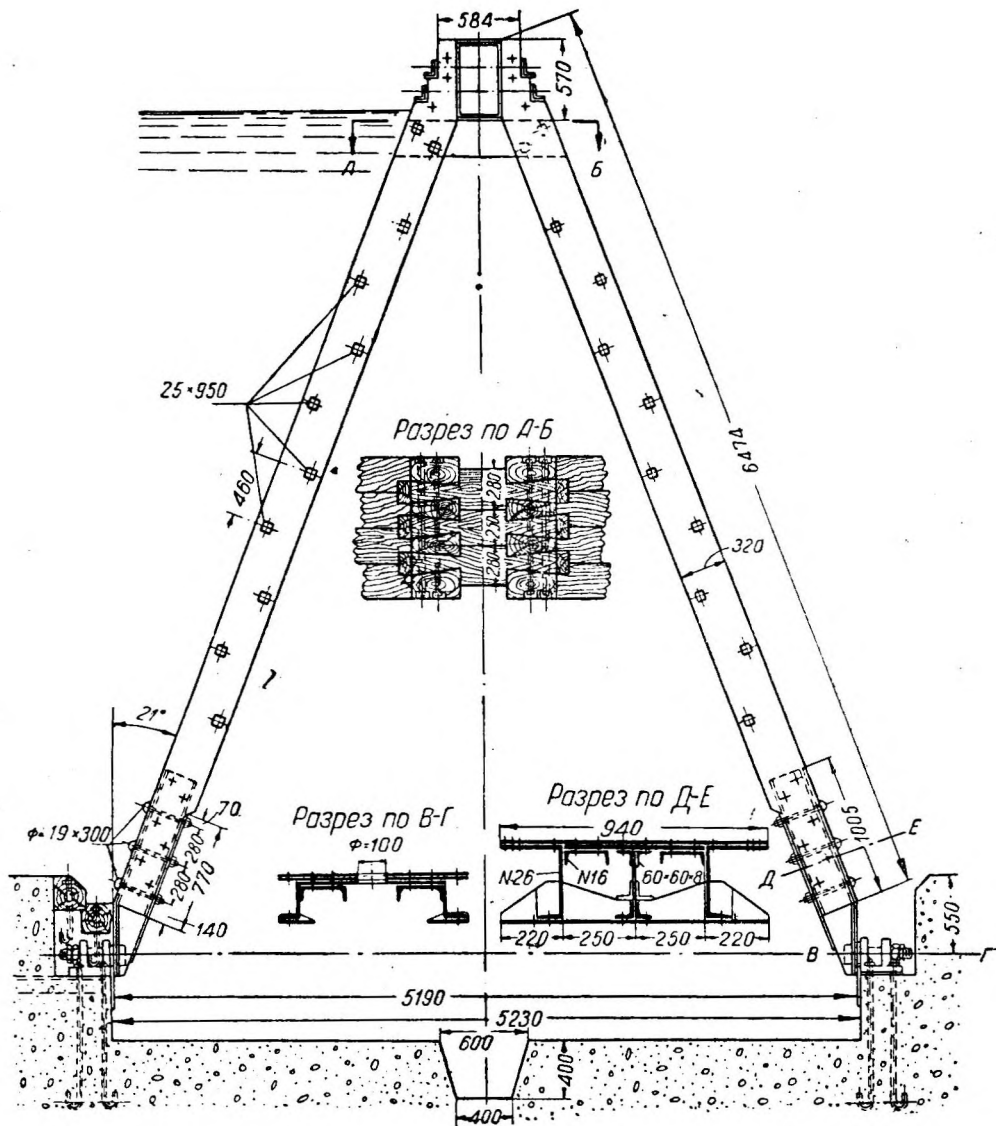
Помимо плотин на р. Охайо фермы Томаса были применены на р. Кентукки и в последнее время (1931 г.) на р. Кэмберленд у Нашвиля. При шлюзовании р. Охайо затворы Томаса были применены из соображе-



Фиг. 515. Деревянные фермы Томаса на канале Москва — Волга.

ний простоты конструкции и маневрирования, причем предполагалось, что они с успехом смогут заменить спицевые заграждения, не подходящие в условиях обильных наносов и сильных ледоходов на р. Охайо. Однако фермы на плотине № 6 пришлось поднять только один раз, так как, будучи уложены на флютбет, они были настолько занесены, что пришлось прибегнуть к перемычке, откачать воду и удалить отложившиеся наносы и гравий. После этого фермы уже больше не опускались, образовав глухую плотину. Эта неудача скомпрометировала систему Томаса и затормозила ее распространение, поскольку установилось мнение, что

фермы Томаса "аккумулируют песок и гравий". Между тем в данном случае причиной аварии являлись другие обстоятельства: при сооружении плотины пришлось удалить гравийную отмель, которая вновь образовалась после окончания постройки и распространилась в сторону как верхнего, так и нижнего бьефов, следствием чего явилось занесение ферм, покоившихся на низко расположенном флютбете глубоко на дне реки. Указан-



Фиг. 516. Деревянная ферма Томаса на канале Москва — Волга.

ные факторы были учтены и получили должную оценку при сооружении упомянутой выше плотины на р. Кэмберленд, где все же были применены фермы Томаса, маневрирование которыми не вызвало никаких затруднений.

В СССР фермы Томаса применены только на канале Москва — Волга¹ в качестве ремонтно-аварийного заграждения на верхней голове

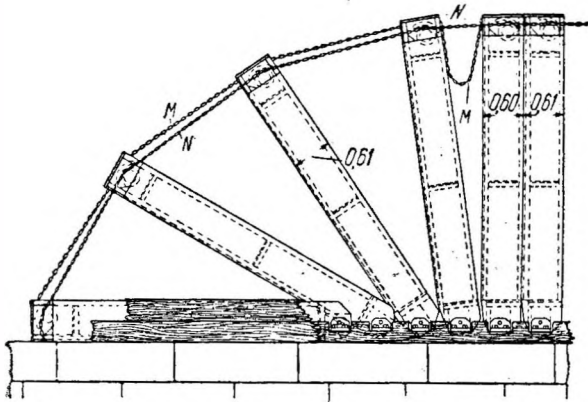
¹ Чубук, Фермы Томаса, журнал "Москвалогострой" № 4, 1935.

шлюзов и предохранительного заграждения на канале. Наряду с металлическими фермами высотой до 6,85 м здесь впервые были применены и деревянные (из лиственницы) фермы высотой 6,35 м (при ширине фермы по фасаду 0,98 м) (фиг. 515 и 516).

§ 147. ОСНОВЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

Вследствие ограниченного числа осуществленных конструкций, в основном не отличающихся от первоначальной, достаточно привести описание впервые примененных ферм Томаса.

Фермы имеют высоту над порогом 4,0 м при ширине поверху 0,75 м и понижу 5,30 м и по фасаду 0,61 м (фиг. 517). Ноги фермы приняты

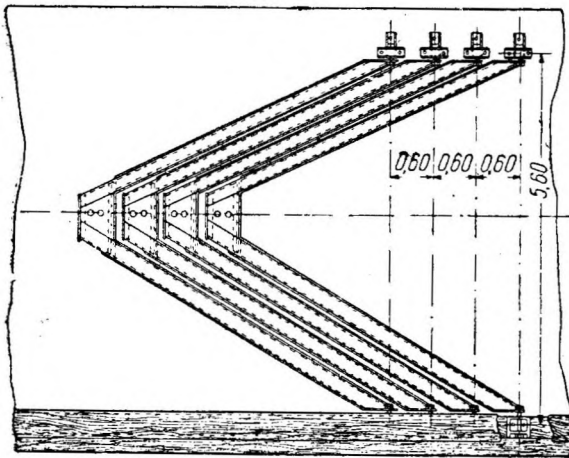


закрытого коробчатого сечения (фиг. 518), причем обшивка с нижней стороны не вызывается необходимостью с точки зрения статической работы и применена главным образом для того, чтобы предупредить проникание наносов со стороны нижнего бьефа при укладке ферм.

В целях лучшего уплотнения установленных ферм передние ноги ферм несколько входят одна в другую. Такое уплотнение может быть устроено или у передней или у задней ноги или у обеих ног вместе. Внизу ноги фермы оканчиваются клепаной коробкой, снабженной отверстием для оси вращения (фиг. 519).

Подшипники—двухстенчатые с осью вращения, на которой консольно насажен нижний конец ноги фермы.

Маневрирование фермами происходит при помощи тяговой цепи, которая для плотины № 6 на р. Охайо имеет длину 133 м при длине звена 98 мм и толщине железа $d = 18$ мм. Кроме тяговой цепи N (фиг. 517) имеются запасные цепи M , соединяющие отдельно каждую пару ферм. Тяговая цепь непрерывно дви-

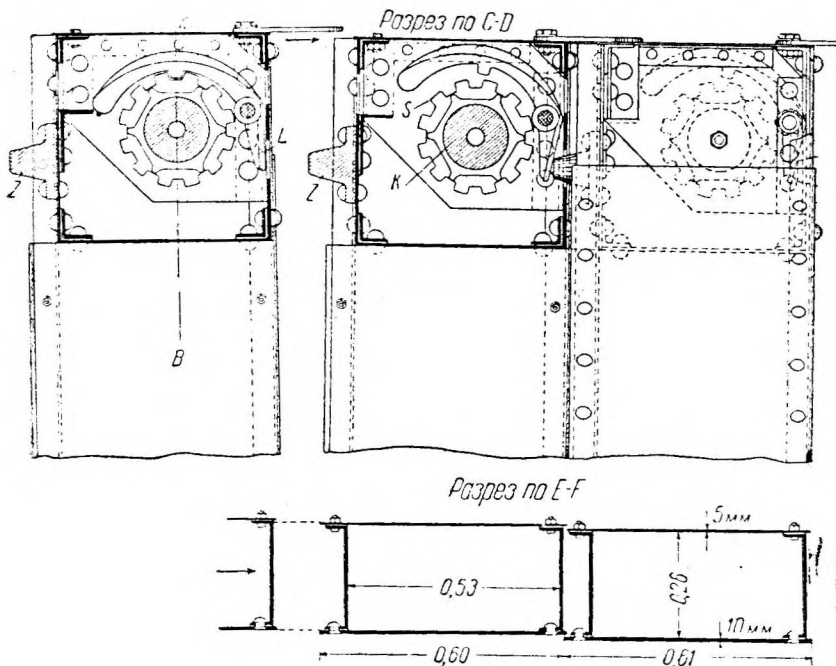


Фиг. 517. Фермы Томаса плотины у Бивера на р. Охайо.

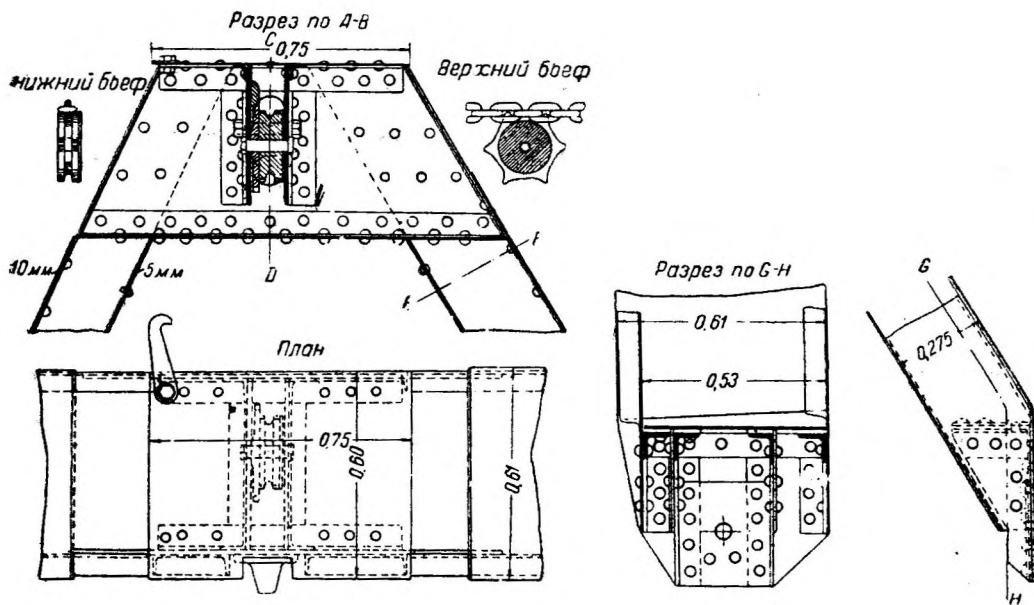
жется по свободно вращающемуся цепному колесу K , прикрепленному к верхней распорке фермы (рис. 518). С этим колесом наглухо соединен храповик S , который во время подъема фермы зажат собачкой. Как только ферма принимает вертикальное положение и входит в соприкосновение с уже стоящей соседней фермой, прилив Z последней надавливает на рычаг L собачки, которая поднимается, и храповик с колесом получает возможность свободно вращаться при проходе цепи, идущей сквозь все фермы. В то же время поднятая ферма присоединяется к уже стоящей ферме при помощи ручного крюка.

Ферма Томаса рассчитывается как система статически-неопределяемая относительно внешних сил (фиг. 520). Благодаря лишнему закрепле-

нию ферма не может менять расстояние между опорами, вследствие чего появляется распор H , принимаемый в данном случае за лишнюю неизвестную. Действующими силами являются давление воды, собственный вес,



Фиг. 518.



Фиг. 519.

вес цепей и людей, производящих маневрирование. Последними двумя нагрузками за их незначительность можно пренебречь. Передняя нога подвергается изгибу и растяжению, задняя нога и верхняя распорка—изгибу и сжатию. Сечение передней ноги также проверяется на касательные

напряжения от действия перерезывающей силы, определяемой как первая производная от изгибающего момента в данном сечении. Усилия и изгибающие моменты от давления воды и собственного веса, определяемые отдельно, затем суммируются и являются расчетными для подбора сечений.

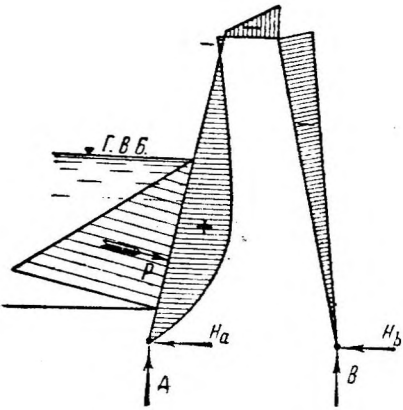
Для определения опорных реакций и треугольнику заменяется сосредоточенной

распора эпюра давления воды по силой P , расположенной в центре

момента. При определении изгибающего момента в ноге фермы давление воды принимается по треугольнику.

Определив горизонтальную и вертикальную составляющие силы P , находят от каждой из них опорные реакции, моменты в узлах, нормальные усилия и изгибающие моменты в элементах фермы. В заключение ферма проверяется на нагрузку от наносов в первый момент ее подъема аналогично фермам Поаре.

Передний подшипник рассчитывается на вертикальное вырывающее усилие и горизонтальный распор, направленный изнутри, задний подшипник — на вертикальное прижимающее усилие и горизонтальный распор, направленный извне. Ось вращения рассматривается как балка, равной



Фиг. 520.

двух опорах, нагруженная посередине сосредоточенной силой, равной опорному давлению. Производится также проверка давления плиты подшипника на кладку и сечений анкерных болтов.

Величина подъемного усилия определяется в общем аналогично фермам Поаре.

§ 148. ХАРАКТЕРИСТИКА И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ЗАТВОРОВ СИСТЕМЫ ТОМАСА

К достоинствам ферм Томаса следует отнести:

1. Возможность перекрытия отверстия значительного пролета при высоте до 6—8 м и полного освобождения отверстия без стеснения судового габарита.
2. Сравнительно небольшие потери воды на неплотности в затворе.
3. Быстрое, простое и безопасное маневрирование фермами, требующее всего 2—3 человек при наличии ручной лебедки.
4. Отсутствие мелких частей, жесткость конструкции.
5. Отсутствие необходимости в специальном служебном мостике, а также в перевозке и сохранении элементов водоудерживающей стенки.

Основными недостатками ферм Томаса являются:

1. Отсутствие возможности регулирования горизонта верхнего бьефа.
2. Ненадежность эксплуатации в условиях сильного ледохода, так как удары льдом неблагоприятно отражаются на опорных частях.
3. Возможность смерзания ферм зимой.
4. Сложность монтажа в связи с большим числом подшипников и необходимостью обеспечения плотного прилегания ферм друг к другу.
5. Трудность осмотра и ремонта ферм.
6. Значительные затраты металла и стоимость конструкции, быстро возрастающая с увеличением высоты фермы.

Таким образом фермы Томаса могут применяться: 1) для перекрытия отверстий значительных пролетов в плотинах, имеющих кроме того затворы, позволяющие регулировать горизонт верхнего бьефа; 2) при мяг-

кой зиме без сильных ледоходов; 3) при необходимости быстрого освобождения отверстия без стеснения габарита; 4) при необходимости обойтись простыми подъемными приспособлениями с ручным приводом; 5) в качестве ремонтных заграждений на судоходных шлюзах большого размера, а также на сооружениях на каналах.

В. СТОЕЧНО-ПЛОСКИЕ (МОСТОВЫЕ) ЗАТВОРЫ

§ 149. ПРИНЦИПЫ УСТРОЙСТВА И РАЗВИТИЕ ТИПА ЗАТВОРА

Стоечно-плоские затворы, называемые также мостовыми¹, принадлежат к старейшим типам затворов и в своем первоначальном виде представляли примитивное заграждение из спиц, верхние концы которых опирались на балку или мостик. В дальнейшем по мере роста размеров отверстий плотин были введены промежуточные постоянные стойки, служившие опорами для шандоров или небольших щитков. В связи с развитием судоходства выявилась необходимость полностью освобождать отверстие, в результате чего появились поворотные опоры — фермы Поаре, укладываемые на флютбет. Однако неблагоприятные результаты эксплуатации ферм Поаре в условиях обильных наносов карчей, а также затруднительность их осмотра и ремонта вызвали стремление к применению убирающихся промежуточных стенок. Так возникли современные стоечно-плоские затворы с мостом постоянного типа и массивными стойками.

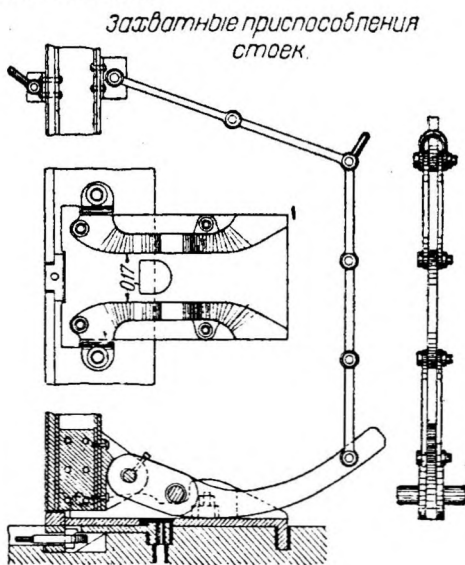
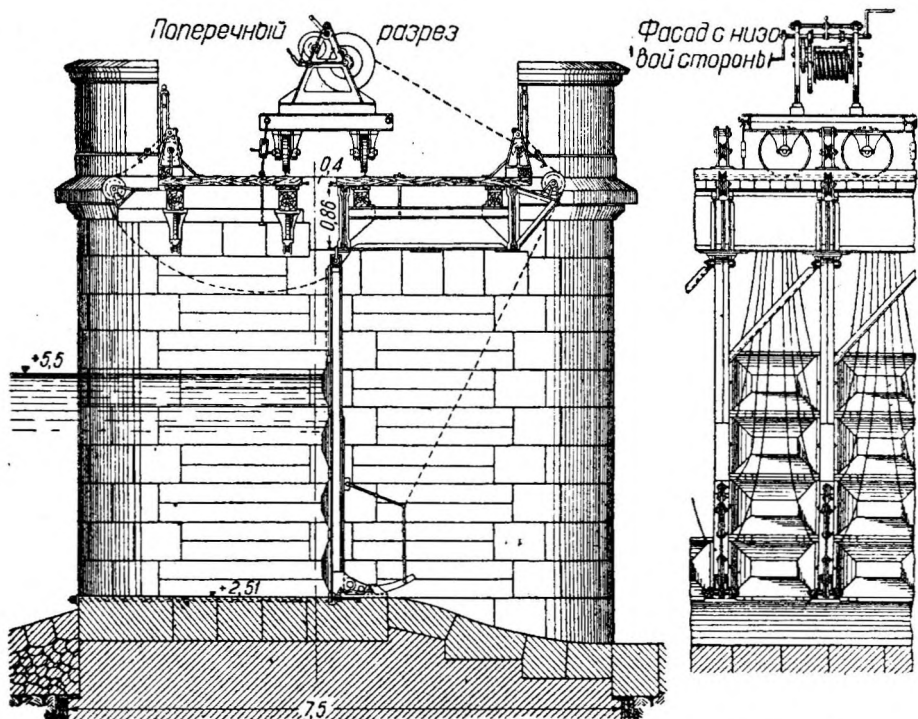
Этот тип затвора был предложен в 1873 г. французским инженером Тавернье для плотин на р. Роне и впервые был применен в 1875 г. на плотине на р. Эльбе у Претциен (фиг. 521). Общий пролет этой плотины в 162,8 м подразделен на 9 отверстий, в каждом из них расположено по 8 стоек, верхние концы которых шарнирно опираются на мост, а нижние — на подвижную опору, расположенную на флютбете и управляемую посредством коленчатого рычага. Отверстия между стойками перекрываются небольшими щитами высотой 0,84 м и шириной 1,31 м, поднимаемыми индивидуальными тросами. После окончания уборки щитов стойки освобождаются от нижней опоры при помощи коленчатого рычага и поднимаются вверх, поворачиваясь по направлению течения и создавая таким образом возможность пропуска льда.

В 1885 г. была выстроена плотина на р. Сене у Поз, где стоечно-плоские затворы поддерживают подпор в 4,18 м при пролетах отверстий в 30,16—32,48 м (фиг. 522). Стойки длиной 11,62 м связаны по четыре, образуя рамы, и в отличие от плотины у Претциен имеют постоянную нижнюю опору на флютбете. При подъеме вверх стойки вращаются в сторону верхнего бьефа. В качестве водоудерживающей стенки применены шторы Камере. Мост состоит из двух частей: верхнего — маневого и нижнего, воспринимающего горизонтальное давление воды, передаваемое стойками. На верхнем мосту уложены две рельсовые колеи для передвижения лебедки, служащей для маневров с рамами, и для передвижения крана, при помощи которого поднимаются и опускаются шторы Камере. С нижней стороны рам, на 1 м выше горизонта верхнего бьефа, расположен нижний разборный служебный мостик с рельсовым путем для лебедки, служащей для маневров со шторами. На случай скопления льдин перед плотиной, препятствующих подъему рам, подушки, на которые опираются концы оси вращения рам, сделаны подвижными и снабжены салазками, позволяющими приподнять раму и повернуть ее в сторону нижнего бьефа для создания возможности пропуска льда. Подъем рам производится домкратами на тележке, перемещающейся по пути нижнего моста.

¹ Так как характерной частью затвора является мост.

Получив распространение на ряде плотин в Европе и Америке, стоечно-плоские затворы подверглись в дальнейшем ряду изменений.

В целях обеспечения пропуска льда, на выстроенной в 1923 г. плотине у Ранзерн на р. Одере (фиг. 523) стойки длиной около 16 м под-



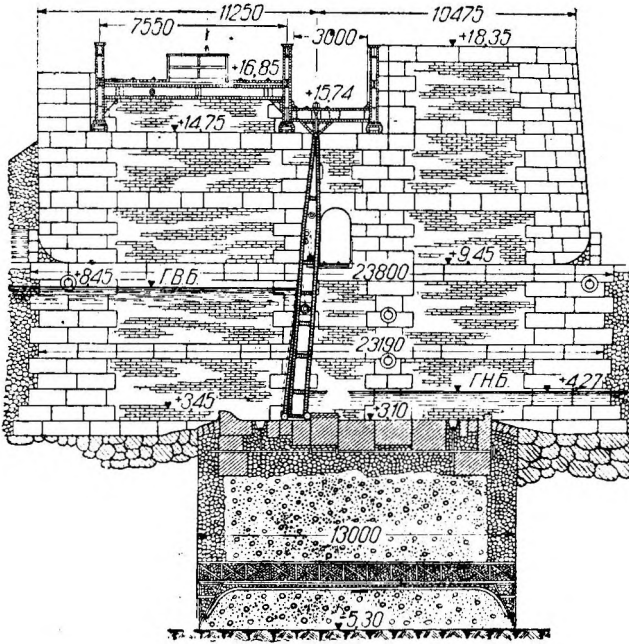
Фиг. 521. Стоечно-плоский (мостовой) затвор плотины у Претциен.

весили к нижнему поясу моста на эксцентриковый вал, благодаря чему) при вращении вала верхняя часть стойки несколько отодвигается от моста, приподнимается над порогом флютбета, освобождается от нижней опоры и после этого поворачивается по направлению течения. На плотине

у Ранзерн с отверстием в 51 м применены плоские колесные щиты высотой 4,65 м и шириной 6,34 м.

На плотине у Мировиц на реке Молдаве вместо отдельных небольших щитов, расположенных в несколько рядов по высоте отверстия, был применен плоский металлический щит высотой 5,30 м и шириной 1,84 м с опорными катковыми тележками Стоinea.

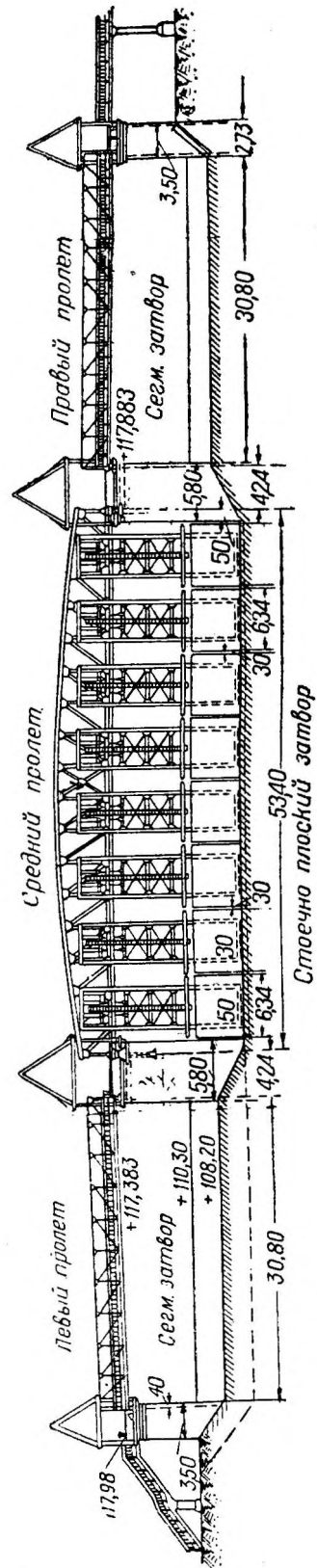
Вместо первоначальных конструкций стоек, где каждая из них служила общей опорой для двух смежных щитов, начали



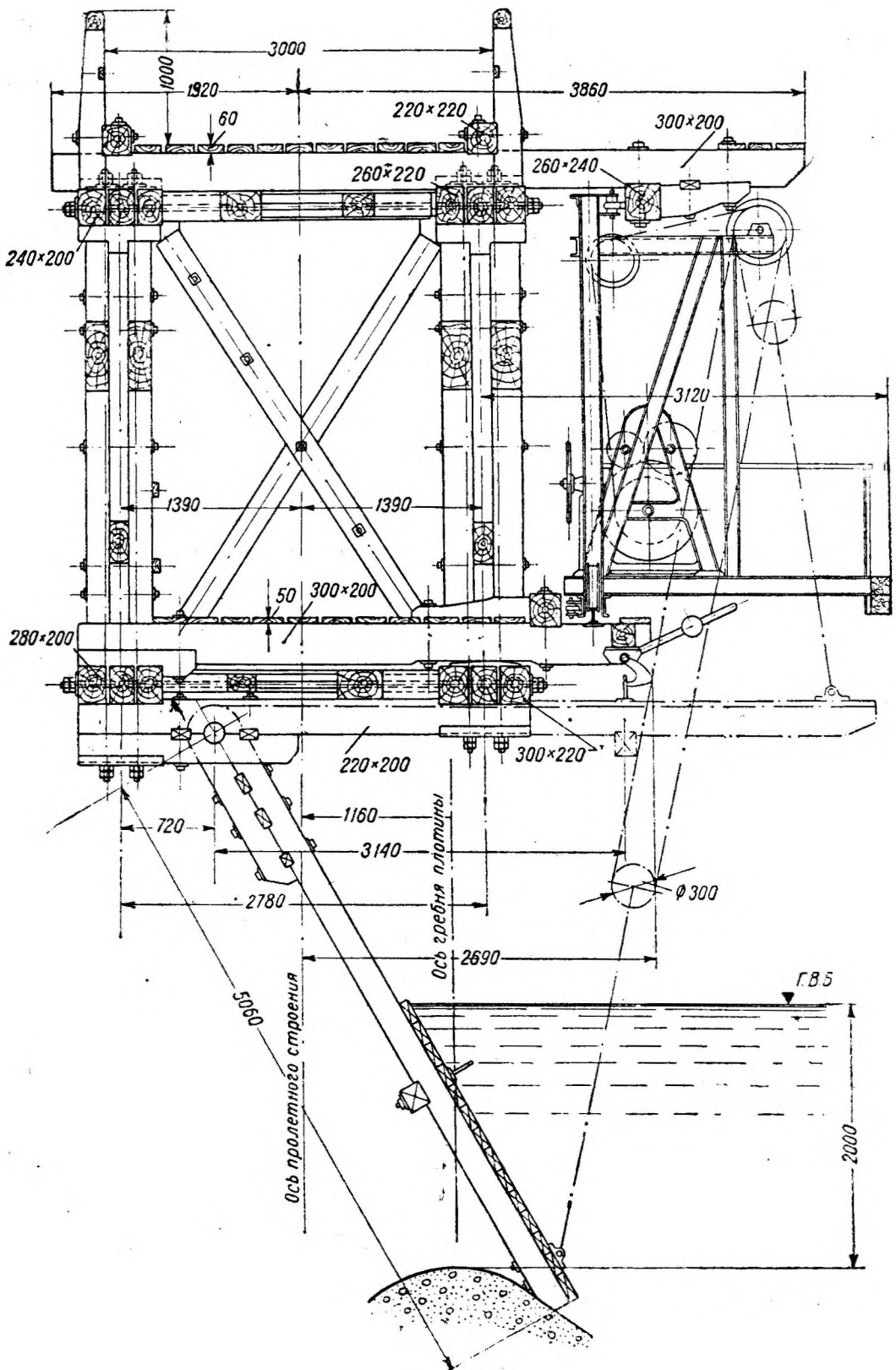
Фиг. 522. Слоенно-плоский (мостовой) затвор плотины у Поз.

применять парные стойки, связанные решеткой в одно целое (раму) и служащие опорами только одного щита. Благодаря этой конструкции каждая секция пролета может обслуживаться независимо от соседних секций. При этом отпадает также необходимость удаления щитов со стоек; щиты поднимаются на верхнюю часть стоек, поворачиваются и подвешиваются под мост вместе со стойками, что значительно ускоряет освобождение отверстия в случае наступления внезапного половодья или ледохода.

В целях обеспечения больших надводных габаритов на плотинах у Мельник на реке Эльбе и на Нью-Йоркском Баржканале применены подъемные мосты, которые вместе с тем значительно облегчают конструкцию стоек вследствие уменьшения их длины.



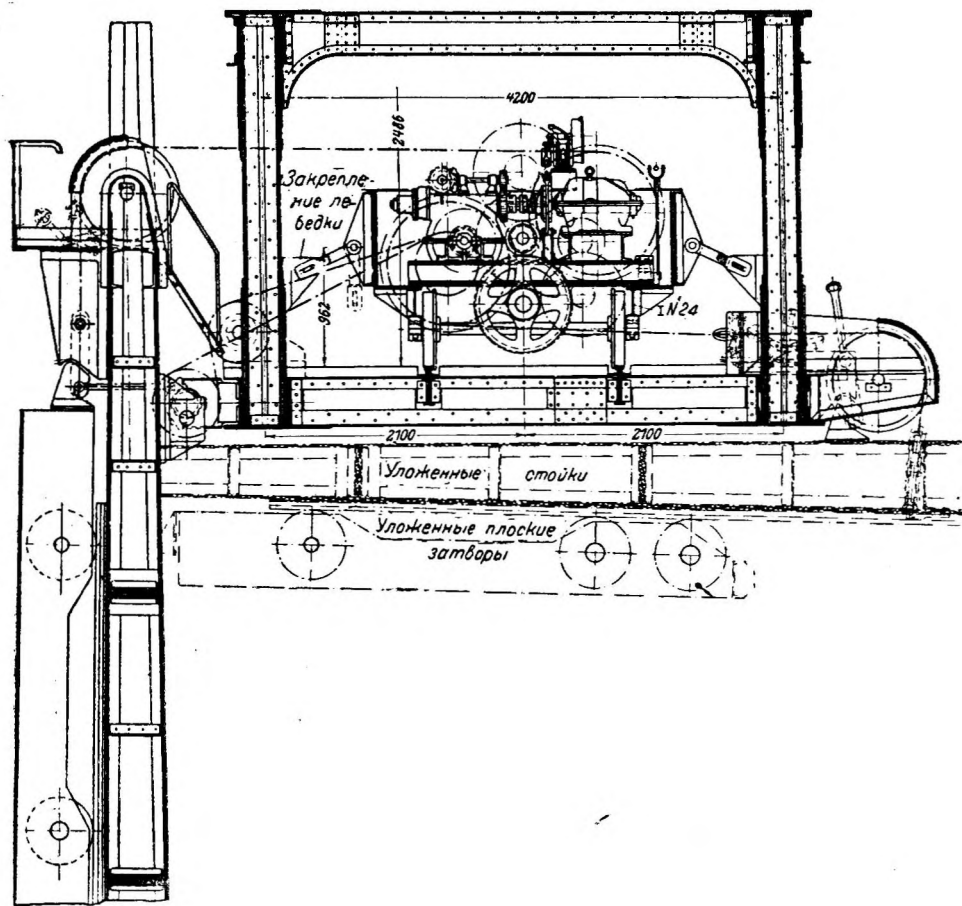
Фиг. 523. Стоечно-плоский (мостовой) затвор плотины у Ранзерн.



Фиг. 524. Стоечно-плоский (мостовой) затвор Пало-Коргской плотины.

жесткости. Ригели конструируются простого сечения из швеллеров и распределяются по высоте затвора в соответствии с принципом их равнонагруженности и принятым размещением колес. Металлическая обшивка прикрепляется к ригелям и вертикальным стойкам (фиг. 525).

Число колес в щитах принимается в пределах 4—6, причем расположение их по высоте диктуется также соображениями равнонагруженности каждого колеса. Колеса помещаются между диафрагмами, причем, во избежание отрыва их от стоек при вращении последних, устраиваются специальные направляющие скобы.



Фиг. 526. Подъемный механизм стоечно-плоского (мостового) затвора.

В остальном расчет и конструирование щитов производится в соответствии с указаниями гл. 11. Следует отметить, что при редкой работе щитов очень быстро увеличивается сопротивление трения в подшипниках колес, вследствие чего колеса иногда совершенно отказываются служить и затворы начинают перемещаться уже как скользящие. В связи с этим легкие щиты при опускании застревают, не дойдя до своего исходного нижнего положения, цепи же не обеспечивают возможности принудительной посадки щита на порог. Поэтому не рекомендуется придавать щитам слишком малые размеры или же разделять их на части по высоте.

Стойки в основном рассчитываются как балки, лежащие на двух опорах — пороге флютбета и подушке моста, и находящиеся под действием

нагрузки от разности давлений воды верхнего и нижнего бьефов, передаваемой колесами щитов в виде сосредоточенных сил. Поперечное сечение стоек в целях экономии материала, а следовательно и облегчения маневрирования принимается обычно в виде бруса равного сопротивления с прямолинейным очертанием со стороны верхнего бьефа. Сечение стоек имеет форму двутавровой или (при значительных напорах и длинных стойках) коробчатой балки. В последнем случае рекомендуется прибегать к сечениям с широкими полками и двумя вертикальными стенками. Выше горизонта верхнего бьефа каждая пара стоек связывается жесткими распорками и диагоналями; нижние концы стоек также связываются и снабжаются деревянными брусками, служащими для упора на порог флютбета и смягчения удара при опускании стоек. Стойки прикрепляются к мосту шарнирно, причем устройство эксцентрикового вала обеспечивает первоначальный небольшой подъем стойки с последующим вращением ее в сторону нижнего бьефа (фиг. 526).

Подъем каждой секции стоечно-плоского затвора слагается из следующих операций:

- 1) подъема щитов из рабочего положения на верхнюю часть спаренных стоек и подвешивания их при помощи роликов; поднятые щиты в наивысшем положении удерживаются особыми выдвижными рычагами;
- 2) подъема спаренных стоек несколько вверх и освобождения их от нижней опоры на флютбете;
- 3) вращения стоек вместе со щитами в сторону нижнего бьефа с приведением их в горизонтальное положение;
- 4) подвешивания стоек и щитов к мосту при помощи специальных крюков, после чего лебедка освобождается и направляется к следующей секции затвора.

Опускание каждой секции затвора совершается в обратном порядке.

Для осуществления перечисленных операций подъемный механизм снабжается двумя системами парных тяг: а) для подъема щитов и б) для вращения стоек вместе с щитами, а также имеет цепную передачу для вращения эксцентрикового вала.

Продолжительность подъема одной секции стоечно-плоского затвора при моторном приводе колеблется в пределах 10—20 мин., при ручном — 30—50 мин. На опускание требуется несколько меньше времени.

Для характеристики веса стоечно-плоских затворов укажем, что на современной плотине у Граве на р. Маас (Голландия), состоящей из двух пролетов по 51,76 м и одного в 63,86 м при высоте затвора в 4,80 м, общий вес заграждения (без подъемных механизмов) выражается в следующих цифрах:

Мост	1 847,4 м
Стойки	167,1 "
Щиты	337,4 "
	2 351,9 м

При общей площади перекрываемого отверстия 803,4 м² вес заграждения на 1 м² площади отверстия получается равным 2,93 т, в том числе вес моста 2,3 т (мост в данном случае обслуживает только пешеходное движение). Следует отметить, что ни один из известных типов затворов не вызывает столь значительной затраты металла на единицу перекрываемой площади.

В заключение приведем некоторые замечания относительно проектирования стоечно-плоских затворов в случае применения в качестве вододерживающей стенки щитов Буле или штор Камере, а не колесных щитов. Расчет и конструирование щитов Буле и штор производятся так же, как в затворах системы Поаре. Расстояние между крайними стойками секции принимается примерно равным ширине щитов или штор, т. е. в пределах

1—2,5 м, при этом иногда применяют и промежуточную стойку. Если стойка является опорой одновременно для двух смежных щитов или штор, стойки во избежание скручивания крайней стойки при наличии поднятой соседней секции, связывают попарно и маневрируют ими независимо от соседних секций. При освобождении отверстия щиты поднимают на мост; тяжелые шторы в поднятом и скрученном виде закрепляются на верхней части стоек и вращаются вместе с последними. Оборудование подъемными механизмами затворов с щитами Буле и шторами Камере уясняется из фиг. 521 и 522.

§ 151. ХАРАКТЕРИСТИКА И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ СТОЕЧНО-ПЛОСКИХ ЗАТВОРОВ

Простейшие конструкции стоечно-плоских затворов, преимущественно деревянные, применяются в качестве временных и постоянных заграждений отверстий при пролетах до 10—12 м и напорах до 3—4 м. В этом виде благодаря сравнительно легкому мосту, небольшой длине стоек, простоте ручного маневрирования и дешевизне материала стоечно-плоские затворы являются целесообразной конструкцией и успешно применяются. Однако при переходе к конструкциям значительных размеров выявился ряд недостатков стоечно-плоских затворов, значительно ограничивших область их применения. К таким недостаткам следует отнести:

1. Наличие тяжелого и дорогого моста.
2. Необходимость применения солидных спаренных стоек большой длины.
3. Необходимость применения довольно сложного и дорогого оборудования для маневрирования затвором, вызывающего иногда потребность в устройстве второго дополнительного моста.
4. Наличие быков, поднятых над подпорным горизонтом на значительную высоту (на реках СССР магистрального типа до 14 м над с. в. г. в б.) и увеличивающих стоимость плотины.
5. Значительные эксплуатационные расходы.

Наряду с этим следует отметить недостатки, вообще свойственные стоечно-плоским затворам:

1. Стеснение в известных пределах надводных габаритов (при постоянном мосте).
2. Смерзание элементов затвора и затруднительность регулирования зимой горизонта воды.
3. Наличие большого количества подвижных частей затвора, усложняющего его монтаж и затрудняющего придание плотине формы, удовлетворительной с эстетической точки зрения.

Достоинствами стоечно-плоских затворов являются:

1. Возможность перекрытия отверстий значительных пролетов.
2. Достаточно удовлетворительное регулирование подпорного горизонта (в теплый период).
3. Возможность удовлетворительного пропуска ледохода и внезапных паводков (при повороте стоек вместе с водоудерживающей стенкой в сторону нижнего бьефа).
4. Применимость на реках с обильными донными наносами.
5. Доступность осмотра и ремонта всех частей затвора, притом без временного заграждения отверстия.

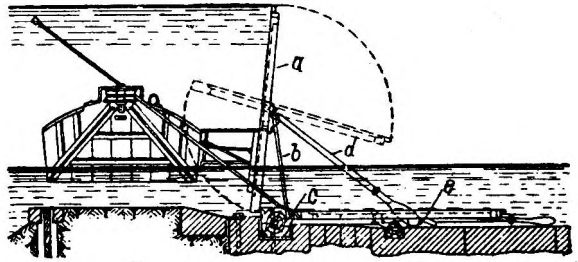
Таким образом стоечно-плоские затворы значительных размеров могут быть применены в основном только в случае необходимости устройства моста независимо от постройки плотины, а также на реках с обильными донными наносами, где затруднено применение затворов с укладываемыми на флутбет частями. Стоечно-плоские затворы нередко используются в качестве ремонтных и аварийных заграждений на шлюзах, плотинах и каналах.

§ 152. ПРИНЦИПЫ УСТРОЙСТВА И РАЗВИТИЕ ТИПА ЗАТВОРА

Поворотные затворы были известны еще в XVIII в. и представляли собой невысокие плоские затворы, вращающиеся на горизонтальных осях, укрепленных на флютбете, и удерживаемые в рабочем положении подкосами, упирающимися во флютбет. В 1829 г. Тенаром была осуществлена конструкция, в которой подкосный затвор он дополнил с верхней стороны вспомогательным поворотным полотном, под прикрытием которого при понижении горизонта нижнего бьефа до уровня флютбета вручную устанавливали подкосный затвор, после чего вспомогательное полотно падало на флютбет. Для открытия отверстия подкос опускали при помощи продольной рейки и затвор падал на флютбет. Вследствие своего несовершенства затвор Тенара не получил распространения, но его идея послужила толчком к созданию Шаноаном нового типа затвора.

Впервые затвор Шаноана был применен в 1852 г. на плотине у Курбетон на р. Сене.

Ось вращения Шаноан перенес с флютбета на самый затвор, расположив ее вблизи от центра давления, т. е. между $\frac{1}{3}$ и $\frac{1}{2}$ высоты затвора (фиг. 527). В поднятом положении водоудерживающая



Фиг. 527. Затвор Шаноана.

стенка затвора *a* внизу свободно опирается на порог флютбета, а по линии оси вращения шарнирно связана с особой рамой *b*, которая у своего основания *c* непосредственно за порогом шарнирно соединена с флютбетом. Поддерживающий подкос *d* наверху шарнирно соединен с рамой, а внизу свободно упирается в специальный уступ *e* коробки, укрепленной на флютбете и имеющей боковой наклонный ход, ограниченный с одной стороны ребордой.

При подъеме горизонта верхнего бьефа выше нормального водоудерживающая стенка наклоняется, пропуская увеличившийся расход воды. С понижением горизонта воды стенка должна возвращаться в прежнее положение. Чтобы уложить затвор с опрокинувшейся стенкой на флютбет, достаточно столкнуть пяту подкоса с упора коробки, что производится при помощи горизонтальной рейки, передвигающейся на катках по поверхности флютбета. Рейка имеет заплечики, располагаемые таким образом, что подкосы последовательно выводятся из уступов коробок. Сдвинутый с упора подкос скользит по боковому ходу вдоль коробки (вниз по течению), пока затвор не опустится на флютбет. Рейка приводится в движение с устоя посредством зубчатой передачи. Подъем затвора производится при помощи специального судна, с которого затвор зацепляют за проушину у низа водоудерживающей стенки и тянут вверх против течения, пока пята подкоса не упрется в упор коробки. После этого стенка приводится в рабочее положение простым опусканием ее низа посредством багра.

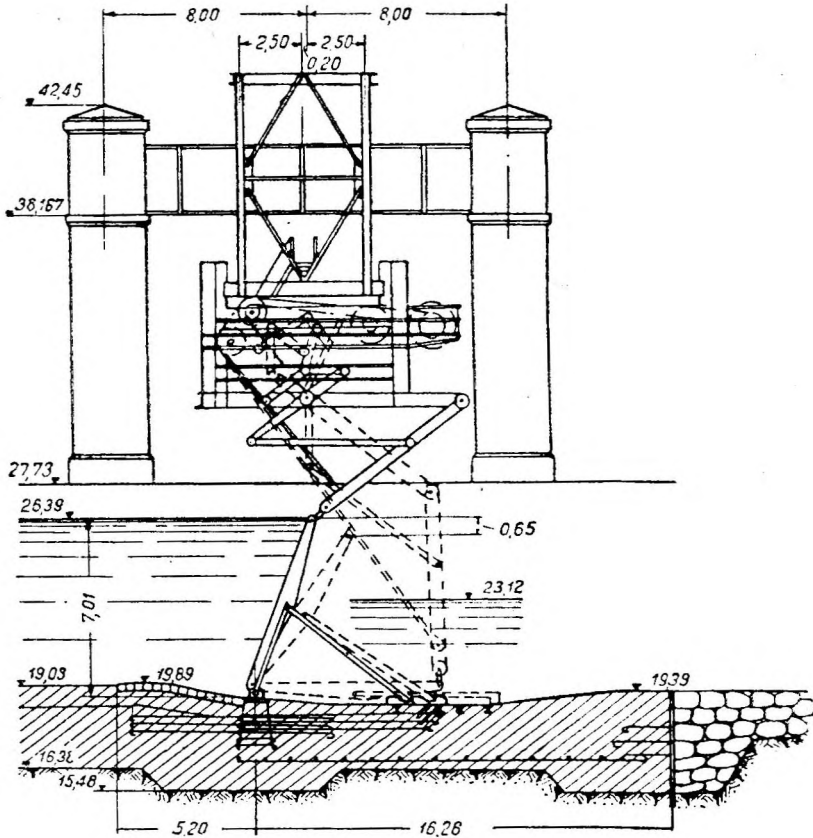
Дальнейший опыт эксплуатации затвора Шаноана выявил ряд его недостатков и привел к следующим изменениям конструкции затвора и способа маневрирования им:

1. Устройству в верхней части водоудерживающей стенки небольших ручных поворотных щитков для лучшего регулирования подпорного горизонта и увеличения устойчивости, а также обеспечения быстрой установки затвора благодаря уменьшению давления на верхнюю часть стенки при сбросе воды (предложение Буле).

2. Применению упорной коробки Паско, заменившей рейку с запле-
чками.

3. Применению для маневрирования затвором служебного мостика
с опорами в виде ферм Поаре (предложение Лагрене).

4. Применению по предложению Обера ¹ для маневрирования затвором
постоянного капитального моста плотины с передвижной рабочей тележкой
(фиг. 528), с которой затворы поднимаются или опускаются при помощи
цепей или шарнирных рычагов с приложением тяговой силы в верхнем
конце затвора. При этом нижний конец водоудерживающей стенки в от-
личие от первоначальной схемы не свободен, а шарнирно связан с порогом.
Эта конструкция была применена в последние годы на плотинах на
р. Верхней Сене у Варенн и Вивзо (Vives Eaux).



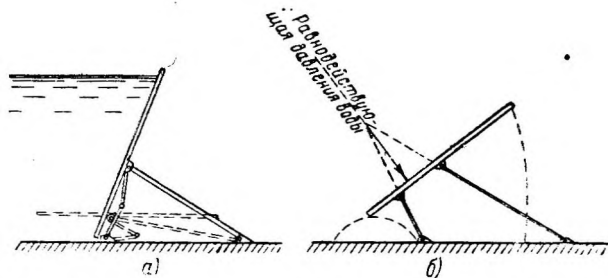
Фиг. 528. Затвор Шаноана-Обера.

5. Появлению затвора Бебу (фиг. 529, а), примененного на р. Охайо
и отличающегося от затвора Шаноана устройством опорных частей. Этот
затвор не имеет подкоса или скользящей опоры и снабжен двумя рамами,
постоянно шарнирно соединенными с флютбетом. Подъем лежащего на
флютбете затвора осуществляется подтягиванием его верхнего конца
вверх до тех пор, пока давление воды на нижнюю часть не заставит затвор
окончательно выпрямиться. Опускание затвора достигается давлением на
его верхний край. Затруднения с укладкой затвора в случае наличия
на флютбете камней и т. п., трудность укладки затвора посредством тол-
кания, а также быстрый износ рам вследствие толчков при маневриро-
вании— вынудили отказаться от дальнейшего применения затвора Бебу.

¹ P. C i c i n, Eine neue Wehranlage in der Seine "Der Bauingenieur" 1931, № 7 и 22/23.

6. Появлению затвора Гейнинга (фиг. 529, б), который также не имеет скользящей опоры и снабжен двумя качающимися рамами разной высоты. Рамы не имеют общего шарнира на вододерживающей стенке и образуют опорный складной четырехугольник.

Подъем и опускание затвора осуществляются притягиванием или отталкиванием верхнего конца, как и в затворе Бебу. Сравнение этих двух конструкций привело голландцев при разработке проекта шлюзования Мааса к применению затвора Гейнинга, как дающего более жесткое соединение с флютбетом. В США были использованы исследования голландцев и на плотине № 39 на р. Охайо в виде опыта установили два затвора Гейнинга, причем большая рама была заменена одним шарнирным подкосом. Следует отметить, что указанные выше недостатки затвора Бебу присущи также и затвору Гейнинга. Маневрирование затвором Гейнинга возможно без мостов и сложной механизации и требует меньших подъемных усилий, чем в новейшем затворе Шаноана — Обера.

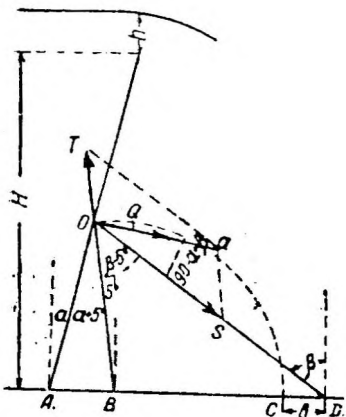


Фиг. 529. Затворы Бебу (а) и Гейнинга (б).

§ 153. ОСНОВЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

Не останавливаясь на многочисленных разновидностях системы Шаноана, рассмотрим только основной тип с коробкой Паско.

Вододерживающая стенка затвора принимается обычно шириной 1—1,3 м, в отдельных случаях она доходит до 1,5 м. Высота стенки в первоначальных конструкциях принималась 2—2,5 м, в новейших же конструкциях она достигает 6,32 м (плотины на р. Маас в Голландии). Зазор между отдельными стенками принимают обычно в пределах 0,05—0,10 м, сообразуясь с величиной меженного расхода реки и допустимыми потерями на фильтрацию. Пролет отверстия, перекрываемого затвором Шаноана, в современных плотинах достигает 365 м (на р. Охайо).



Фиг. 530.

Положение оси вращения относительно центра давления воды обуславливает большую или меньшую чувствительность затвора к опрокидыванию. Большая чувствительность затвора (при совпадении оси с центром давления) облегчает управление, но приводит к внезапному открытию отверстия при малейшем подъеме горизонта воды или даже волнении, создавая местный паводок и вызывая тем самым нежелательные последствия. Если же ось вращения расположить на половине высоты вододерживающей

стенки или выше, то внезапное опрокидывание последней никогда не будет иметь места. Поэтому положение оси вращения затвора назначается в пределах между $1/3$ и $1/2$ высоты затвора в соответствии с условиями службы плотины и конкретными местными условиями, на основании определения величины и положения равнодействующей давления воды при различных комбинациях горизонтов верхнего и нижнего бьефов, допустимого слоя переливающейся воды и т. п.

Французские инженеры Лаволле и Лагрене рекомендуют назначать ось вращения затвора в судоводных отверстиях с пониженным флютбетом на высоте 0,49, а в водосливных отверстиях с повышенным флютбетом — на высоте 0,36 от полной высоты затвора.

Угол наклона водоудерживающей стенки определяют, исходя из наиболее выгодного распределения усилий в подкосе, раме и самой стенке. Рассмотрим наиболее тяжелый случай, когда отсутствует давление нижнего бьефа. При обозначениях согласно фиг. 530 получим, что момент давления воды верхнего бьефа относительно подошвы водоудерживающей стенки равен (на 1 пог. м):

$$M = \frac{H^2(H + 3h)}{6 \cos^2 \alpha}. \quad (414)$$

Составляющая давления, нормальная к плоскости стенки и проходящая через ось вращения затвора, равна:

$$Q = \frac{M}{xl} = \frac{M \cos \alpha}{xH}, \quad (415)$$

где x — отношение возвышения оси вращения над подошвой затвора к полной его высоте, принимаемое от 0,36 до 0,49; l — длина стенки.

Угол наклона рамы OB к вертикали берется обычно равным 5° .

Тогда:

$$\overline{AB} = \frac{xH \sin(\alpha + 5^\circ)}{\cos \alpha \cdot \cos 5^\circ}$$

и

$$\overline{OB} = \frac{xH}{\cos 5^\circ}.$$

Величина BD составляется из расстояния $BC=OB$ и из CD , принимаемого равным 0,5—0,6 м. Точка D характеризует уступ коробки и вместе с тем конец подкоса, длина и направление которого определяются линией OD . Обычно длина подкоса получается примерно равной высоте водоудерживающей стенки затвора.

Сила, действующая на подкос:

$$S = Q \cdot \frac{\cos(\alpha + 5^\circ)}{\sin(\beta - 5^\circ)}. \quad (416)$$

Сила, действующая на раму:

$$T = Q \cdot \frac{\cos(\alpha + \beta)}{\sin(\beta - 5^\circ)}. \quad (417)$$

Максимум T и S при постоянном угле будет при $\alpha=0$, затем с увеличением угла α значения T и S будут уменьшаться до нуля, после чего переходят в отрицательные.

Растягивающее усилие T равно нулю при $(\alpha + \beta) = 90^\circ$ или при $\alpha = (90^\circ - \beta)$; при этом подкос принимает положение, перпендикулярное к водоудерживающей стенке, и рама не испытывает никакого напряжения.

Но вместе с тем в этом случае длина стенки $l=H/\cos \alpha$ будет чрезмерно велика.

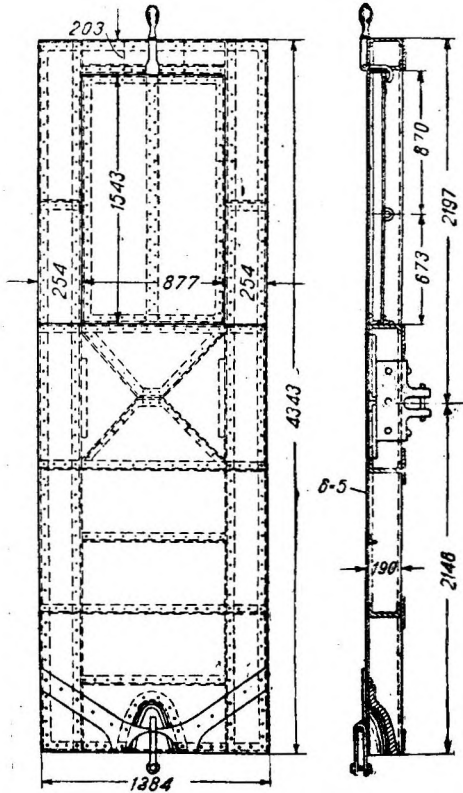
Лагрене указывает, что оптимальное решение получается, если углу α дать значение, равное половине того угла, при котором $T=0$, т.е. $\alpha = 0,5(90^\circ - \beta)$. Угол α принимают обычно не свыше 20° .

Целесообразнее всего в каждом отдельном случае определять значения l, Q, S, T и M_{\max} при значениях α от нуля до $\alpha=(90^\circ - \beta)$; M_{\max} — максимальный изгибающий момент в верхней части водоудерживающей стенки (над осью вращения).

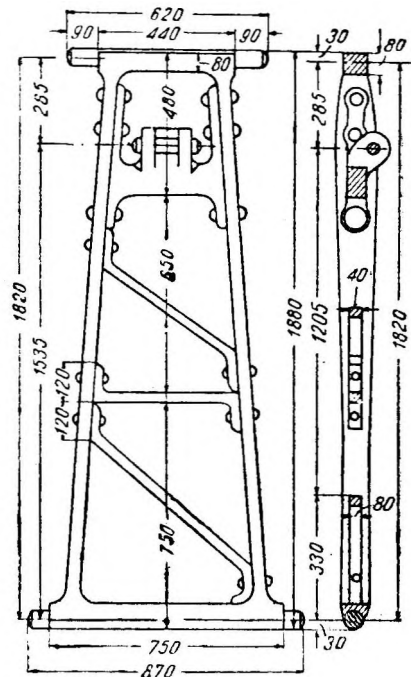
Водоудерживающая стенка конструируется из дерева или — при больших размерах — из металла. В первом случае она состоит из двух дере-

вянных стоек, связанных рядом поперечин и металлическими креплениями. К поперечинам при помощи болтов прикрепляется дощатая обшивка. Металлическая стенка конструируется также из двух стоек, обычно из швеллеров, и нескольких ригелей, к которым прикрепляется листовая обшивка (фиг. 531). Нередко верхняя часть стенки снабжается небольшим поворотным щитком для регулирования малых расходов воды и увеличения устойчивости затвора. Расчет элементов водоудерживающей стенки производится аналогично таковому же для плоских затворов, причем стойки рассчитываются на упомянутый выше M_{\max} .

Подкосы, рассчитываемые на продольный изгиб под действием сжимающей силы S и на смятие на их нижнем конце, принимаются прямолинейными во избежание эксцентриситета, значительно увеличивающего напряжения в подкосе. Форма подкоса в общем соответствует



Фиг. 531. Водоудерживающая стенка затвора Шаноана.



Фиг. 532. Рама затвора Шаноана.

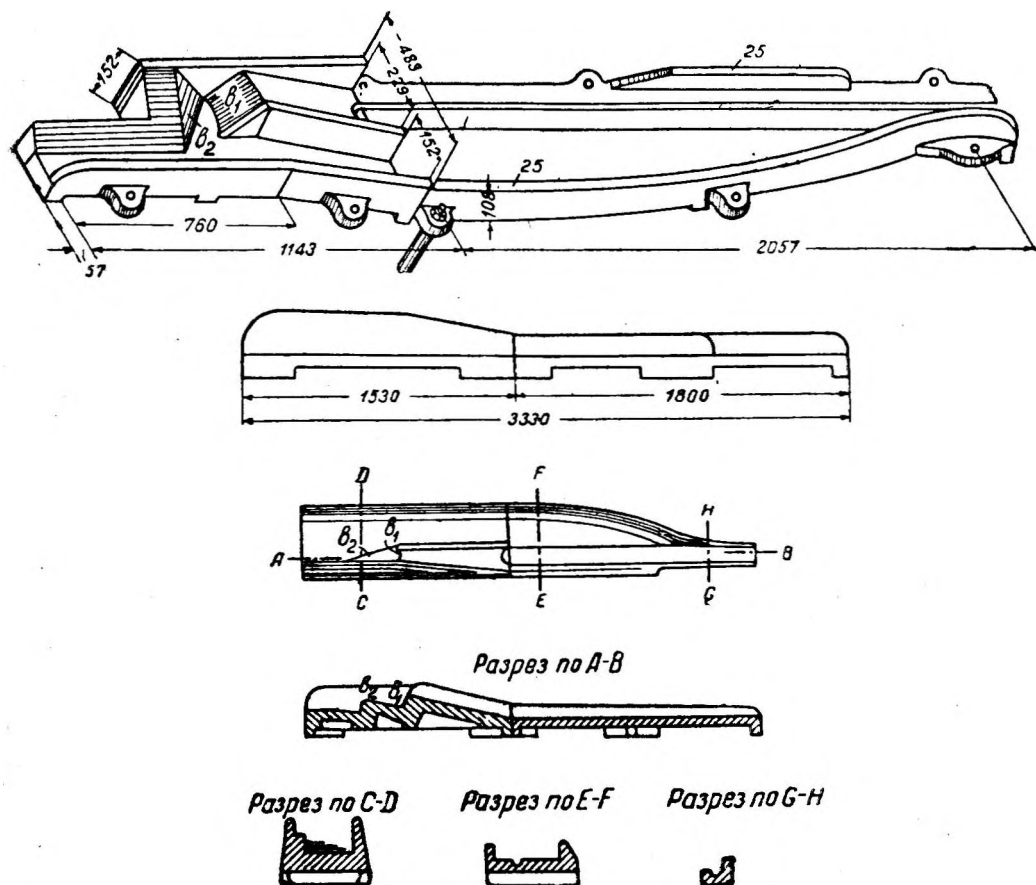
виду бруса равного сопротивления. Вообще подкосы должны обладать массивностью, особенно в своей нижней части, в целях сопротивления ударам воды или плавающих предметов, стремящихся сбить подкосы с упоров.

Рамы имеют форму трапеции (фиг. 532) и конструируются при малых размерах из брусковой или круглой стали, а при больших размерах — из фасонной стали. В нижней части раму снабжают осью для вращения рамы, а в верхней части — осью для вращения водоудерживающей стенки, которая одновременно может служить и для соединения рамы с подкосом; в других конструкциях верхний конец подкоса насаживается на ось, расположенную на второй сверху поперечине рамы. Ноги рамы рассчитываются на действие растягивающей силы T и сжимающей силы, появляющейся при установке затвора и равной равнодействующей двух сил: веса всего затвора и натяжения тяговой цепи. Верхняя поперечина рамы рассчитывается на изгиб под действием сил T и Q , вторая сверху

несущего вертикальную нагрузку. массивностью, особенно в своей нижней части, в целях сопротивления ударам воды или плавающих предметов, стремящихся сбить подкосы с упоров.

(с осью подкоса) — на изгиб от силы S и нижняя — на изгиб от сил, передаваемых ногами рамы.

Применение коробки Паско позволило освободиться от рейки с запле- чиками, обслуживавшей лишь небольшие пролеты, и создало возможность укладки отдельных секций затворов. Коробка Паско (фиг. 533) имеет два выступа: b_1 — полукруглый в плане для упора нижней оконечности подкоса и b_2 — ближе к верховому концу коробки, наклонный к ее оси, на кото- ром пята подкоса не может держаться и под действием напора на затвор



Фиг. 533. Коробка Паско для упора подкоса затвора Шаноана.

скользит по выступу — сначала вбок и затем вниз по течению. Подъем затворов происходит так же, как и при коробке Шаноана, для укладки же достаточно потянуть за низ вододерживающей стенки вверх против тече- ния до тех пор, пока нижний конец подкоса попадет на наклонный выступ b_2 коробки; после этого затвор постепенно опускают, подкос скользит вниз по течению и затвор плавно ложится на флютбет. Следует отметить, что введение коробки Паско вместе с тем лишило затвор Шаноана его существенного достоинства — быстрого открытия отверстия плотины при помощи рейки, что, правда, имело и свои недостатки: внезапный подъем горизонта воды в нижнем бьефе и большую волну с происходящими отсюда крайне нежелательными и иногда разрушительными последствиями для населения и судоходства.

Введение специальных служебных мостиков из ферм Поаре позволило улучшить условия маневрирования затворами: 1) избежать затруднитель- ных операций по захвату баграми за нижние концы вододерживающей

стенки затвора благодаря применению двух цепей, прикрепленных к верхнему и нижнему концам стенки, 2) применить для прижатия стенки к флютбету после подъема затвора специальную штангу, управляемую с мостика, 3) развивать большие подъемные усилия, что обусловило появление металлических затворов для поддержания больших подпор и перекрытия значительных пролетов. Естественно, что применение мостика вызвало необходимость уширения флютбета, а также добавочных расходов на устройство самого мостика. Характерно, что большое распространение затворов Шаноана в США связано с отказом от мостика и применением специальных понтонов с маневрированием наплаву.

Осуществленное в последнее время на плотинах Верхней Сены предложение Обера является дальнейшим развитием затвора Шаноана, позволившим уменьшить подъемные усилия, а также заедания и вибрации затворов в период их подъема и устранить ряд других недостатков прежних конструкций. Благодаря этому была получена возможность еще более увеличить размеры затвора и осуществлять маневрирование ими при больших подпорах и скоростях течения, чем ранее.

§ 154. ХАРАКТЕРИСТИКА И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ЗАТВОРОВ СИСТЕМЫ ШАНОАНА

Положительными качествами современных усовершенствованных затворов Шаноана являются:

1. Возможность перекрытия очень значительных пролетов при высоте над порогом до 7,0—7,5 м и полного освобождения отверстия без стеснения судоходного габарита (при укладываемом мостике или отсутствии последнего). Конструкция Обера последним достоинством не обладает.

2. Автоматический сброс воды и регулирование подпорного горизонта при резких повышениях последнего (паводках). Точное регулирование горизонта верхнего бьефа достигается только вручную.

3. Благоприятные условия пропуска льда при уложенном затворе благодаря наличию большого пролета. Пропуск отдельных льдин и плавающих предметов возможен и при установленном затворе без особого вреда для него.

4. Возможность обеспечения достаточной плотности затвора путем применения боковых уплотняющих листов (которые, правда, вызывают необходимость подъема и опускания секций не подряд одна за другой, а в известной последовательности).

5. Возможность маневрирования отдельными затворами и таким образом пропуска расхода на части пролета отверстия.

6. Надежность маневрирования затвором при наличии моста, особенно в затворе Шаноана-Обера.

7. Относительно меньшая стоимость перекрытия отверстия обычными затворами Шаноана, чем при цельных затворах больших размеров, особенно при отказе от служебного мостика.

К основным недостаткам данного типа следует отнести:

1. Неадекватность эксплуатации в зимних условиях вследствие возможности смерзания отдельных затворов.

2. Относительно меньшую надежность эксплуатации, а также затруднительность и небезопасность маневрирования затвором без служебного мостика.

3. Сложность оборудования и дороговизну новейшей конструкции затвора системы Шаноана - Обера с постоянным капитальным мостом.

4. Неблагоприятные условия работы системы Шаноана при наличии обильных наносов, затрудняющих маневрирование и оказывающих истирающее действие на части затвора.

5. Наличие большого количества осей, подкосов и других частей, усложняющие монтаж затвора, и нежелательное в условиях нахождения затвора под водой в течение длительного времени.

6. Затруднительность осмотра и ремонта затвора.

Затворы системы Шаноана применяются для перекрытия отверстий значительных пролетов, в том числе судоходных, когда не требуется производить частые маневры, применение же в этих условиях цельных затворов затруднительно, стесняет габариты и вызывает относительно большую затрату средств. Применению затворов системы Шаноана благоприятствуют следующие обстоятельства: 1) наличие внезапных паводков, 2) отсутствие необходимости в зимней работе, 3) наличие моста, необходимого по другим соображениям, благодаря чему значительная часть его стоимости относится за счет другого пользователя, 4) необходимость обойтись ручным маневрированием затвора.

Упрощенные разновидности затворов системы Шаноана применяются в качестве ремонтных заграждений на судоходных шлюзах.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 15

А. Нарусском языке

1. По общему списку № 1, 2, 7, 11.
2. Акулов К. А. и Калинович Б. Ю., Краткие сведения о различных типах разборчатых плотин, 1913 г.
3. Березинский А. Р., Фермы Поаре. Проект Волго-Дона, вып. IX, 1930 г.
4. Березинский А. Р., Затворы гидротехнических сооружений СССР, 1936 г.
5. Кулька Г., Металлические затворы плотин, пер. с нем. под ред. А. Р. Березинского, 1934 г.
6. Тимонов В. Е., Новейшие применения плотин системы Шаноана в Европе и Америке и их перспективы в СССР, "Труды МИИТ" вып. IX, 1929 г.
7. Труды XVI Международного судоходного конгресса в Брюсселе в 1935 г.

Б. Иностранная

1. По общему списку — № 4, 13.

ГЛАВА ШЕСТНАДЦАТАЯ

ВРЕМЕННЫЕ ЗАГРАЖДЕНИЯ. ИЗГОТОВЛЕНИЕ И МОНТАЖ ЗАТВОРОВ

А. ВРЕМЕННЫЕ ЗАГРАЖДЕНИЯ ОТВЕРСТИЙ ПЛОТИН

§ 155. УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ ВРЕМЕННЫХ ЗАГРАЖДЕНИЙ

Временные заграждения применяются для перекрытия отверстия плотины на период ее постройки, монтажа, ремонта или смены основного затвора, а также его осмотра, если конструкция затвора не позволяет производить этот осмотр под напором и временное снижение горизонта верхнего бьефа является недопустимым. Вместе с тем временное заграждение позволяет произвести осмотр и ремонт порога плотины, камеры в флютбете, закладных частей в пазах быков и т. п.

Временные заграждения устанавливаются с верхней стороны, а с нижней дополнительно лишь в том случае, если горизонт нижнего бьефа держится выше порога плотины. В подавляющем большинстве случаев временные заграждения перекрывают целиком весь пролет. В отдельных же случаях, когда размеры пролета не позволяют применить временные заграждения на весь пролет и в то же время конструкция затвора допускает изолирование от воды его отдельных частей (например в судоходных плотинах с фермами Поаре, затворами Шаноана и т. п.) или — когда возникает необходимость в осмотре и ремонте пазов быков (при отсутствии необходимости в устройстве заграждения на весь пролет), применяется частичное, местное заграждение в виде ящиков и других устройств.

Следует отметить, что некоторые типы затворов позволяют вовсе не предусматривать временных заграждений благодаря своей доступности в отношении осмотра и ремонта и вполне надежной эксплуатации (решающее значение имеет жесткость затвора и отсутствие мелких частей, подвергающихся частой порче). К таким типам затворов следует отнести некоторые подъемные затворы (вальцовые, сегментные), конечно при условии допустимости оставления отверстия плотины открытым в течение всего периода ремонта и следовательно понижения подпорного горизонта. Надобность во временном заграждении может отпасть и в случае допустимости вообще понижения подпорного горизонта ниже порога плотины на весь период ремонта затвора, а также при наличии возможности ограничиться работой водозаза для производства осмотра и необходимого ремонта или смены отдельных элементов.

Надо подчеркнуть, что наличие тяжелых условий эксплуатации (суровый зимний режим, бурный ледоход, обилие плавающих тел и наносов, особенно крупных) требует особой осторожности при решении вопроса о допустимости отказа от временного заграждения.

Временные заграждения обычно устанавливаются в спокойной воде, когда подпор поддерживается основным затвором. Однако ввиду возможности аварий основных затворов должна быть обеспечена установка временного заграждения и в текущей воде. Это обстоятельство, а также размеры перекрываемого отверстия (особенно его пролет) являются основными факторами, предопределяющими тип временного заграждения. Существенное значение имеют при этом также такие факторы, как тип основного затвора, размеры и форма гребня плотины и быков, тип и положение плотинного моста, наличие кранового оборудования, число пролетов, способ возведения плотины, необходимая скорость установки заграждения и т. п.

§ 156. ТИПЫ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ВРЕМЕННЫХ ЗАГРАЖДЕНИЙ

Существующие типы временных заграждений плотин можно подразделить на две основные группы — балочные и стоечные. Первые под давлением воды работают на изгиб в горизонтальной плоскости как пролетная балка, вторые — в основном как отдельные стойки или щиты, изгибающиеся в вертикальной плоскости, т. е. по высоте отверстия. Отсюда и вытекает основное различие в области применения этих двух групп временных заграждений: балочные затворы устанавливаются при сравнительно небольших пролетах и больших высотах отверстий, стоечные — при значительных пролетах и относительно небольших высотах отверстия.

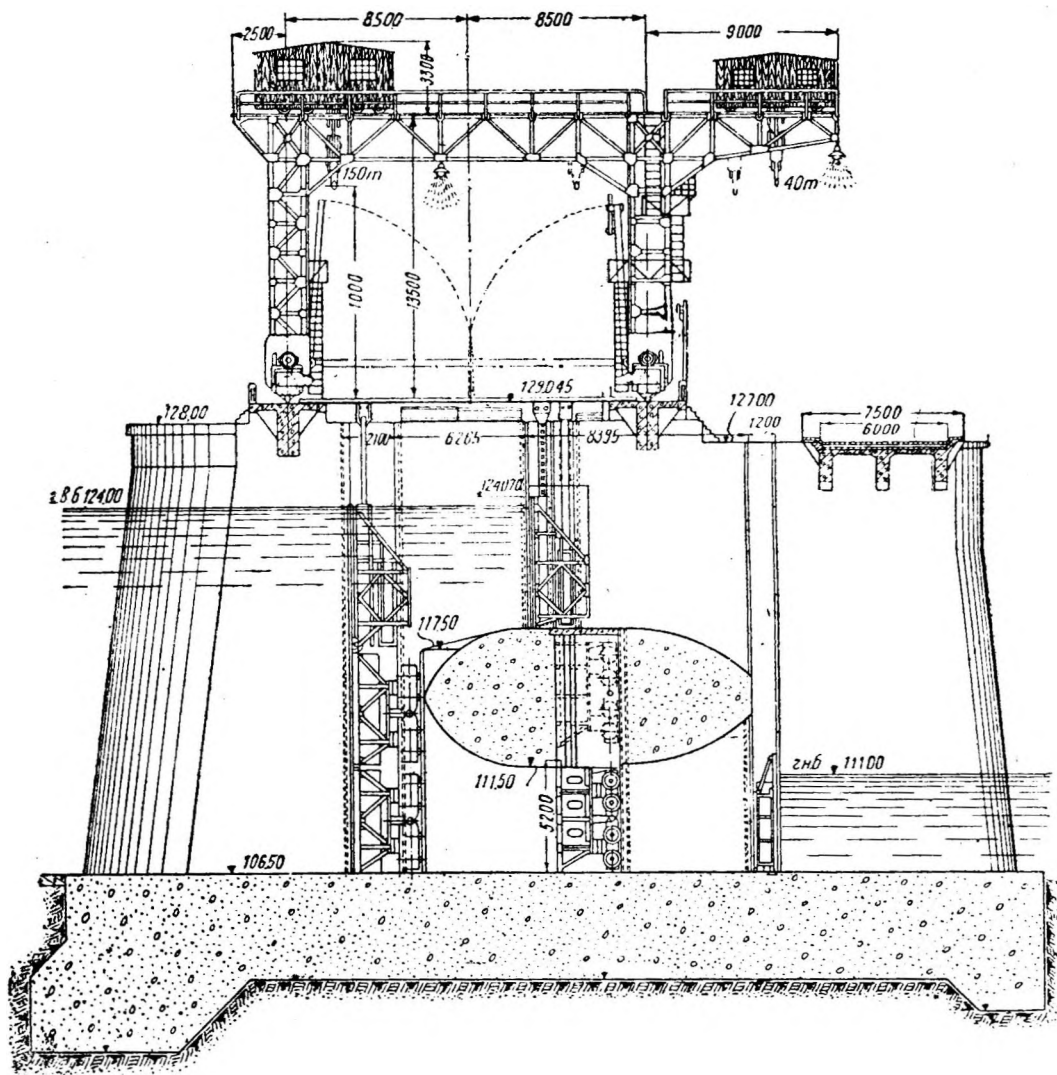
К балочным заграждениям можно отнести шандоры, плоские затворы и батопорты, к стоечным — спицевые, стоечно-плоские (мостовые) и подкосные затворы.

1. Шандоры являются весьма распространенным типом временного заграждения. Конструкция и область применения шандоров были освещены в гл. 11. Укажем здесь, что в качестве временных заграждений шандоры применяются при наличии следующих основных условий: 1) при пролетах до 25—30 м¹ и значительных высотах отверстий (до 10—12 м), 2) при наличии на плотине мощного кранового оборудования, а следовательно и солидного моста, 3) при большом числе пролетов (поскольку шандоры позволяют ограничиться одним-двумя комплектами на всю плотину), 4) при возможности передачи давления воды на быки плотины, 5) при отсутствии необходимости в быстрой установке заграждения.

Следует отметить, что стоимость шандорного устройства, отнесенная к 1 м² перекрываемого отверстия, довольно высока.

¹ Шандорные щиты закрывают отверстия на плотине Рибург-Шверштадт (Германия) размерами 24X12 м, на плотине Сюрень (Франция) размерами 30,5X7 м.

2. Плоские затворы обычно применяются в качестве временных при такого же типа основных затворах или при использовании в качестве временных заграждений щитов гребенки, которые были нужны при возведении плотины. Первый случай иллюстрируется применением трех плоских затворов пролетом 20 м и общей высотой 17,5 м на Ивановской плотине на р. Волге (фиг. 534), одиночного затвора на плотине Шату (Франция) пролетом 30,5 м и высотой 7,72 м и др. Примером использования щитов

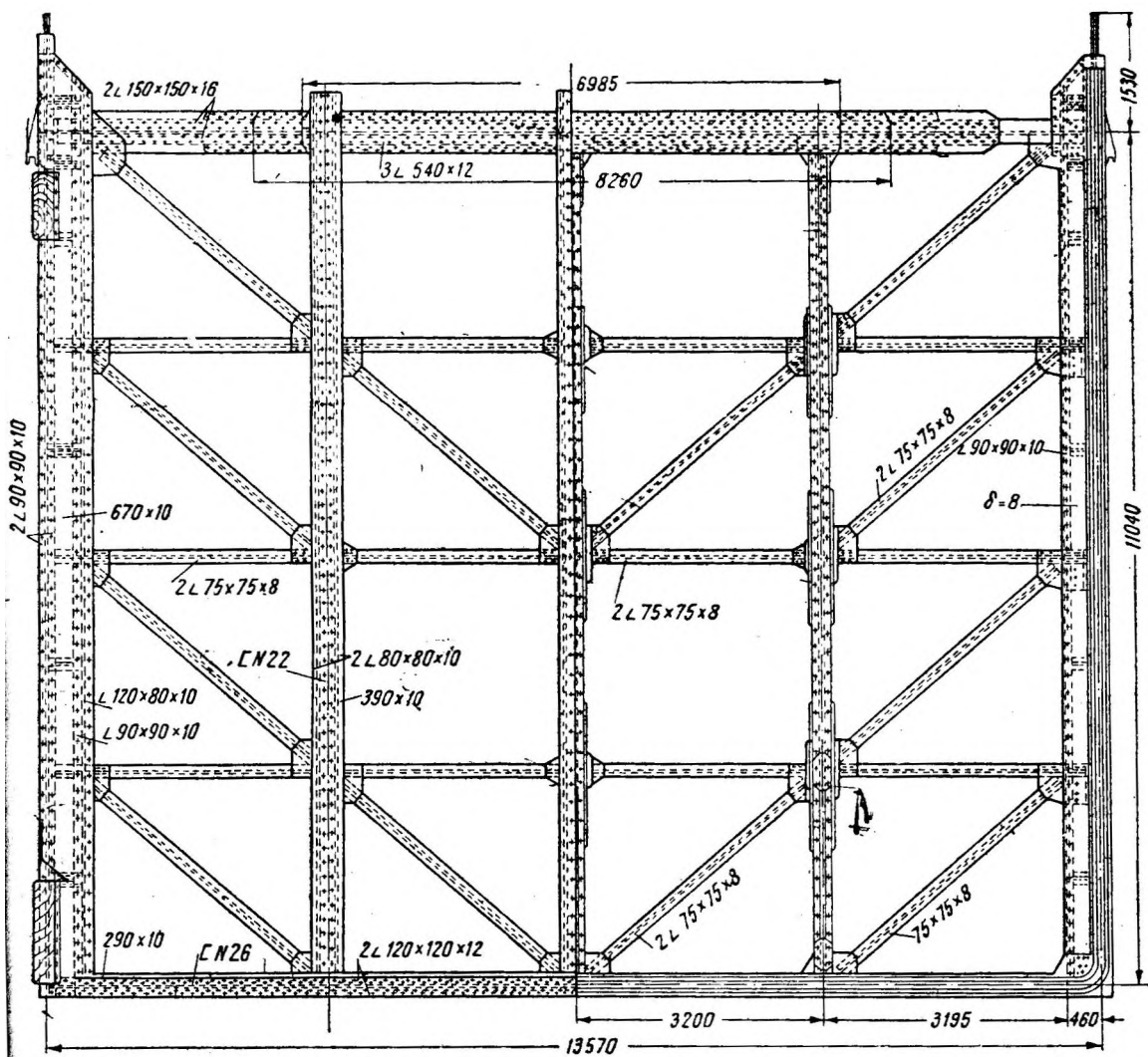


Фиг. 534. Временное заграждение Ивановской плотины (три плоских затвора).

гребенки являются плоские каркасные затворы Днепровской плотины (фиг. 535) пролетом 13,07 м и высотой 11,55 м. Каркас имеет скользящие опоры и может быть опущен краном в текущую воду, после чего с его напорной стороны устанавливаются 4 колесных затвора пролетом по 2,76 м, которые опираются на каркас и закрывают отверстие плотины. Плотина имеет 47 пролетов с плоскими затворами и оборудована двумя такими каркасными затворами, закрывающими в случае надобности любой пролет плотины.

Как показывают приведенные примеры, применение плоских затворов в качестве временных заграждений позволяет: 1) перекрывать пролеты

до 30 м и несколько выше и очень значительную высоту отверстия (до 17,5 м), 2) ограничиться заказом только дополнительного комплекта основных затворов (в первом случае) или вовсе не прибегать к заказу новых конструкций (во втором случае), 3) использовать временное ограждение в случае необходимости и для смены основного затвора (в первом случае), 4) использовать наличное крановое оборудование, 5) ограничиться одним-двумя комплектами временного ограждения, 6) быстро и надежно закрыть-



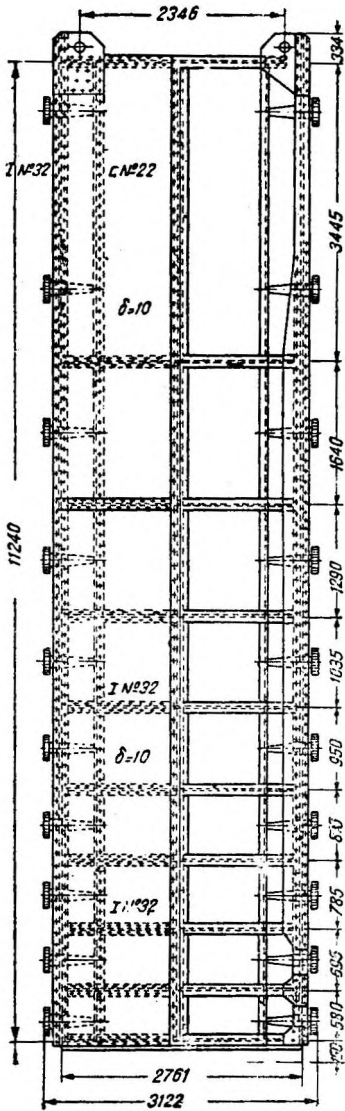
Фиг. 535а. Временное ограждение Днепровской плотины (каркасный затвор).

вать отверстие с минимальными потерями воды на фильтрацию (особенно в первом случае).

Стоимость плоских затворов, отнесенная к 1 м² перекрываемого отверстия, высока.

3. Батопорт (фиг. 305, *p*) представляет собой пловучий понтон, размеры которого по фасаду примерно равны (с запасом на заводку в боковые пазы и опирание на быки) размерам перекрываемого отверстия. В нерабочем положении батопорт причален по близости сооружения. Когда батопорт подведен к отверстию, в него впускается вода до тех пор, пока он не сядет плотно на флютбет плотины, одновременно прижимаясь

к быкам своими боковыми направляющими плоскостями. Для освобождения отверстия плотины, из батопорта выкачивается вода, после чего он всплывает (для этого взвешивающее давление должно превышать вес батопорта и силы трения по боковым опорам). В качестве временных заграждений отверстий плотин батопорты нашли применение только в единичных случаях (например на плотине Бецнау) в силу своей дороговизны, трудности установки при больших колебаниях подпорного горизонта, большой продолжительности установки, трудности зимней службы и т. д.



Фиг. 535б. Временное заграждение Днепровской плотины (каркасный затвор).

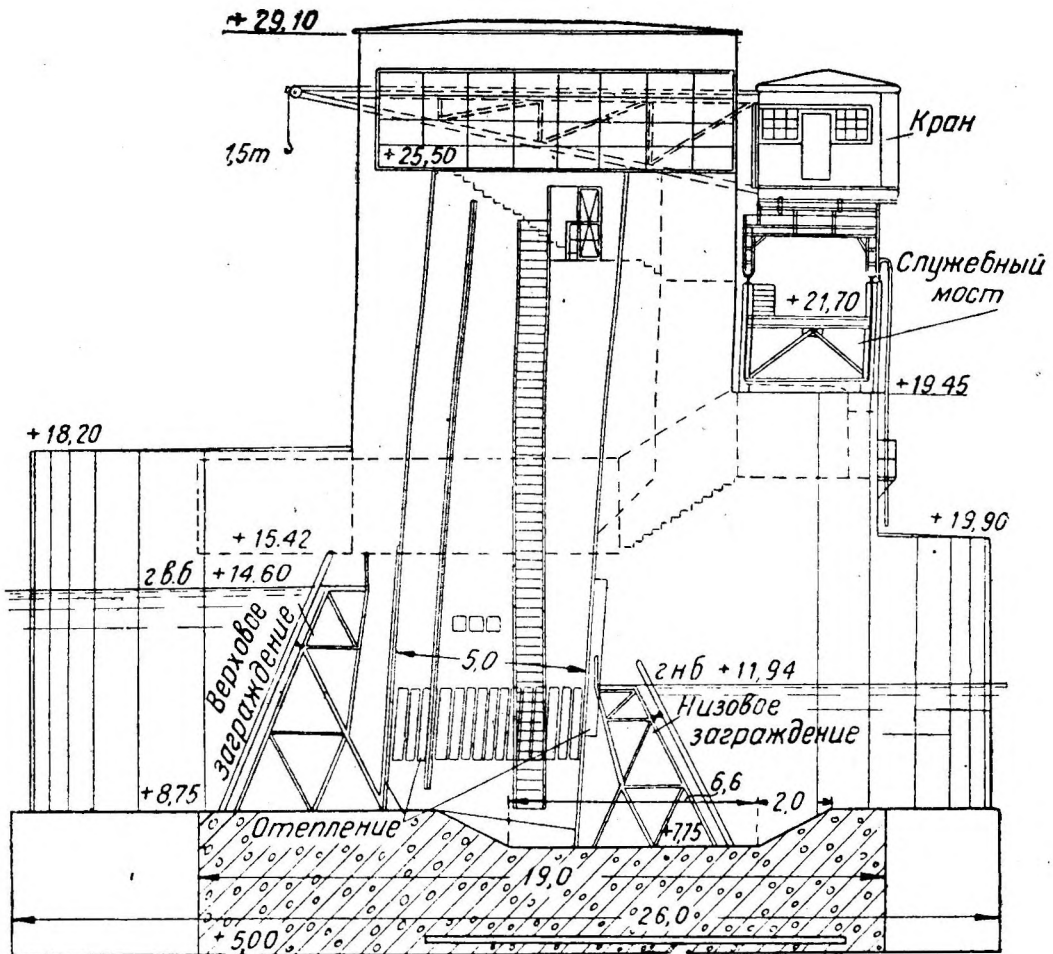
4. Спицевые заграждения широко используются для временного закрытия отверстий плотин. Верхней опорой спиц (обычно деревянных) могут являться:

- 1) служебный мост,
 - 2) фермы Поаре или их разновидности,
 - 3) основной затвор.
- Использование в качестве верхней опоры моста возможно при его низком расположении, небольших напоре и высоте заграждения. Если мост расположен высоко или вовсе отсутствует, а также при больших пролетах (свыше 30—40 м) и небольших напорах в качестве верхней опоры применяют фермы Поаре или их разновидности (фиг. 536). Фермы располагаются на расстоянии 4,5—5 м друг от друга, благодаря чему они укладываются одна в другую, не требуя высокого порога, как в обычных плотинах Поаре (гл. 15). Помимо двух общих недостатков, присущих спицевым заграждениям с мостом или фермами — ограниченной высоты и трудности установки спиц в текущую воду, последний тип (спицы с фермами) имеет еще и другие серьезные недостатки: необходимость в широком флютбете и оборудовании фермами каждого пролета¹, недоступность осмотра и ремонта уложенных ферм, продолжительность установки заграждения.

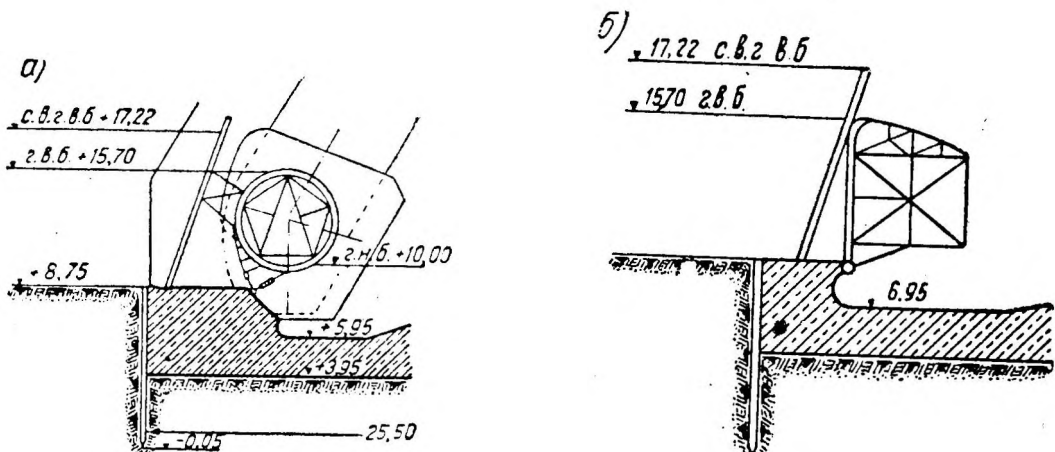
Известны случаи применения спицевого заграждения, верхней опорой которого является непосредственно основной затвор. Такое заграждение применено на нескольких вальцовых плотинах (фиг. 537, а) а также запроектировано и для плоских затворов (фиг. 537, б). Указанное спицевое заграждение служит в основном не для ремонта затвора, а для осмотра и ремонта порога плотины. При помощи небольшого приподнятия над порогом основного затвора создается течение, обеспечивающее установку спиц, после чего затвор под-

нимается на высоту, необходимую для свободного доступа к порогу. Стоимость подобного заграждения весьма незначительна, но следует учитывать что оно не обеспечивает полной возможности ремонта основного затвора. Фильтрационные потери относительно больше, чем в других типах временных заграждений.

¹ Можно применить и переносные фермы, как это осуществлено при шлюзовании р. Некар, но их установка, требующая наличия кранов и помощи водолазов, сложна и сопряжена с затратой значительного времени.

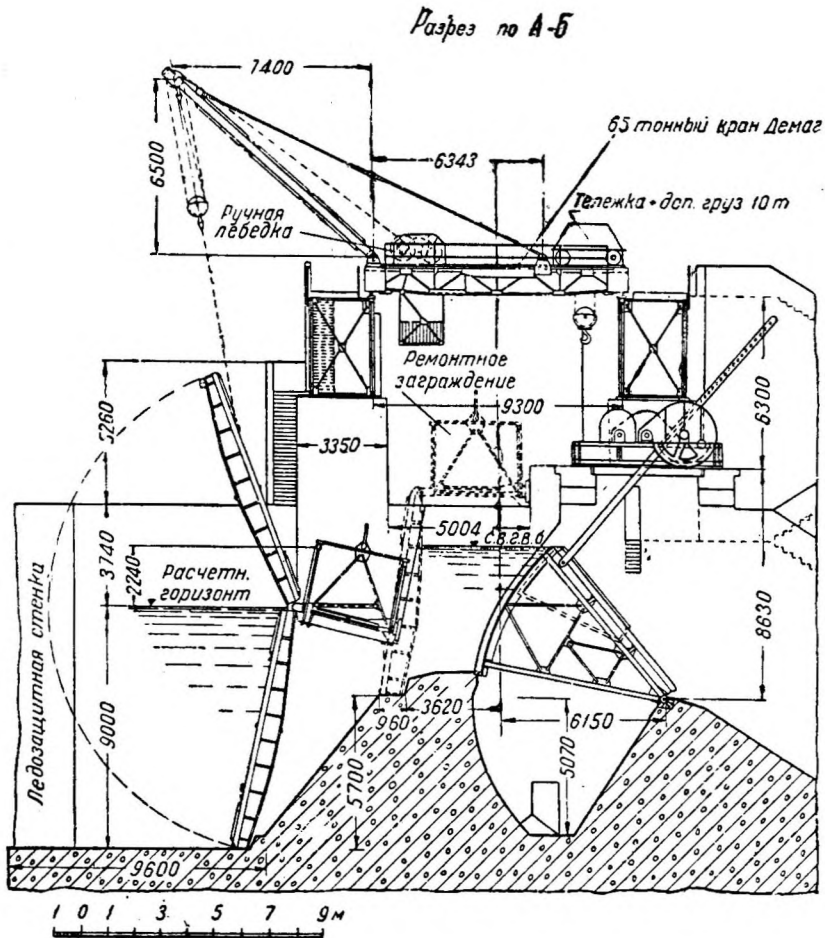


Фиг. 536. Спицевое временное заграждение.



Фиг. 537. Спицевое временное заграждение с верхней опорой на основном затворе.

5. Стоечно - плоские (мостовые) затворы применяются в виде переносной балки с шарнирно прикрепленными к ней стойками, которые при опускании упираются своим нижним концом в порог. Промежутки между стойками заполняются деревянными щитками Буле (фиг. 538, временное ограждение секторного пролета Нижнесвирской плотины). Возможны также некоторые видоизменения этого типа затвора: стойки заменяются несколькими крупными вращающимися или приставными щитами, что освобождает от закладки щитков Буле и ускоряет установку ограждения, но вместе с тем вызывает и существенное удорожание последнего.



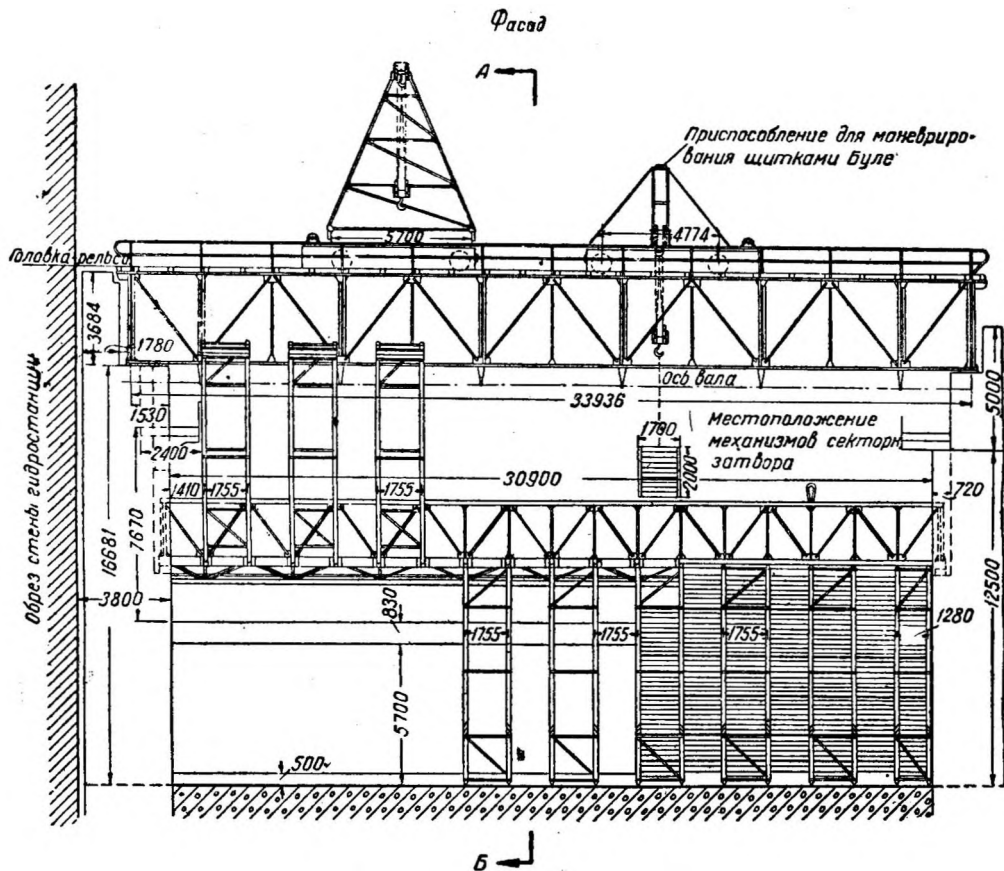
Фиг. 538а. Временное ограждение Нижнесвирской плотины (сточно-плоский затвор).

Стоечно-плоские затворы характеризуются передачей большей части давления воды на флютбет, что весьма важно для плотин на слабых основаниях, где нежелательна передача значительных давлений на быки. Этот тип ограждения требует наличия весьма мощных кранов и солидного служебного моста и сопряжен с значительными затратами. Установка ограждения требует продолжительного периода времени.

6. Подкосные затворы также могут быть применены в качестве переносных временных ограждений (фиг. 539), но требуют уширения флютбета и быков и значительной затраты времени на установку. Стоимость ограждения относительно высока.

В заключение заметим, что на плотинах с низким (широким) флютбетом временное ограждение может быть выбрано любого типа в соответ-

ствии с изложенными выше соображениями. Вопрос о выборе типа заграждения существенно усложняется при необходимости установки его на плотине с высоким флютбетом (практического профиля). В этом случае особо важное значение приобретает нежелательность уширения принятого профиля флютбета (гребня), вызывающего увеличение объема кладки флютбета и уменьшение коэффициента расхода. По этим соображениям для перекрытия отверстий плотин с высоким флютбетом предпочтительно принять типы заграждений, требующие минимальной площади (в плане) для своего размещения и следовательно в большинстве случаев не вызы-



Фиг. 5386. Временное заграждение Нижнесвирской (плотины стоечно-плоский затвор).

вающие необходимости в изменениях очертания гребня плотины. В этом отношении на первом месте стоят спицевые заграждения с верхней опорой в виде моста или основного затвора, стоечно-плоские затворы, далее — шандоры, плоские затворы и батопорты; на последнем месте находятся спицевые заграждения с фермами Поаре и подкосные затворы.

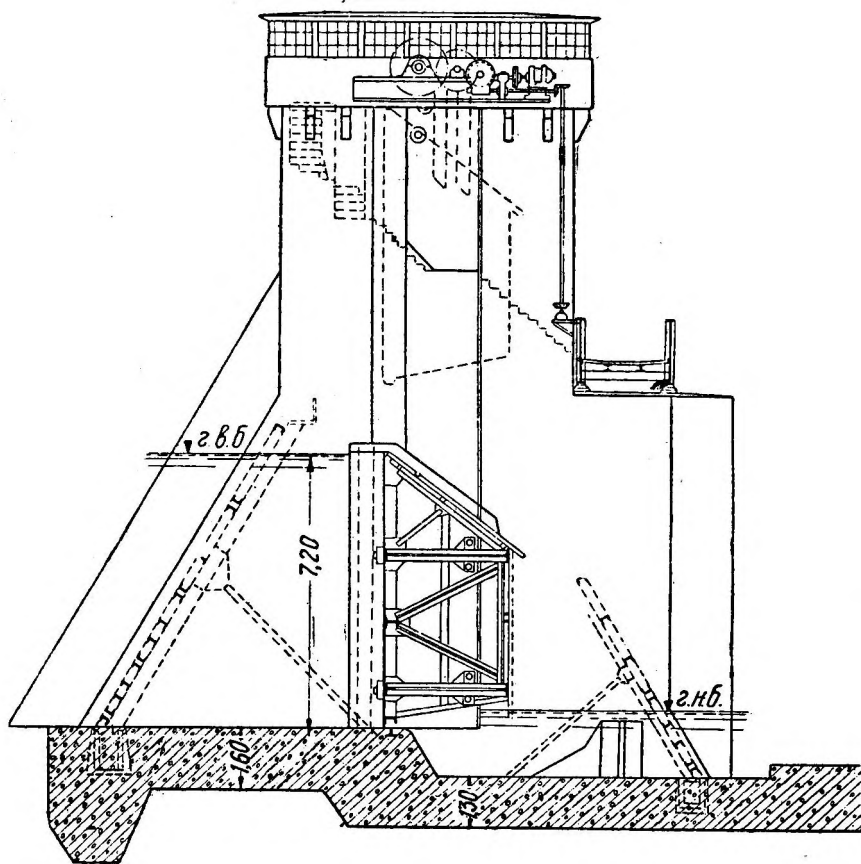
Б. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ИЗГОТОВЛЕНИИ И МОНТАЖЕ ЗАТВОРОВ

§ 157. ИЗГОТОВЛЕНИЕ И ТРАНСПОРТИРОВАНИЕ ЗАТВОРОВ

Затворы и их подъемные механизмы, как правило, изготавливаются на заводах, так как гидротехнические строительства обычно не обладают такими мощными мастерскими, которые могли бы изготовить металлические конструкции значительных размеров и сложности, а главное отлить и обработать довольно сложные и большие стальные и чугунные отливки.

Некоторые строительства все же прибегали к изготовлению небольших затворов и в своих мастерских (Белморстрой, Москваловгострой и др.), что давало значительную экономию во времени.

Работа на заводе (фиг. 540) распадается на следующие основные операции: 1) правка металла, 2) разметка деталей (шаблонирование) и наметка остального однотипного металла, 3) резка деталей, 4) образование отверстий (при клепке), 5) строжка и фрезеровка торцов и кромок, 6) гибка деталей, 7) очистка металла, 8) сборка частей, 9) рассверловка (при клепке), 10) клепка (или сварка), 11) отливка деталей, 12) изготовление поковок, 13) пригонка опорных частей, отливок и поковок, 14) осви-



Фиг. 539. Временное ограждение в виде подкосного затвора

детельствование и предварительная приемка конструкции, 15) загрузка, 16) маркировка и подготовка к отправке¹. Для ответственных затворов на заводе производится пробное испытание отдельных частей (например ригелей) нагрузкой, превосходящей расчетную. Следует отметить, что в силу трудности обеспечения надлежащего качества монтажной клепки и особенно сварки на строительстве и большей стоимости этих работ на площадке строительства, чем на заводе, стремятся свести соединения отдельных частей затвора на месте установки к самому необходимому минимуму, который диктуется условиями транспортирования затвора от завода к месту установки.

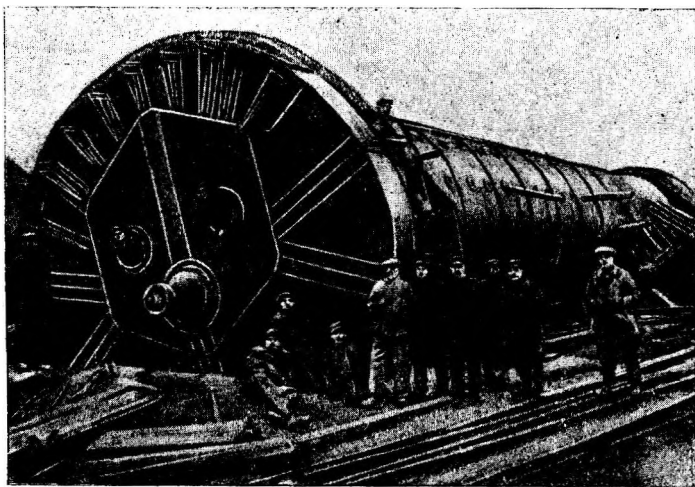
Транспортирование затворов производится обычно по железнодорожным, иногда по водным (например для Волховстроя, Днепростроя) путям.

¹ Подробное описание существа всех операций см. в курсах металлических конструкций.

Последний способ перевозки не предъявляет ограничительных требований в отношении веса и габаритов перевозимых частей, условия же перевозки по железной дороге зависят от грузоподъемности и габаритов подвижного состава.

Грузоподъемность двухосных товарных платформ наших дорог — 16,5 т, таких же платформ усиленного типа — 20 т и четырехосных американских платформ — 45,4 т; полезные размеры площадок двухосных платформ 9,104 X 2,740 м и четырехосных — 12,192 X 2,730 м. Наибольшая высота конструкции, перевозимой в вертикальном положении, не должна превосходить 3,5—4,5 м. Если конструкция не помещается в длину на одной платформе, то можно воспользоваться спаренными платформами, соединенными жесткими сцепками.

Отдельными монтажными единицами крупных затворов обычно являются ригели, ноги, клапаны и тому подобные части затворов. Небольшие и средние затворы доставляются на место установки в готовом виде.



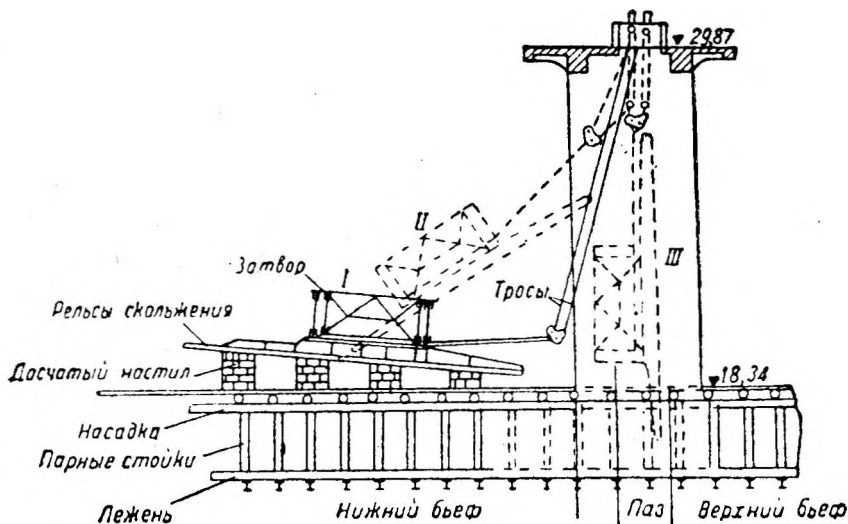
Фиг. 540. Сборка вальцового затвора на заводе.

§ 158. МОНТАЖ ЗАТВОРОВ

Монтаж затворов производится монтажной организацией завода-изготовителя (в последнее время трестом Стальмост организована специальная контора Гидромонтаж, которая в частности выполнила монтажные работы на Москвалогострое). Монтаж затворов (фиг. 541—545) распадается на следующие операции: 1) выгрузка прибывающих с завода частей, приемка их и доставка на монтажную площадку; 2) установка, выверка и подливка закладных частей в специально оставленных штрабах; эта операция производится заблаговременно, до монтажа подвижной части затвора; 3) сборка элементов затвора на подмостях вблизи пролета или в самом пролете; 4) выверка взаимного положения собранных элементов конструкции перед окончательным их закреплением; 5) окончательное закрепление элементов под клепку или сварку; 6) монтажная: клепка или сварка; 7) установка затвора в пазы или накатка его на опоры; 8) монтаж уплотнений и деревянной обшивки, если последняя имеется; 9) приемка смонтированной конструкции.

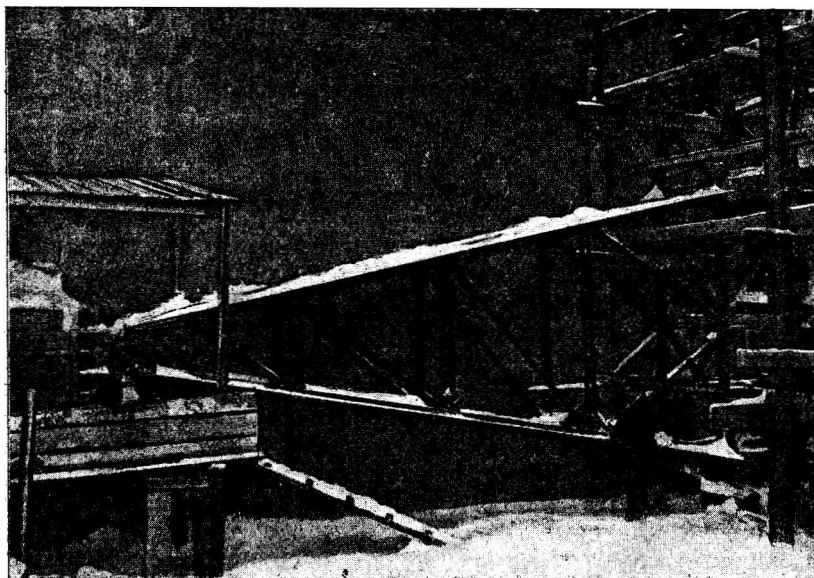
В зависимости от размеров и конструкции затвора, а также условий монтажа, некоторые из этих операций могут отпасть (при простых затворах, доставляемых в готовом виде на место установки) или видоизмениться (например при монтаже в тепляках, без подмостей и т. п.). Следует отметить, что особая тщательность необходима при монтаже

опорных частей, особенно в многоопорных затворах (плоских с катковой тележкой Стоinea, секторных, крышевидных и др.), так как в этом случае требуется исключительно точная установка всех опор, обеспечивающая правильную передачу опорных давлений и нормальное движение



Фиг. 541. Монтаж плоского затвора водоспуска Волховской плотины.

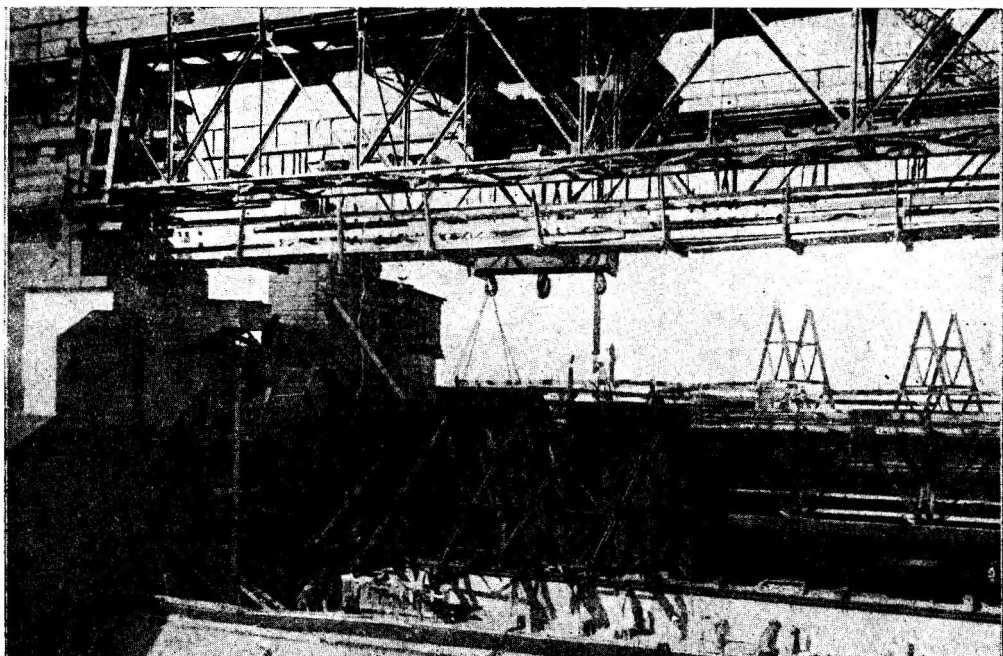
затвора, при котором исключается возможность появления перекосов, заеданий и тому подобных дефектов. Опускные затворы кроме того требуют тщательного монтажа донных уплотнений. Правильность положения



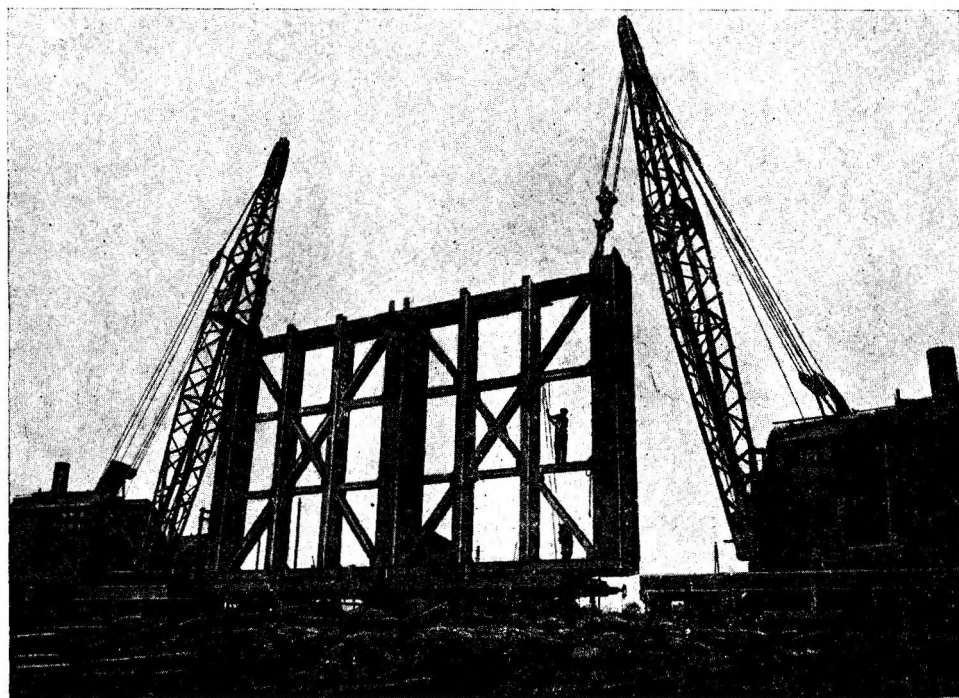
Фиг. 542. Монтаж сегментного затвора Надвоицкой плотины.

закладных и опорных частей проверяется точными инструментальными замерами.

Основным монтажным оборудованием служат: блоки и полиспасты, ручные и приводные лебедки, домкраты, мачты, деррики, паровозные



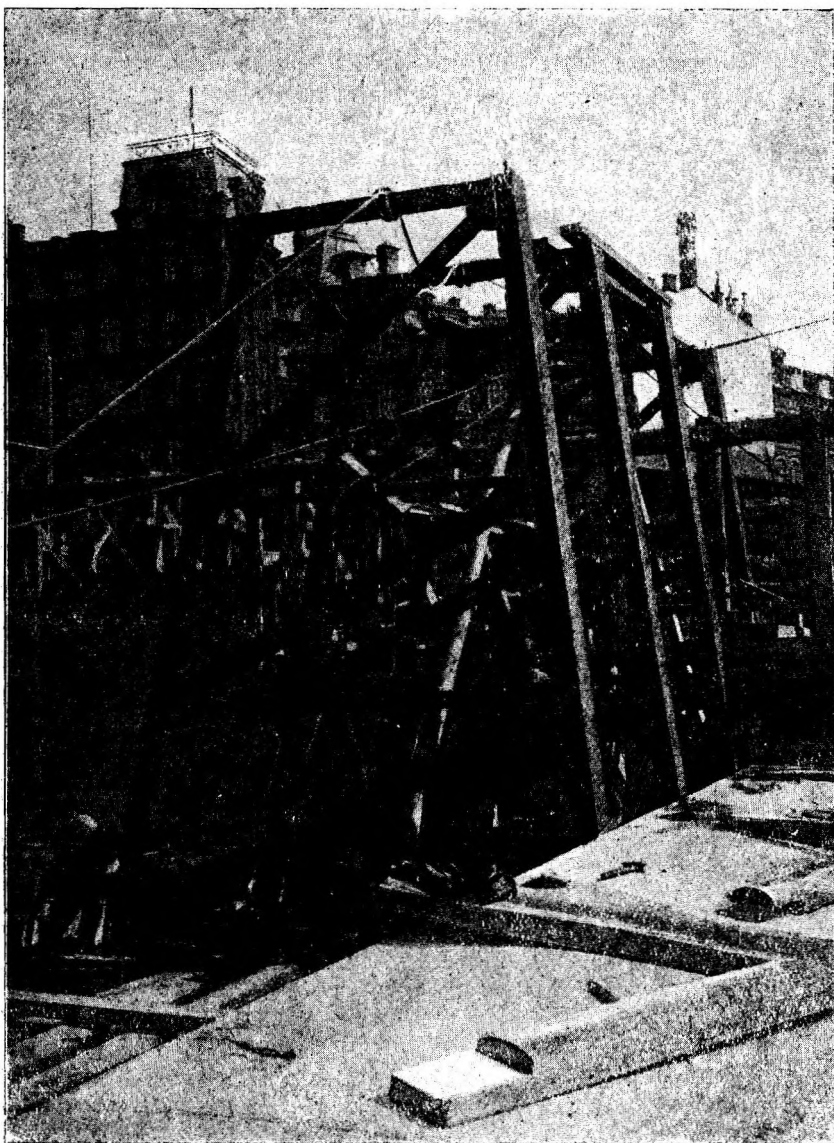
Фиг. 543. Монтаж секторного затвора Нижнесвирской плотины.



Фиг. 544. Монтаж каркасного затвора Днепровской плотины.

краны, порталные краны и т. д., причем конечно всемерно используется наличное оборудование на строительной площадке.

Для установки затворов используются также их подъемные механизмы, которые монтируются (фиг. 546) одновременно с затвором или несколько раньше, особенно в случае применения передвижных кранов, монтируемых заблаговременно с целью использования их при производ-



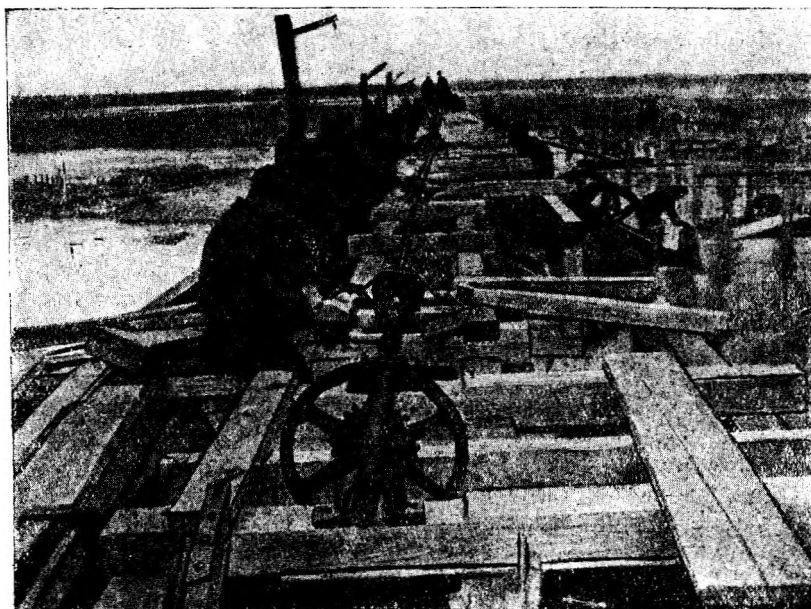
Фиг. 545. Монтаж ферм Поаре Бабьегородской плотины на Москва-реке.

стве строительных работ. После окончания монтажа подъемных механизмов производится первая проба работы их вхолостую (без цепей), затем устанавливаются и выверяются цепи, соединяющие подвесные устройства на затворах с звездочками на валах лебедок.

Монтаж затворов и подъемных механизмов завершается испытанием их работы, в течение которого неоднократно производятся все основные операции. Особое внимание обращается на обеспечение правильности

движения затвора (без перекосов и заедания), хорошей работы опорных частей и уплотнений, надежности посадки затвора на порог и устойчивости его в этом положении, расчетной продолжительности маневров с затвором, исправной работы всех тормозов, надежности действия ручного привода при выключенном моторе и т. п.

Затворы испытываются под полным напором в состоянии покоя и движения, особое внимание обращается на начальный момент подъема. При этом производятся промеры для определения прогибов ригелей и других ответственных частей конструкции, а также тщательный осмотр всего затвора. Все замеченные дефекты исправляются, после чего затворы и механизмы сдаются в эксплуатацию, причем обслуживающий персонал снабжается письменной инструкцией о порядке маневрирования затворами и ухода за ними.



Фиг. 546. Монтаж подъемных механизмов сегментных затворов
Надвоицкой плотины.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

§ 159. КРАТКИЕ УКАЗАНИЯ О ВЫБОРЕ ТИПА ЗАТВОРА

Выбор типа затвора можно разбить на три стадии:

- 1) выявление условий будущей работы затвора и установление основных требований, которым должен удовлетворять затвор данной плотины;
- 2) сопоставление свойств нескольких типов затворов, которые относительно больше других приемлемы для данных условий;
- 3) окончательный выбор типа затвора.

Предварительно должны быть изучены такие важные данные, как условия производства работ по плотине, колебания горизонтов и расходов воды, характер и условия пропуска паводка, пропуск судов, плавающих тел, льда, зимний режим работы затвора, наличие наносов, характеристика основания плотины, наличие на плотине электроэнергии, кранового оборудования и т. д. На основе изучения указанных данных, учитывая экономические соображения и местные особенности (возможности изготовления, транспорта и монтажа, наличие проезжего моста на плотине,

ландшафт места постройки плотины и т. п.), следует сформулировать основные требования, которым должен удовлетворять данный затвор.

Указанные требования можно подразделить на три вида: 1) эксплуатационные, 2) конструктивно-строительные и 3) экономические.

Эксплуатационные требования диктуют размеры отверстия плотин и должны осветить такие вопросы, как точность регулирования подпорного горизонта, пропуск плавающих тел (судов, плотов, бревен, льда), необходимость экономии воды при сбросе плавающих тел и на неплотности в затворе, зимнее маневрирование, работа затворов в условиях наличия наносов, быстрота и автоматичность действия затвора и т. д.

Конструктивно-строительные требования должны увязать конструкцию затвора с размерами перекрываемого отверстия, типом плотины и методом ее возведения, выявить специальные требования в отношении обтекаемости затвора, жесткости его конструкции, эстетичности и т. п.

Экономические требования сводятся к необходимости получения наименьших весов и стоимости затвора и его механизма, служебного мостика, временного заграждения отверстия, а также минимального объема и простоты выполнения бетонных частей плотины, связанных с затвором (быки, флютбет), т. е. в конечном счете наименьшей суммарной стоимости всех перечисленных частей плотины.

Характеристика свойств отдельных типов затворов, а также указания об условиях их применения были даны в гл. 11—15 при рассмотрении каждого типа затвора. Пользуясь приведенными данными, можно в первом приближении наметить несколько типов затворов, удовлетворяющих основным требованиям, главным образом эксплуатационным, которые во многих случаях являются решающими. Остановимся кратко на этих требованиях и дадим общие принципиальные указания.

1. Точность регулирования подпорного горизонта наилучшим образом достигается затворами, легко и быстро освобождающими или закрывающими верхнюю зону отверстия, т. е. затворами с переливом воды поверху. Такими затворами являются опускные (плоские, сегментные, вальцовые, секторные и др.), а также подъемные с клапанами или сдвоенные (плоские, сегментные, вальцовые).

2. Пропуск с у до в обеспечивается затворами, позволяющими перекрывать значительные пролеты и не стесняющими надводные судоводные габариты, т. е. укладываемыми на флютбет (фермы Поаре, Томаса, системы Шаноана) или опускающимися в нишу последнего (системы Дефонтена).

3. Зимнее маневрирование может быть безболезненно применено лишь в отношении цельных жестких затворов, поверхность которых наименее подвержена обмерзанию, и при условии наличия минимального числа опорных частей, исключающего опасность смерзания и нарушения подвижности затвора. К таким затворам можно отнести сегментные, вальцовые, секторные, зимняя служба которых протекает вполне удовлетворительно, требуя лишь небольших затрат на отопительные устройства.

4. Наличие наносов делает нежелательным применение укладываемых на флютбет и опускных затворов, а также вообще конструкций с уплотнениями и опорными частями, подвергающимися загрязняющему и истирающему действию наносов, что может вызвать увеличение подъемного усилия, увеличение потерь воды через неплотности затвора, необходимость в частых ремонтах и т. п. Весьма целесообразно применение в этих условиях сегментных и вальцовых затворов.

5. Необходимость экономии воды приводит к применению типов затворов, имеющих наименьшую суммарную длину стыков (уплотнений), по которым в закрытом положении затвора может происходить потеря воды через неплотности в затворе, и затворов, допускающих сброс плавающих тел (льда, бревен) при минимальных потерях воды, т. е. с переливом

воды поверху. Этому требованию отвечают цельные затворы — опускные или подъемные при условии, если последние снабжены клапаном или являются сдвоенными.

6. Быстрота действия затвора, особенно необходимая при наличии быстро наступающих паводков, достигается прежде всего затворами гидравлического действия, где продолжительность подъема или опускания затвора сведена до 1—2 мин., затем — вообще цельными затворами, конечно при моторном приводе, когда скорость подъема может быть доведена до 1 м/мин.

7. Автоматичность действия, желательная в условиях быстро наступающих паводков, поддержания постоянного подпорного горизонта или сброса определенного расхода воды, обеспечивается затворами гидравлического действия, а также в отдельных случаях может быть достигнута и автоматизацией работы подъемных механизмов обычных затворов с механическим приводом.

8. Специальные требования в отношении передачи затвором давления воды на основание плотины возникают при слабом основании плотины, когда нежелательна или в ряде случаев даже неприемлема передача больших давлений на быки плотины. В этих условиях предпочтение отдается таким типам затворов, которые передают полностью или большую часть давления воды на флютбет (секторные, крышевидные, клапанные, фермы Поаре, Томаса и др.). В этих же целях возможна разрезка связанных с флютбетом быков по их продольной оси, что позволяет тогда применить затворы, передающие давление воды не только на флютбет, но и на боковые опоры (стоечно-плоские).

Переходя к конструктивно-строительным требованиям, следует остановиться на двух наиболее важных факторах.

1. Размеры перекрываемого отверстия, установленные эксплуатационными требованиями, оказывают существенное влияние на выбор типа затвора. Наибольшими возможностями в отношении перекрытия больших пролетов обладают затворы, передающие давление воды на флютбет и работающие в основном по высоте отверстия, как стойки, изгибаемые в вертикальной плоскости (фермы Поаре, Томаса, системы Шаноана). Эти затворы по длине отверстия разделены на ряд отдельных секций, не связанных жестко друг с другом, и таким образом вес 1 пог. м затвора является функцией только высоты отверстия и напора и не зависит от пролета. Однако высота отверстия, перекрываемого таким затвором, ограничивается величиной порядка 10—12 м, так как недостаточная жесткость отдельных секций и условия маневрирования ими не позволяют передавать на них очень большие давления.

Цельные затворы, как представляющие собой единую пространственно-неизменяемую систему, находятся в более тесной зависимости от размеров отверстия, но все же позволяют перекрывать пролеты до 40—50 м и выше (в первую очередь секторные, а также вальцовые, сегментные, плоские затворы). Наибольшая высота перекрываемого отверстия достигается цельными затворами, передающими давление воды на быки, и доходит до 15—18 м. Площадь отверстия, перекрываемого затвором, достигает в современных плотинах 300 м² и более.

2. Тип флютбета оказывает непосредственное влияние на выбор конструкции затвора. Так например, наличие низкого флютбета не благоприятствует устройству в нем ниши для опускных затворов (секторных, системы Дефонтена) и в то же время позволяет применить затворы, укладываемые на флютбет и вообще требующие значительной ширины последнего (крышевидные, системы Шаноана, фермы Поаре, Томаса). Высокие флютбеты, наоборот, требуют применения затворов, опирающихся на гребень плотины возможно меньшей площадью и минимально или вовсе не изменяющих профиль гребня (плоские, сегментные, вальцовые и др.).

Экономические требования сводятся к необходимости достижения минимума веса и стоимости затвора и его подъемного механизма, временного заграждения, служебного мостика, а также минимального объема и простоты выполнения бетонных частей, связанных с затвором, т. е. флютбета и быков. Только комплексное исследование стоимости всех указанных элементов и учет соображений об эксплуатационных расходах могут дать правильное решение об экономичности того или иного типа затвора. Как видно из вышеизложенного, требования, предъявляемые к затвору, весьма многообразны и нередко противоречат друг другу. Поэтому, выявив главнейшие требования, следует наметить два-три типа затвора, относительно более других подходящие для данных условий, и, исходя из наиболее полного удовлетворения этих решающих требований, окончательно выбрать тип затвора, хотя бы он и не удовлетворял некоторым второстепенным требованиям.

В заключение укажем, что в некоторых случаях, главным образом на плотинах с комбинированной работой (судоходной и энергетической), наилучшим может явиться применение на одной и той же плотине двух разных типов затворов с использованием важнейших преимуществ каждого из них.

§ 160. ОСНОВНЫЕ ТЕНДЕНЦИИ РАЗВИТИЯ СОВРЕМЕННОГО ЗАТВОРОСТРОЕНИЯ

Выше были рассмотрены конструкции затворов, имеющие применение в современной практике плотиностроения. Эти наиболее совершенные — на данном этапе развития техники — конструкции явились результатом целой цепи видоизменений, усовершенствований и отбора наиболее рациональных типов. Однако непрерывно растущие требования, предъявляемые к плотинам со стороны различных отраслей водного хозяйства, стимулируют дальнейшее развитие конструкций затворов; при этом намечаются следующие основные тенденции:

- 1) обеспечение точности регулирования подпорного горизонта путем сброса воды поверх затвора;
- 2) обеспечение быстроты и автоматичности действия затвора;
- 3) обеспечение возможности сброса льда и плавающих тел с минимальной потерей воды и при благоприятных условиях сопряжения с нижним бьефом;
- 4) обеспечение надежной зимней службы затвора;
- 5) придание затвору формы, позволяющей, с одной стороны, избежать появления вакуума и вибрации затвора и увеличения подъемного усилия, а с другой, — наиболее целесообразно использовать материал конструкции и уменьшить ее вес¹;
- 6) широкое применение мощного кранового оборудования (особенно при большом числе пролетов плотины), которое вместе с тем разрешает трудную (при отверстиях значительных размеров) проблему временных заграждений;
- 7) обеспечение возможности перекрывать отверстия весьма значительных пролетов — свыше 40—50 м. В соответствии с перечисленными основными тенденциями мысль современных конструкторов затворов работает главным образом над созданием совершенных автоматических затворов гидравлического действия и улучшением конструкций наиболее распространенных затворов с механическим приводом (плоских, сегментных, вальцовых), причем последним стремятся придать наиболее рациональную форму (затворы с клапаном, двоянные, обтекаемые, парусные, трубообразные и т. п.), обеспечивающую вместе с тем возможность перекрытия весьма больших отверстий.

¹ Отсюда широкое использование лабораторных исследований, которые, как правило, сопутствуют всякому крупному проекту. Укажем для иллюстрации, что в результате обширных экспериментальных исследований по плотине Боулдер (США) достигнута экономия в сумме 2 170000 долл., в том числе по металлическим конструкциям 1 500000 долл..

Д Е Р Е В Я Н Н Ы Е П Л О Т И Н Ы

ГЛАВА СЕМНАДЦАТАЯ

ДЕРЕВЯННЫЕ ПЛОТИНЫ

Деревянные плотины имеют в СССР весьма большое распространение, являясь одним из старейших типов плотин. После Октябрьской революции строительство деревянных плотин начало усиленно развиваться, причем были разработаны и построены новые, более совершенные типы конструкций плотин как для низких, так и для высоких напоров — до 10 м и более (Беломорско-Балтийский канал им. т. Сталина).

Важное преимущество деревянных плотин заключается в дешевизне постройки этих сооружений в районах, богатых лесом, где дерево является местным материалом, требующим незначительных издержек на транспорт. Деревянные плотины возможно строить круглый год, максимально осуществляя стандартизацию элементов и механизацию деревянных работ.

Недостатком этих плотин является сравнительно короткий срок надежной их работы (10—15 лет), хотя при хорошем содержании и ремонте они служат и больше.

Однако с выработкой надежных и дешевых методов борьбы с гниением дерева недостаток этот будет постепенно смягчен. Во всяком случае даже и при современном положении дела деревянные плотины широко распространены.

§ 161. ТИПЫ ПЛОТИН

Почти все деревянные плотины¹ являются водосливными, причем пропуск воды из верхнего бьефа в нижний производится через отверстия одинаковой или разной ширины и высоты, закрываемые затворами.

Крайние отверстия плотины ограничиваются устоями, которые соединяются с берегом или непосредственно, или с помощью сопрягающих дамб (обычно земляных) (фиг. 547).

Если отверстие для пропуска расхода воды должно иметь значительную ширину, то его делают на несколько малых отверстий бычками или более легкими промежуточными опорами — контрфорсами и стойками.

Устои, бычки и контрфорсы размещаются на флотбете, который располагается либо непосредственно на грунте либо на сваях. Флотбет состоит из трех частей: понура, водобоя и рисбермы (гл. 8). Иногда рисберма выполняется из двух частей: сливной, непосредственно примыкающей к водобою, и собственно рисбермы.

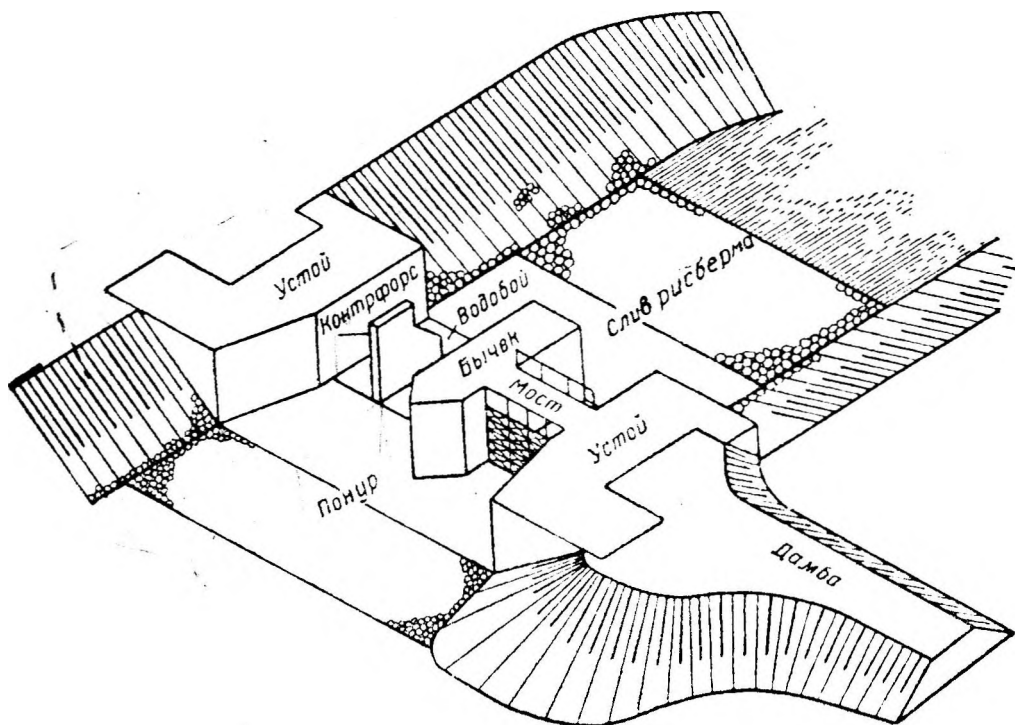
Для перехода через плотину и для маневрирования затворами устраивается служебный мостик. Иногда через плотину устраивают и

¹ Общие вопросы, относящиеся к применению дерева и других материалов в гидротехническом строительстве, освещены в гл. 2. Необходимо учесть целесообразность применения нержавеющей стали в ответственных частях деревянных плотин.

проезжий мост определенного класса в зависимости от класса дороги и интенсивности движения по ней.

Значительно реже строятся глухие деревянные плотины, через которые вода не переливается, а пропускается или через специальные сооружения, расположенные отдельно, или через отверстия внутри тела плотины.

Если напор, создаваемый плотиной, невелик, то при значительных естественных подъемах уровня воды строятся плотины, которые периодически затопляются. Такие затопляемые плотины имеют разборчатые мосты, снимаемые на время паводка, и специальные укрепления всех частей, особенно земляных дамб, во избежание размыва последних.



Фиг. 547. Схематический общий вид деревянной плотины.

Когда верх флютбета — порог или король плотины — располагается выше горизонта воды нижнего бьефа, то напор, создаваемый плотиной, будет больше напора на пороге, величина которого равна высоте переливающегося слоя воды через плотину. При значительном возвышении порога плотины над нижним бьефом спуск воды производится с помощью ступенчатых перепадов или быстротоков.

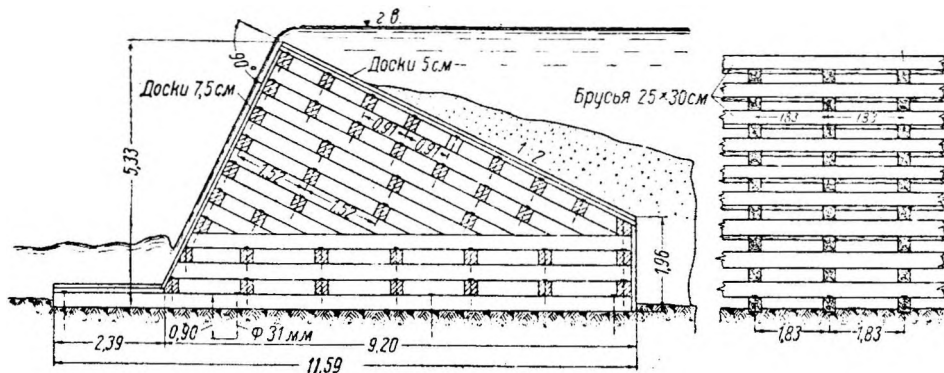
По особенностям конструкции, преимущественно надфлютбетных частей, деревянные плотины делятся на три типа: 1) ряжевые (фиг. 551, 559, 567 и 590), 2) стоечно-обшивные (фиг. 574), 3) контрфорсные (фиг. 576, 577, 583, 584 и 586).

а) Ряжевые плотины являются наиболее старым, испытанным и надежным типом этого рода сооружений. Они строятся обычно для напоров до 5,0 м, но встречаются и для сравнительно больших напоров, до 7,0 — 12,0 м, и как исключение — до 20,0 м. Эти плотины выполняются из ряжей с вертикальными стенами. Ряжевые устои и бычки, а также флютбеты требуют для своего устройства много лесных материалов.

Для возведения ряжевых частей необходимо выполнение больших земляных работ по открытию котлована, а затем по загрузке ящиков ряжей и паух. Положительным их качеством являются простота исполнения и большая сопротивляемость даже тогда, когда отдельные части плотины начали гнить. Ремонт устоев, у которых раньше всего загнивают лицевые стены, обходится дорого, требует разборки старых стен и производства больших земляных работ.

Ряжевые плотины сопротивляются действующему на них давлению воды и грунта преимущественно собственным весом, а также с помощью забитых в грунт свай.

Для уменьшения количества лесных материалов стены ряжевых плотин собираются на болтах из брусев без врубок в пересечениях. Водонепроницаемость тела этого типа ряжей, называемых американскими, достигается специальной обшивкой из досок, брусев или железа.



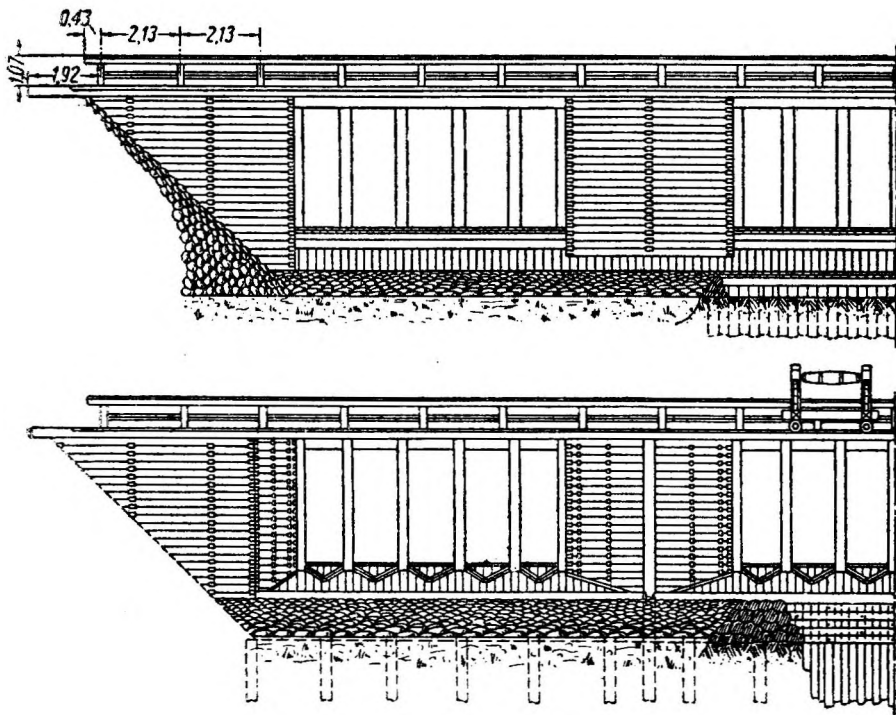
Фиг. 548. Поперечное сечение и вид с нижнего бьефа (при снятой обшивке) на плотину из американских ряжей, построенную на р. Бэр в США.

На фиг. 548 показана подобного рода плотина высотой 5,33 м и длиной 11,59 м, построенная в 1889 г. на р. Бэр (Bear) в США. Нижняя часть тела плотины шириною по основанию 9,20 м устроена из горизонтальных брусев 25x30 см и соединена болтами со скалой. В верхней части продольные ряды таких же брусев уложены с уклоном 1:2.

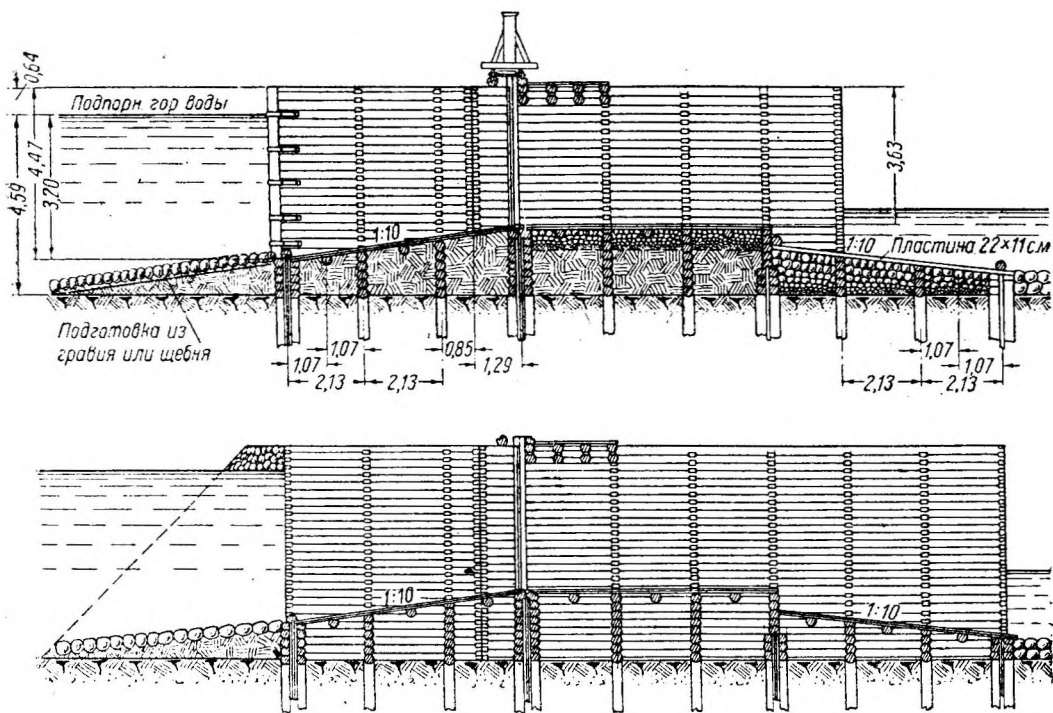
Разновидностью ряжевых плотин являются деревянные плотины из наклонных ряжей, как например водосливная Шаванская плотина на Беломорско-Балтийском канале им. т. Сталина (фиг. 590), описанная в § 165.

б) Стоечно-обшивные плотины (фиг. 574) отличаются от ряжевых устройством стен устоев и бычков, изготовляемых из пластин или досок, опирающихся на стойки или на забитые в грунт сваи. Для большей прочности верхние части свай удерживаются анкерами. Эти плотины по сравнению с ряжевymi требуют меньше лесных материалов, меньшего объема земляных работ по выемке котлованов, но зато сложнее в исполнении вследствие большого количества соединений; последние довольно быстро расстраиваются и требуют больше железа, чем соединения ряжевых плотин. Постройка стоечно-обшивных плотин для напора более 3 м значительно усложняется из-за необходимости устройства двух рядов анкеров, верхних и нижних, без которых сваи не выдерживают давления грунта. Ремонт устоев стоечно-обшивных плотин также сложен, так как приходится отрывать большой объем загрузки.

в) Контрфорсные плотины, являющиеся сооружениями мало распространенными, отличаются нижеследующими особенностями. Горизонтальная сила от давления воды воспринимается специальными вертикальными опорами, представляющими собою либо фермы, составленные



Фиг. 550. Фасады ряжевой плотины с верховой и низовой сторон.



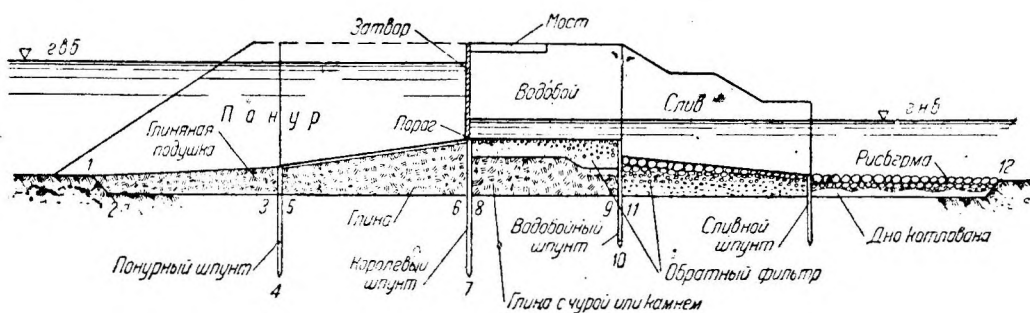
Фиг. 551. Разрезы плотины со свайно-ряжевым флютбетом и повышенным порогом.

583), 2) ряжевая (фиг. 567), 3) смешанная или свайно-ряжевая (фиг. 551). Первый и третий типы флютбетов пригодны для грунтов, допускающих забивку свай, второй — для грунтов, не допускающих этой забивки.

В зависимости от возвышения верха флютбета над поверхностью грунта основания они делятся на два типа: 1) флютбеты с низким порогом, горизонтальные (фиг. 559, 563, 566 и 583), 2) флютбеты с повышенным порогом и наклонным понуром и сливом (фиг. 551).

Разрезы на фиг. 551 изображают конструкцию флютбета с боковым видом на устои (нижний чертеж) и с боковым видом на бычок (верхний чертеж, на котором видно также заполнение частей флютбета). Понурная часть флютбета состоит из глиняной подушки, покрытой каменной мостовой, и собственно деревянного понура, заполненного глиной. В начале понура забита понурная шпунтовая линия, как это показано также на схеме подобного флютбета (фиг. 552), и сверху понур покрыт двойным полом (с прокладкой войлока) из досок, примыкающих к порогу. Таким образом понурная часть плотины является непроницаемой для воды.

Средняя, водобойная часть плотины расположена непосредственно ниже затворов. В начале водобоя забита королевая шпунтовая линия, а в конце — водобойная.



Фиг. 552. Схема флютбета с повышенным порогом.

При открытых отверстиях вода прежде всего поступает на водобой, который принимает удары падающей струи и с которого вода устремляется на следующую часть плотины, называемую рисбермой (сливом) и огражденную сливной шпунтовой линией.

Когда плотиною создан подпор, вода начинает фильтровать из верхнего бьефа в нижний через проницаемый грунт как под плотиной, так и в обход береговых устоев, соединенных земляными дамбами с берегами.

Подземный контур непроницаемой части флютбета равен длине 1-2-3-4-5-6-7-8-9-10-11 (фиг. 552).

Картину фильтрации воды под плотиной можно получить методами, описанными в гл. 8.

Сооружение будет оставаться устойчивым, если выходящий с некоторой скоростью фильтрационный поток не в состоянии будет вытолкнуть и унести частицы грунта основания, а для этого необходимо:

1. Ослабить выталкивающие силы и, значит, уменьшить скорость движения фильтрационного потока, особенно на выходе в нижний бьеф (участок 10-11) (фиг. 552), что достигается соответствующей длиной и формой очертания непроницаемой части флютбета.

2. Увеличить устойчивость частиц грунта, сопротивляющихся выталкивающим силам собственным весом, путем их пригрузки обратным фильтром.

Гидротехнический расчет флютбетов изложен в гл. 8; в дополнение к нему рекомендуется руководствоваться следующими указаниями:

а) В плотинах с одной или несколькими шпунтовыми линиями протяжение всех вертикальных участков подземного контура непроницаемой части флютбета должно составлять около половины общей ее длины.

б) Королевый шпунт должен быть забит на максимальную глубину, возможную по грунтовым условиям и по наличию оборудования, с обеспечением наибольшей водонепроницаемости. При этом надо стремиться к тому, чтобы глубина шпунта, считая от подошвы флютбета, была не меньше величины напора.

в) Глубина понурного шпунтового ряда принимается равной глубине королевского или несколько меньше.

г) Расстояние между понурным и королевским шпунтовыми рядами и вообще между двумя соседними рядами в пределах непроницаемой части флютбета (фиг. 552) должно быть больше двойной средней глубины шпунтов, считая ее от низа подушки.

д) В конце непроницаемой части флютбета и в частности в конце непроницаемого водобоя необходимо устраивать вертикальное заглубление флютбета в грунт основания (ниже поверхности выхода фильтрационных вод) в виде короткого шпунта глубиной около 2,0 м, заборки из досок или пластин на глубину образуемого зуба, но не менее 0,5 м.

Глубокого шпунтового водобойного ряда лучше не устраивать, чтобы не увеличивать противодавления на флютбет в пределах водобоя. Это замечание не относится к случаю, когда толщина флютбета вне зависимости от противодавления воды получается достаточно большой, например в плотинах с повышенным флютбетом.

Когда водобой пронизывает и непосредственно к нему примыкает рисберма, то полезно устроить неглубокий шпунт в конце водобоя с целью ограничения влияния вымоины на рисберму на случай, если последняя все же будет размываться. По этой же причине устраивается шпунт в конце сливной части (фиг. 551 и 552).

е) Ниже водобоя, где обычно имеет место выход фильтрующего потока, и в пронизанном водобое необходимо устроить обратный фильтр, препятствующий выносу грунта из-под сооружения.

В непроницаемом водобое также полезно поверх глины положить небольшой толщины обратный фильтр для принятия воды, профильтрованной через подушку. В этом случае в водобойном полу высверливают дыры или оставляют щели для выхода воды.

ж) Длины отдельных частей флютбета зависят главным образом от напора на плотине и характера грунта и изменяются примерно в следующих пределах: длина понура (1,5—2,5) H , причем длина глиняной подушки до первого шпунта (фиг. 552) принимается равной (0,5—5,0) H , длина водобоя — (2—3) H и длина слива и рисбермы — (3—10) H , где H —расчетный напор на плотине.

Для флютбета с повышенным порогом и при значительно меньшей величине напора на пороге по сравнению с напором на плотине определение длины водобоя следует производить по величине напора на пороге. Длина сливной части, а иногда и водобойной, зависит также от условий сопряжения струи с нижним бьефом, размещения устройств для гашения энергии: колодцев, гасителей и др.

В практике плотиностроения часто применяются плотины с низким порогом, расположенным примерно на уровне поверхности земли (фиг. 559, 563, 566 и 583). В таком случае отпадает необходимость устраивать солидный слив, и продолжением водобоя является непосредственно рисберма, представляющая собою сливную часть флютбета.

Флютбет на сваях устраивается всегда, когда грунт допускает забивку свай. Если приходится располагать верх флютбета выше поверхности грунта (так называемый повышенный флютбет) более чем на 1,0 м, то

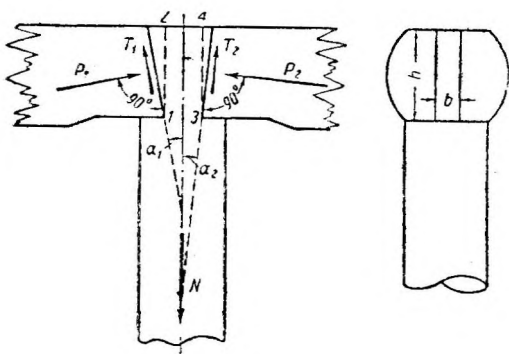
флютбет устраивается смешанный: на свайном основании делается ряжевая нарубка требуемой высоты (фиг. 551). Смешанный флютбет нужно устраивать также в тех случаях, когда приходится снимать при устройстве флютбета верхний, непригодный для основания слой грунта, заменяя его ряжевой нарубкой, расположенной на сваях.

Ряжевые флютбеты (фиг. 567) устраиваются на скале или на грунтах, не допускающих забивки свай (плотные грунты с камнями), и состоят из ряжевой нарубки, нижние венцы которой причерчиваются и прикрепляются посредством пиранов¹ к скале или располагаются на годном для основания слое грунта.

2. СВАЙНОЕ ОСНОВАНИЕ ФЛЮТБЕТОВ

Флютбеты на сваях требуют забивки в грунт шпунтовых линий и одиночных свай (фиг. 549).

Одиночные сваи диаметром 20—26 см в зависимости от нагрузки забиваются под каждым пересечением стен ряжевых флютбетов, устоев и бычков. В основаниях флютбетов одиночные сваи располагаются рядами



Фиг 553. Расчетная схема клинового закрепления насадок.

2—4 см больше шипа, который расклинивается двумя клиньями, забиваемыми в шип в 2—3 см от его краев (фиг. 553). Выступающая часть шипа спиливается или срубается заподлицо с насадкой. Кроме того насадка скрепляется со сваем одной или двумя скобами. Описанное крепление обеспечивает надежное соединение насадок со сваями при действии на пол вырывающей силы от напорного давления воды; прочность его проверяется вычислением напряжений смятия по боковым граням шипа, как для клина (фиг. 553). Срывающая насадку сила N уравновешивается вертикальными составляющими: а) давлений P_1 и P_2 на грани клина и б) сил трения T_1 и T_2 , вызываемых этими давлениями.

Приближенное значение силы N :

$$N = P_{1i} \left(2 f \cos \alpha_1 + \sin \alpha_1 + \sin \alpha_2 \frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha_2} \right), \quad (418)$$

где α_1 и α_2 — углы наклона боковых граней шипа к оси сваи; f — коэффициент трения дерева по дереву (гл. 3).

Предельная величина срывающей силы N для клина заданных размеров определяется наибольшим значением силы P_1 , равным произведению допускаемых напряжений на смятие клина поперек волокон $[\sigma_c]$ на площадь F боковой грани $F = hb / \cos \alpha_1$

¹ Пиронаы — железные стержни, заделываемые в скалу, на цементном растворе; для лучшего сопротивления выдергиванию концы пиранов разводятся.

Тогда из формулы (418):

$$N_{\max}' = [\sigma_c]_{\perp} hb (2f + \operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \alpha_2). \quad (419)$$

Для симметричного клина:

$$N_{\max}' = 2[\sigma_c]_{\perp} hb (f + \operatorname{tg} \alpha), \quad (420)$$

где h и b — высота и ширина шипа (допускаемые напряжения см. гл. 3 и приложения).

Для силы N существует еще другой предел, устанавливаемый по допускаемому напряжению на скалывание вдоль волокон $[\tau]$ по плоскостям 1—2 и 3—4 (фиг. 553); величина его обычно значительно больше N_{\max}' .

Все шпунтовые линии, забиваемые в пределах непроницаемой части флютбета, должны быть без щелей и не прерываться на всем протяжении.

Для обеспечения правильной их забивки предварительно устраиваются направляющие, состоящие из насадок, положенных на два ряда свай $d \approx 22$ см, забитых в каждом ряду через 2,0—2,5 м (фиг. 549 и 562).

Шпунтовые сваи готовятся шпунторезом или машинным способом на заводах.

Иногда направляющие насадки укрепляют на одном ряду свай, которые входят в состав шпунтов.

Иного рода направляющие для забивки шпунтов показаны на фиг. 558 и 559, где насадки укреплены сбоку свай с помощью врубок и болтов.

Кроме поперечных шпунтовых линий, идущих непрерывно от одного берегового примыкания до другого, в плотинах устраиваются еще и продольные шпунты (фиг. 549 и 554). Их устраивают с целью предупреждения оседания засыпки бычков и устоев в случае выноса грунта из-под флютбета, чего нельзя допускать. Однако указанное соображение отпадает для понура, где вынос грунта обычно не имеет места и где продольные шпунтовые линии пронизывают непроницаемую глиняную подушку и создают более легкие пути фильтрации вдоль этих линий. Вследствие сказанного не следует устраивать продольных шпунтовых линий под бычками; надлежит ограничиться устройством их под лицевыми стенами устоев для ограждения с боков непроницаемой части флютбета. Только в плотинах с большим числом отверстий с целью разделения флютбета на отдельные участки на случай их осушения (для осмотра или ремонта по частям) полезно устроить на границах этих участков под опорами продольные шпунтовые линии (см. также § 163).

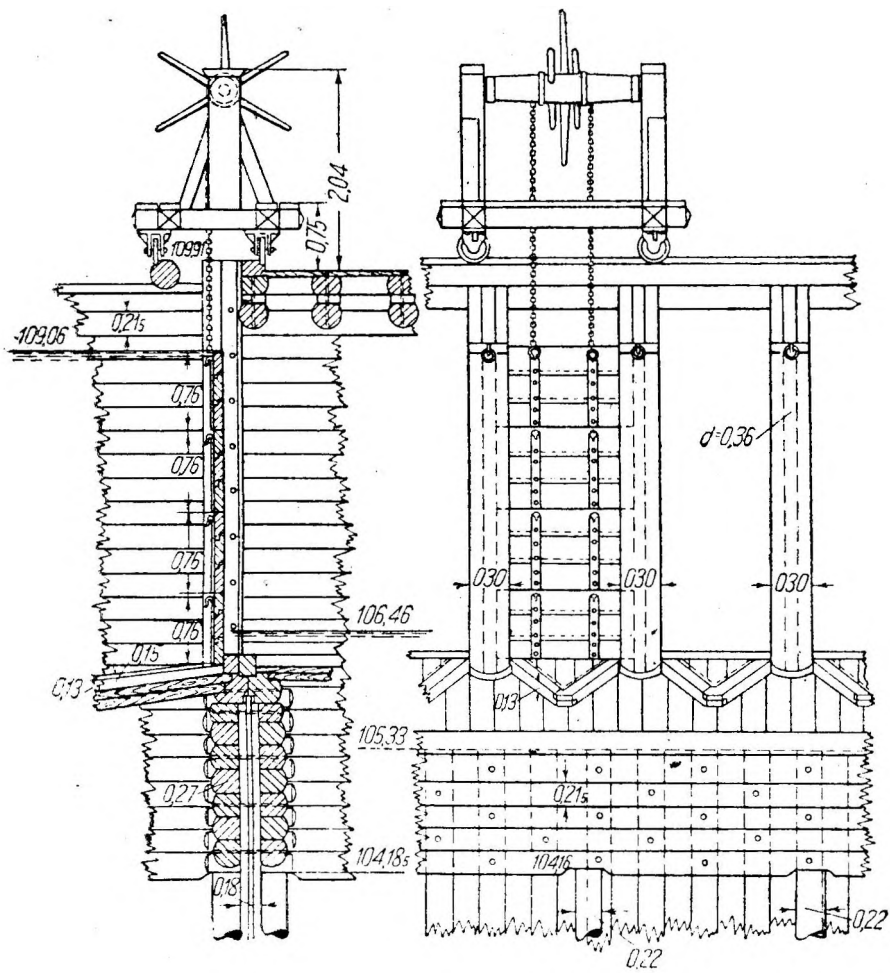
Оседание загрузки в бычках, если это все же происходит, является верным признаком, указывающим на вынос грунта под флютбет и на необходимость принятия срочных мер для ремонта.

На пересечениях продольных и поперечных шпунтовых линий забиваются сперва фасонные сваи, к которым примыкают шпунтовые ряды.

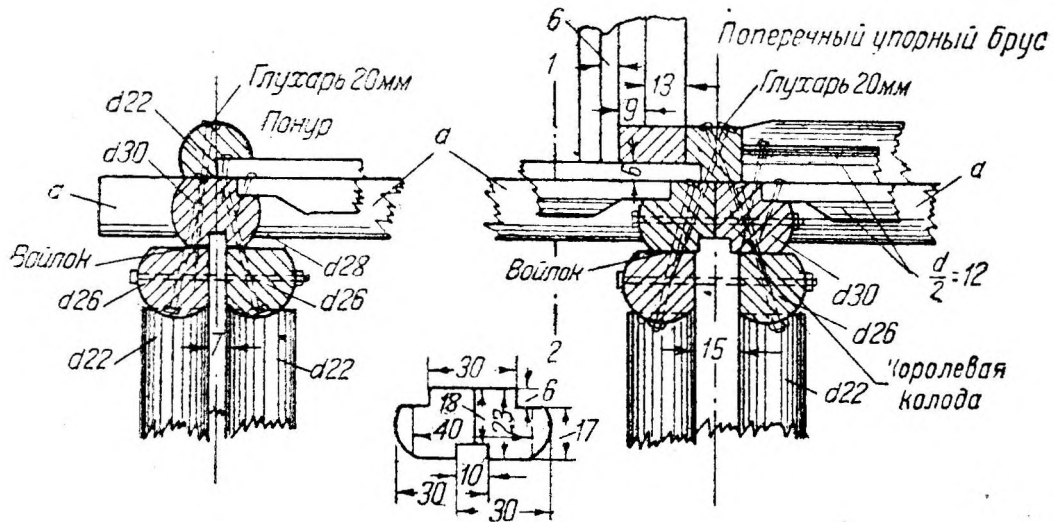
3. БРУСЬЯ И ПОЛЫ ФЛЮТБЕТОВ

После забивки шпунтовых брусьев или досок насадки прочно стягиваются болтами (фиг. 556) и все щели между шпунтом и насадками заделываются забивкой тонких клиньев; затем верхние концы шпунтовых свай по черте спиливаются, на них нарубают ровный гребень несколько меньшей ширины, чем брусья или доски, выравнивая тем самым неизбежно искривившуюся в плане при забивке линию досок или брусьев. При дощатом шпунте ширина гребня обычно нарубается 5—7 см и при брусчатом 10—12 см; чем гребень шире, тем лучше. Высота гребня 5—10 см.

В плотинах с низким порогом или с повышенным порогом и свайным флютбетом на гребень и на парные насадки укладываются на войлоке (или толе) с осмолкой понурная и королевая колоды (шапочные



Фиг. 555. Детали королевой части ряжевой плотины.



Фиг. 556. Детали понурного и королевого шпунтов.

шпунтовых рядов можно устроить стенку из горизонтальных шпунтованных брусьев или нарубить гребни у шпунтовых линий на уровне насадок, уложить шапочные брусья, а затем на шапочных брусьях и на всех насадках промежуточных рядов свай произвести ряжевую нарубку флютбета.

Понурный пол настилается из двух рядов полусухих досок толщиной 5—10 см с плотной пригонкой кромок, а иногда с конопаткой швов, располагаемых вразбежку. Между полами по смоленому нижнему полу прокладывается слой войлока или толя. Доски можно заменить пластинами.

Концы пола помещаются в четвертях на понурной и королевой колодах и прибиваются (каждый конец) двумя гвоздями. Верхний пол перекрывает нижний. Концы полов закрываются прижимными брусьями, прикрепляемыми завершенными болтами или глухарями к шапочным брусьям.

При проверке прочности понурного пола, опирающегося на насадки или балки, изгибающий момент определяется так, как для разрезной балки на двух опорах при равномерной нагрузке, соответствующей давлению воды при нормальном уровне верхнего бьефа; при проверке прочности насадок считают за пролет расстояние между сваями в поперечном ряду.

Подобным образом устраивается и водобойный пол, если он должен быть водонепроницаемым; в противном случае оба ряда досок или пластин настилаются с обычной притеской и с перекрытием швов.

Сливной пол (а иногда и водобойный) устраивают из накатника. Прочность водобойного пола должна быть не меньше прочности понурного пола. Для уменьшения пролетов между поперечными ряжевными стенками врубаются промежуточные балки (фиг. 551, 554); в свайных флютбетах сближают ряды свай или увеличивают толщину пола, чтобы обеспечить его прочность.

Примыкание полов к стенам устоев и бычков производится или непосредственно к венцу, лежащему на высоте пола, или к специальному комплатному брусу. Этот брус укладывается на насадках и притягивается с прокладкой войлока болтами к одному венцу стенки, когда полы горизонтальны, или к нескольким венцам стенки, когда полы наклонны. В последнем случае венцы стенки обтесываются под плоскость. Полы прижимаются плинтусами, особенно в тех случаях, когда доски примыкают к стене торцами.

На королеву колоду укладывается поперечный упорный брус, прижимающий верхний пол понура (фиг. 556), этот брус при высокой колоде может врубаться в нее на глубину 3—6 см (фиг. 554). Стойки своим нижним концом упираются в поперечный брус, который передает давление стоек на продольные упорные брусья; последние располагаются на продольных связующих брусьях (см. ниже) и соединяются с ними зубьями и болтами.

Чтобы поперечный брус не прогнулся и не расстраивал непроницаемых соединений короля, продольные брусья располагаются против каждой стойки и своими торцами упираются в поперечный брус.

Для заведения съемных стоек (стр. 613) на место при их установке служат направляющие треугольники (фиг. 549), прибиваемые к понурному полу и состоящие из трех брусков, обшитых сверху досками; одна из сторон треугольника примыкает к поперечному упорному брусу.

4. ПРОДОЛЬНЫЕ КРЕПЛЕНИЯ ФЛЮТБЕТОВ

Основной силой, действующей на флютбет, является давление воды, которое создает вертикальную и горизонтальную статические нагрузки, а в водобойной и сливной частях еще и динамическую нагрузку. Наибольшее значение при расчете и конструировании плотин имеет горизонтальное давление воды, которое непосредственно действует на затворы, тело плотины, на устои, промежуточные опоры и на флютбет. В зависимости

от системы конструкции, затворы передают давление воды или только устоям и промежуточным опорам (шандоры, некоторые сегменты), или только на флютбет (фермы Поаре и др.) (фиг. 561 и 563), или частично на флютбет и частично на устои, или на промежуточные опоры (стойки со щитами) (фиг. 550 и 555). Определив действующие силы в разных местах флютбета, выделяют для расчета участки, соответствующие опорам: бычкам, контрфорсам, стойкам. Каждый участок должен удовлетворять условиям устойчивости и прочности независимо от других; в противном случае должны быть предусмотрены специальные конструкции, обеспечивающие совместную работу этих частей.

В случае применения в качестве затворов стоек и щитов расчетный участок флютбета надо взять шириною между серединами двух соседних пролетов образуемых стойками. Усилие, сдвигающее этот участок флютбета, передается нижним концом стойки (фиг. 551, 555 и 556) через поперечные упорные брусья на одиночные сваи соответствующего продольного ряда свайного основания, в том числе и на водобойный шпунт (если он имеется). При наличии малого числа свай в водобое на каждую из них приходится значительная нагрузка; под влиянием последней сваи будут изгибаться, и продольный упорный брус вместе с верхушками свай может переместиться. Поэтому, когда давление воды передается в основном только на водобой, то последний несколько сдвигается и отходит от понура, образуя щели на короле.

Опыт работы плотин на некоторых реках СССР и осмотр их конструкции при капитальных ремонтах и перестройках показывают, что короли, преимущественно плотин со свайными флютбетами, действительно расстраиваются; это выражается раскрытием их швов до нескольких сантиметров вследствие происходящего чаще всего сворачивания с гребня королевой колоды. Указанное обстоятельство вызывает истирание гребней шпунтовых линий текущей по щелям водой с наносами и способствует выносу загрузки флютбета и образованию под полами пустот.

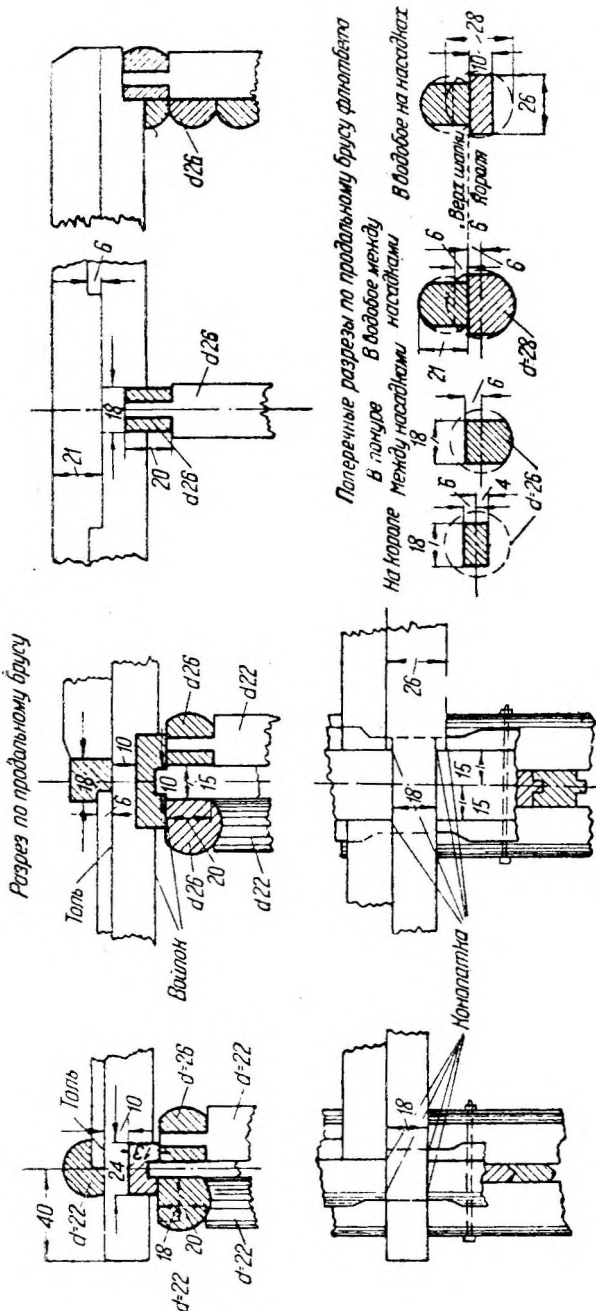
Одной из причин подобных разрушений является отсутствие в старых плотинах надежных продольных креплений, обеспечивающих передачу силы давления воды на все сваи флютбета. Можно конечно настолько усилить водобой, что он без участия понура будет противостоять давлению воды без опасных для сооружения деформаций, но это приводит к необходимости при данном типе конструкции увеличивать число свай на единицу площади и удлинять водобой, что удорожает плотину, между тем как имеющиеся свайные опоры не используются в должной мере.

Чтобы сдвигающую силу, приложенную к водобой, передать на все свайные опоры флютбета, надо устроить продольные крепления и в частности против каждой стойки, промежуточной опоры и под лицевыми стенами устоев плотины уложить продольный связующий брус (на фиг. 556 обозначен буквой *a*), который врубается в колоды понура, короля и водобоя и во все насадки, как показано на продольном разрезе по брусу (фиг. 557) для флютбета с низким порогом и горизонтальными полами. Чтобы обеспечить водонепроницаемость в местах пересечения продольного связующего бруса с колодами шпунтовых линий, необходимо после осмолки под брус положить войлок, а вертикальные щели законопатить.

Сдвигающая сила, будучи приложена к любому месту продольного бруса, через указанные выше соединения передается на все одиночные сваи этого ряда и на все шпунтовые линии; при этом весь флютбет будет работать как одно целое.

Если на место постройки не могут быть доставлены длинные и толстые бревна, то продольные брусья приходится сращивать; место сращивания делается на весу между насадками простым прямым или косым замком. Прочность всех врубок бруса должна быть проверена расчетом.

Как вариант продольного крепления, на фиг 558 показана конструкция разрезных королевого и понурного шапочно брусев. Направляющие насадки для шпунтовых рядов насаживаются сбоку маячных свай, забитых одна против другой; парные продольные брусья сбалчиваются и кладутся непосредственно на эти насадки и на гребень шпунта с войлоком, охватывая концы маячных свай, обтесанных с четырех сторон. Между парными продольными брусьями на гребни шпунтовых линий укладываются на войлоке короткие отрезки шапочных брусев, входящих концами во врубку в продольном брусое глубиною 4 см. Пересечение с другими насадками и прочие детали флютбета не отличаются от описанного ранее. Здесь горизонтальная сила от продольных брусев передается на шпунтовые линии через головки свай, расположенных с верхней стороны шпунтовых линий, а затем на насадки и всю шпунтовую линию. Участие шапочного брусое в передаче сил в этой конструкции весьма незначительно.



Фиг. 557. Детали пересечений продольного связующего брусое с шапочными брусьями и насадками.

В конструкции короля и понура можно сделать еще некоторое упрощение, если низовую направляющую насадку посадить на шипы маячных свай. Тогда продольные брусья будут захватывать головки одного ряда свай, которые расположены с верхней стороны шпунтовых линий и которые только и передают горизонтальную силу на шпунты, как это показано на фиг. 559.

5. ФЛЮТБЕТЫ С ВЕРТИКАЛЬНЫМИ ФЕРМАМИ

Конструкция флютбета с продольными связями в виде ферм (фиг. 560), обеспечивающих работу на сдвиг

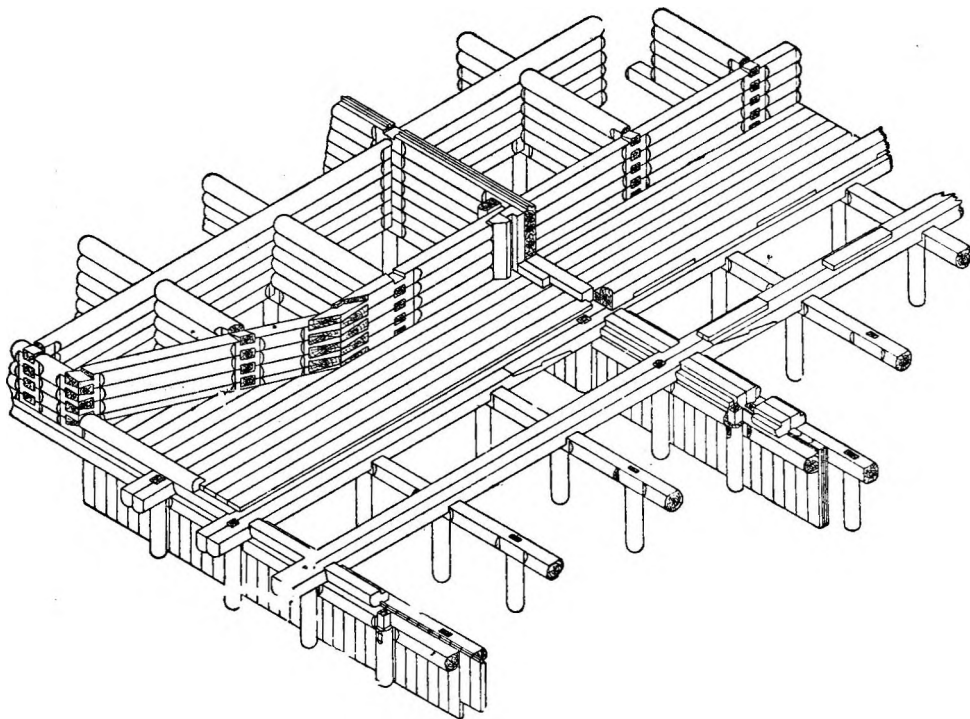
всего флютбета, впервые применена в плотине, построенной в 1926 г. на реке Сандалке для Кондопожской гидроэлектростанции в Карелии.

Вертикальными стержнями этих ферм являются сваи, забитые в грунт, причем верхний пояс фермы делается сплошным по всей длине флютбета и осуществляет продольное крепление последнего. Несмотря на установку

ривать как заделанные в ферме на уровне нижнего пояса, где горизонтальные силы системой подкосов и передаются на сваи. Поэтому на такие сваи и шпунты при прочих одинаковых условиях можно допустить большую горизонтальную нагрузку и, значит, сократить число свайных опор.

Другой особенностью этой системы является устройство разрезных колод на всех шпунтовых линиях подобно конструкции по фиг. 558 и 559.

Сваи флютбета связаны парными поперечными схватками, поддерживающими верхние и нижние пояса ферм. Эта система требует выемки



Фиг. 559. Аксонометрия флютбета ряжевой плотины на свайном основании с продольными связующими брусьями и разрезными шапками короля и понура.

глубокого котлована (в 2,0 м и больше) для размещения ферм. Наличие пересекающихся многочисленных схваток, продольных брусьев с подкосами при расстоянии между фермами от 1,2 до 2,0 м требует очень много лесного материала и железных поковок, а также чрезвычайно затрудняет устройство непроницаемых глиняных подушек.

Поэтому рассматриваемая система флютбета при наличии ряда преимуществ по сравнению с существующими системами обходится значительно дороже, обладая вместе с тем отмеченными выше недостатками.

В частности вполне возможно в пределах понура не устраивать ферм, а ограничиться только одним верхним поясом; тогда непроницаемость глиняной подушки в понуре можно обеспечить в той же мере, как на других плотинах.

6. О РАСЧЕТЕ СВАЙ ФЛЮТБЕТОВ

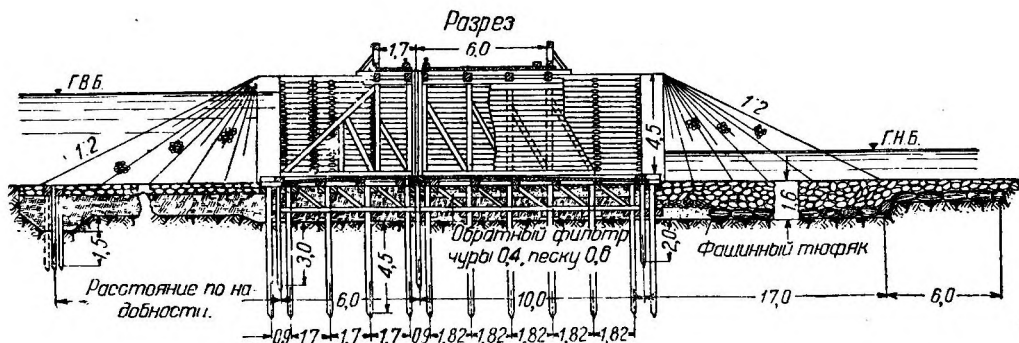
При расчете свай необходимо учитывать: 1) надежное закрепление свай в грунте соответственно прочности грунта, что достигается главным образом надлежащей глубиной забивки, и 2) прочность самих свай.

Горизонтальное давление воды на плотину передается флютбетом на сваи, которые чаще всего имеют свободный верхний конец, так

как соединение шипом сваи с насадкой не является серьезным препятствием для поворота сечения при изгибе.

В некоторых конструкциях верхний конец сваи заделывается; так например, в свайных контрфорсах (фиг. 577) или флютбетах с продольными вертикальными фермами (фиг. 560) сваи входят в состав контрфорса или фермы с упругой заделкой на уровне продольных связующих брусьев или нижнего пояса фермы. Для проверки прочности свай надо вычислить изгибающий момент и напряжения.

Если сваи воспринимают также и вертикальную нагрузку от воды, служебного или проезжего мостов, то определение суммарных сжимающих напряжений в свае производится при совместном действии изгибающего момента и вертикальной нагрузки, а глубина забивки принимается равной наибольшему из значений, полученных расчетом отдельно при действии горизонтальной силы и отдельно — вертикальной.



Фиг. 560. Разрез по флютбету с продольными вертикальными фермами и разрезными шапочными брусьями.

Прочность свайных опор и надежное закрепление их в грунте должны обеспечиваться величинами деформаций, безопасными для общей прочности флютбета. Большие величины прогибов свай, меняющиеся с изменением напора, могут вызвать расстройство соединений. Прогибы в 1,0 см допустимы.

При наличии надежных продольных креплений величины прогибов всех опор флютбета примерно одинаковы и потому вычисление их можно произвести для какой-либо отдельной сваи.

Сваи флютбета в продольных рядах, расположенных по направлению действия сдвигающей силы, следует размещать на расстояниях, при которых призма отпора одной сваи не пересекала бы соседней сваи. В противном случае сваи лучше располагать в шахматном порядке¹.

7. ФЛЮТБЕТЫ НА СВАЙНЫХ КОЗЛОВЫХ ОПорах

При проектировании плотин на свайном основании для напора около 4,0 м и более устройство прочного флютбета требует применения большого количества свай, которые работают главным образом на изгиб и рациональное размещение которых затруднительно.

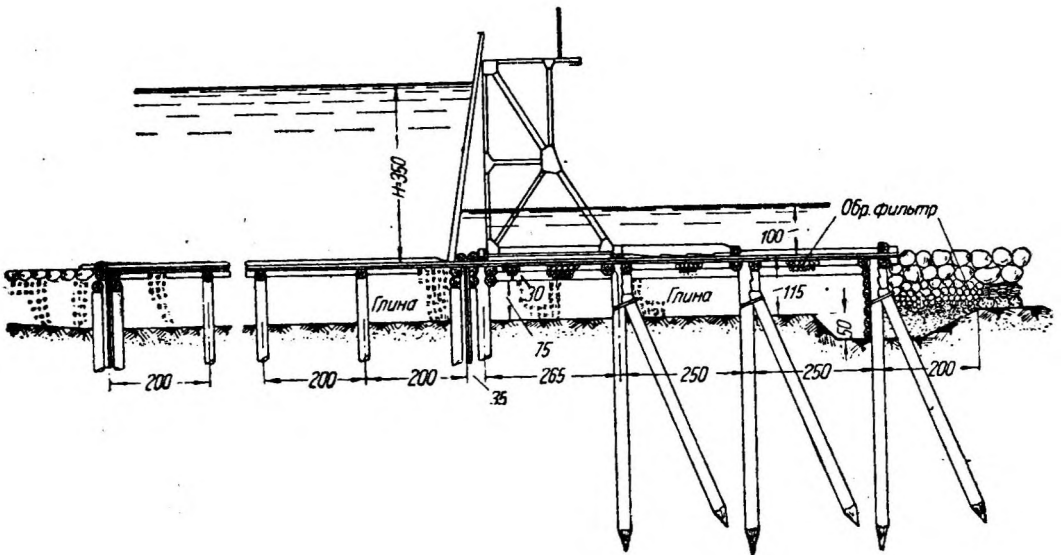
Но если каждую пару свай соединить прочно верхними концами и забить одну вертикально, а вторую наклонно или обе наклонно, то горизонтальная сила, приложенная к этому верхнему узлу такой свайной козловой опоры, будет одну сваю сжимать, а другую растя-

¹ Расчет свай см. в литературных источниках 4, 5, 10 и 11, упомянутых в конце главы.

гивать; возникающие при этом изгибающие моменты в сваях весьма незначительны. Это обстоятельство позволяет в соответствии с прочностью как самих свай, так и грунта, в который они забиты, допустить для свайной козловой опоры из двух свай в несколько раз большую горизонтальную нагрузку, чем для таких же двух свай, работающих отдельно и главным образом на изгиб. По этой идее разработан описываемый тип флютбета.

Флютбет с низким порогом на свайных козловых опорах в водобое показан на фиг. 561, 562 и 563. Давление воды передается продольными связующими брусками на все опоры флютбета и обе шпунтовые линии.

Каждая из трех свайных козловых опор в продольном ряду состоит из одной вертикальной и другой наклонной сваи, забиваемой в первую очередь под углом $\alpha = 18^\circ \div 26^\circ$ к вертикали ($\operatorname{tg} \alpha = 1/3 \div 1/2$). Соединение этих свай сделано с помощью коротыша (фиг. 564), располагаемого на торце



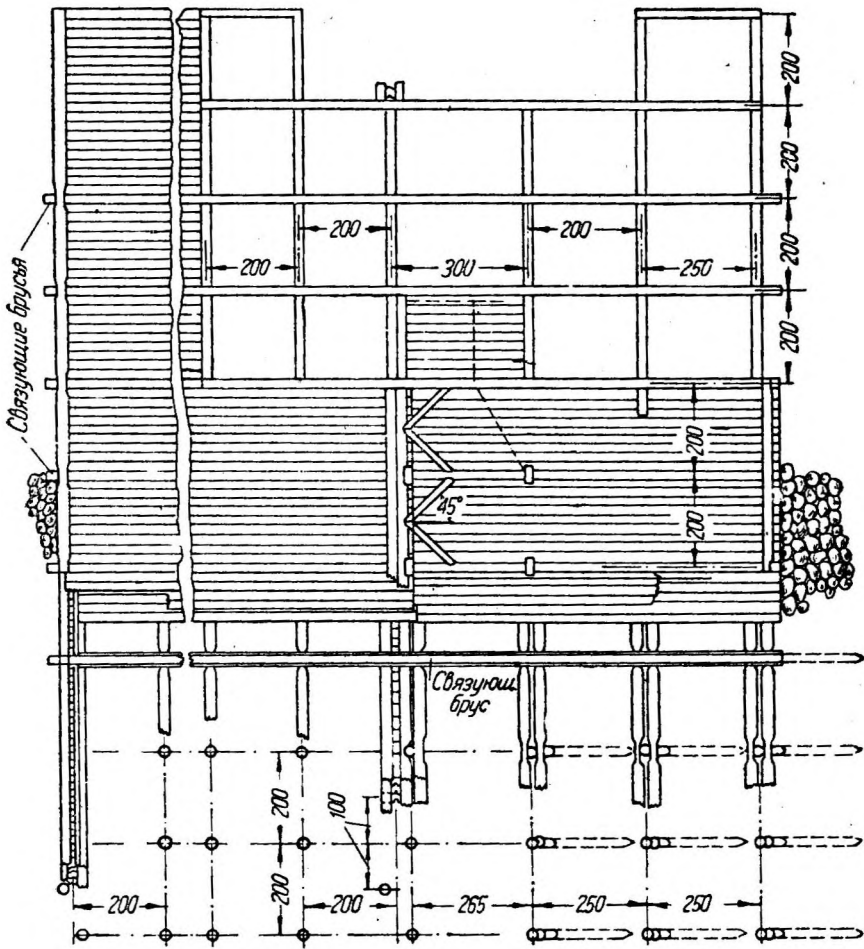
Фиг. 561. Разрез по флютбету на свайных козловых опорах с продольными связующими брусками.

наклонной сваи и соединенного с вертикальной сваей зубьями и болтами. Кроме того сваи стянуты хомутами, расположенными под прямым углом к наклонной свае и надеваемыми в нагретом состоянии. Такая конструкция при действии на опору горизонтальной силы H со стороны напора и вертикальной P сверху вниз будет обеспечивать совместную работу двух свай и может при расчете рассматриваться как простейшая система с шарниром в точке пересечения осей свай (фиг. 565, а и в).

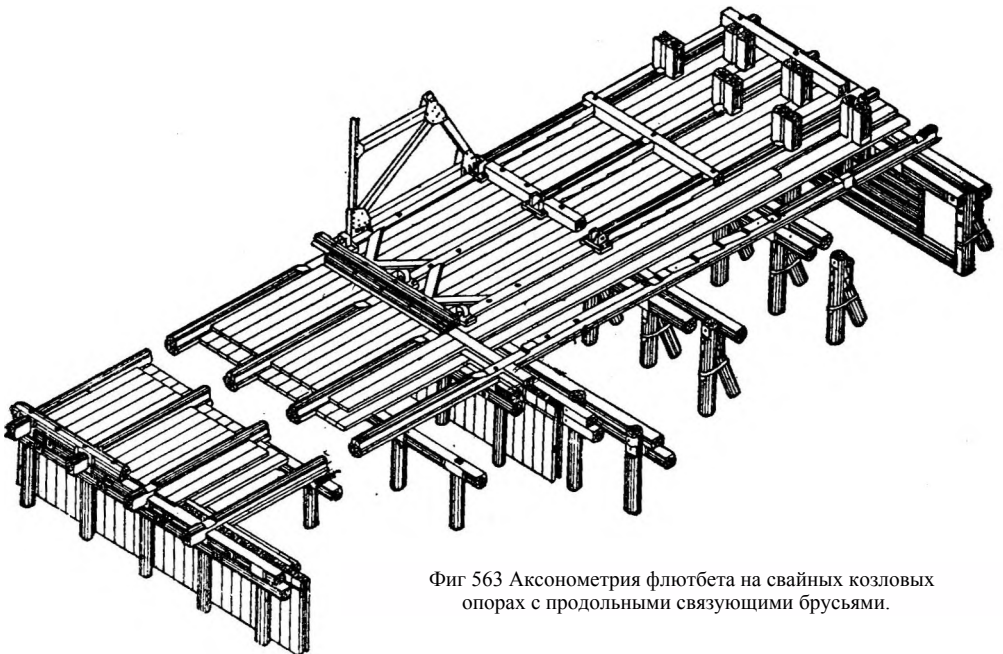
Если горизонтальная сила H , передаваемая врубкой продольного связующего бруса, окажется приложенной к вертикальной свае выше шарнира на расстоянии a , то ее нужно перенести в шарнир и добавить момент, действующий только на вертикальную сваю и равный:

$$M_1 = Ha. \quad (421)$$

Ввиду малой величины плеча влияние этого момента как на усилия так и на величину напряжений в сваях незначительно.



Фиг. 562. План флютбета на свайных козловых опорах с продольными связующими брусьями.



Фиг 563 Аксонометрия флютбета на свайных козловых опорах с продольными связующими брусьями.

плечо $a = 16$ см. Вычислим предельную величину этой же силы H по прочности врубок коротыша в сваю. Суммарная площадь смятия торцов в двух зубьях коротыша:

$$F_2 = 2 \cdot \frac{14 + 22}{2} \cdot 4 = 144 \text{ см}^2.$$

Предельное усилие по смятию торца торцом:

$$N_1 = [\sigma]_{\parallel} \cdot F_2 = 56 \cdot 144 = 8064 \text{ кг}.$$

Площадь скалывания двух зубьев сваи:

$$F_3 = 22(18 + 20) = 396 + 440 = 836 \text{ см}^2.$$

Предельное усилие N'_1 по равномерному скалыванию:

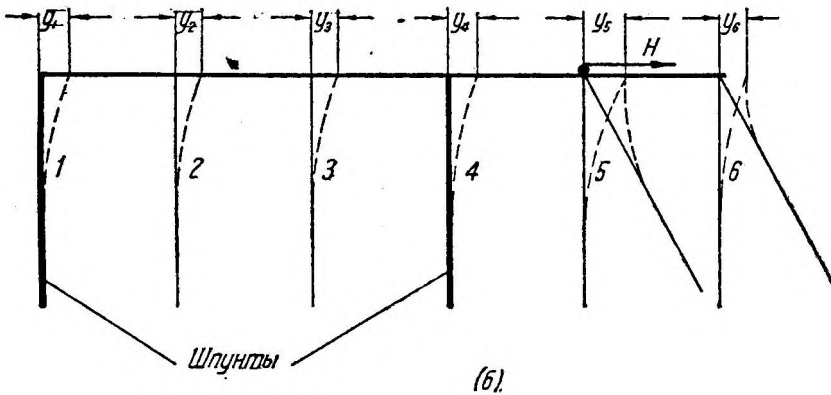
$$N'_1 = [\tau]_{\parallel} \cdot F_3 = 8,5 \cdot 836 = 7106 \text{ кг}.$$

Ослабление площадок скалывания двумя дырами для болтов поперечным сечением по 3—4 см² каждая не учитываем ввиду их малости.

Таким образом допустимая величина осевого усилия по прочности двойных зубьев равна $N_1 = 7106$ кг, а при угле наклона сваи $\alpha = 24^\circ 48'$ ($\text{ctg } \alpha = 2,5$) предельная величина горизонтальной нагрузки равна:

$$H = N_1 \text{tg } \alpha = \frac{7106}{2,5} = 2840 \text{ кг},$$

что значительно больше соответствующей нагрузки для двух одиночных свай того же размера. Кроме того усилие частично передается двумя болтами. Расчет этого крепления производится как односрезного нагельного соединения.



Фиг. 565 б. Схема прогибов свайных опор флотбета.

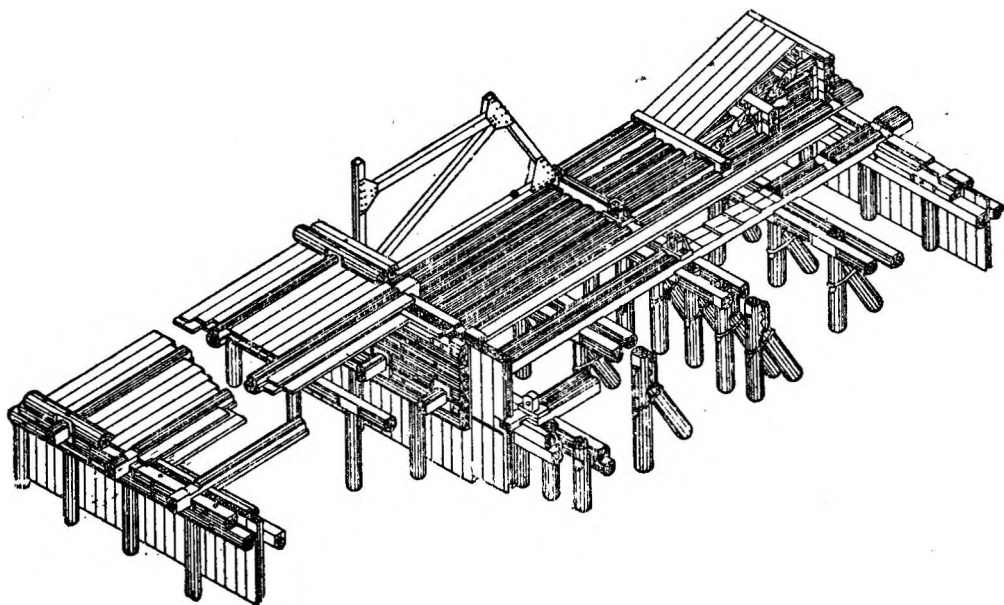
Напряжения в сваях козловой опоры обычно значительно меньше допускаемых. Чтобы судить об их величине для вертикальной сваи, надо сделать проверку ослабленного врубкою и болтом сечения вблизи шарнирного узла, где может действовать еще изгибающий момент [уравнение (421)].

Выбирая для сваи козловой опоры угол наклона к вертикали, надо иметь в виду, что с увеличением угла уменьшается вырывающая сила, но увеличиваются плечо и момент горизонтальной силы вследствие понижения точки пересечения осей свай и увеличивается расстояние в ряду между козловыми опорами, что иногда не может быть допущено по условию прочности полов или потребует забивки одиночных вертикальных свай с поперечными насадками как дополнительных промежуточных опор

для полов. Кроме того с увеличением наклона сваи к вертикали забивка свай затрудняется.

Если козловые опоры не размещаются в один ряд, то их следует распределять в шахматном порядке таким образом, чтобы наклонная свая вышерасположенной опоры забивалась между вертикальными сваями двойной нижерасположенной козловой опоры (фиг. 566).

Применение ферм Поаре (фиг. 561) в качестве затворов создает в месте закрепления переднего подшипника большую вырывающую силу, которая посредством болтов, уголков и парных схваток передается последними на сваи через врубки. Эта пара схваток из брусьев является низовой направляющей для забивки королевого шпунта; другая направляющая насаживается по сваям на сквозные шипы с расклинкой по другую сторону шпунтовой линии. Упомянутые три бруса плотно стягиваются



Фиг. 566. Аксонометрия флотбета со шпунтовым порогом на свайных козловых опорах, расположенных в шахматном порядке.

через шпунт болтами $d = 20 \div 25$ мм; поверх кладется второй ряд брусьев, из которых два располагаются с низовой стороны шпунта и прирубаются к вертикальным сваям, а третий брус плотно на войлоке прижимается к вертикальной стороне гребня шпунта, который предварительно выравнивается обтеской по черте Поаре.

Следует отметить, что подобная конструкция короля лучше обеспечивает водонепроницаемость и долговечность, чем обычная в виде шапочного бруса, надеваемого сверху на гребень (фиг. 554, 555 и 556). В последнем случае невозможно практически осуществить плотное соединение вертикальных и верхней горизонтальной плоскостей гребня с соответствующими плоскостями выбранного в шапочном бруссе паза; когда королевая колода, составленная из двух брусьев и связанная болтами, будет положена на гребень, то проверить плотность этого соединения не представится возможным, так как все дефекты работы окажутся закрытыми и недоступными осмотру.

Применение свайных козловых опор не ограничивается описанными выше случаями. Этого типа опоры могут быть применены без существенного изменения конструкции для флотбета с повышенным порогом и наклонными понуром и сливом по фиг. 551.

Исследование вопроса о величине усилий в сваях козловой опоры и деформациях узла показывает, что усилия в сваях, вычисленные по формулам (422), оказываются несколько большими, чем усилия, вычисленные значительно сложнее — с учетом влияния упругой среды, в которой сваи находятся. То же можно сказать и относительно деформаций шарнира опоры; при этом величины наиболее важных горизонтальных составляющих этих деформаций выражаются только миллиметрами. Учитывая наличие многочисленных врубок и точность плотничных работ, свайные козловые опоры можно считать практически неподвижными.

Таким образом применение свайных козловых опор в пределах водобоя старого типа плотин значительно ограничивает размер деформаций флютбета и помогает устранить описанное выше раскрытие швов на короле и понуре.

8. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ СДВИГАЮЩЕЙ СИЛЫ ПО ОПОРАМ ФЛЮТБЕТА

При наличии в конструкции флютбетов надежных продольных креплений распределение сдвигающей силы по разным опорам зависит от деформаций продольных креплений и различных типов опор.

Сдвигающая сила передается чаще всего в одной или двух точках на продольные крепления, которые испытывают на одних участках сжатие и на других — растяжение. Величина усилий и продольных деформаций на разных участках этих креплений различна. Так, если опора 5-я (фиг. 565, б), возле которой приложена сила H , получит прогиб y_5 , то вследствие растяжения участка продольного крепления 4—5 прогиб y_4 опоры 4-й будет несколько меньше. Еще меньше будут прогибы опор 3-й, 2-й и 1-й. Аналогично вследствие сжатия участка 5—6 прогиб опоры 6-й будет меньше прогиба опоры 5-й. Поэтому даже совершенно одинаковые опоры, как например 2-я и 3-я или 5-я и 6-я, вследствие разных прогибов будут воспринимать различные нагрузки, вычисление которых довольно сложно¹.

Однако вследствие большой точности плотничных работ по выполнению врубок, а также вследствие того, что размеры поперечных сечений продольных креплений берутся значительно больше расчетных (по условиям производства работ и характеру конструкции), деформациями продольных креплений можно пренебречь и считать, что все опоры флютбета получают один и тот же прогиб. Поэтому с достаточной для практики точностью можно пользоваться приближенным способом распределения сил по опорам, полагая, что величины сил, действующих на опоры со свободным верхним концом, будут пропорциональны их площадям поперечного сечения:

$$\frac{H_1}{H_2} = \frac{F_1}{F_2}. \quad (424)$$

При этом в шпунтовых линиях маячные сваи, по которым положены направляющие насадки, считаются за отдельные опоры, а площадь собственно шпунта учитывается в половинном размере. Опоры с заделанным верхним концом воспримут в 1,3 раза большую силу по сравнению с такими же опорами со свободным верхним концом. Если горизонтальная сила приложена к опоре на некотором расстоянии от поверхности земли, то такая опора для наиболее часто встречающихся в практике случаев ($\alpha \approx 1,0$ м) воспримет только половинную нагрузку.

Наклонные одиночные сваи приравняются к вертикальным.

При распределении сдвигающей силы надо одну из опор флютбета, лучше всего одиночную сваю диаметром d_1 и площадью поперечного сечения F_1 , принять за единицу и относительно нее выразить эквивалентными числами α_i все другие опоры.

¹ См. подробнее: Семанов Н. А., Деревянные флютбеты плотин Поаре, 1934.

Ряжевые флютбеты сопротивляются сдвигающим силам преимущественно собственным весом, и потому наиболее важной проверкой для них является проверка устойчивости на скольжение.

При наличии достаточно прочной связи между понуром и водобоем проверку на скольжение следует производить с учетом веса понура и водобоя и всех действующих на них сил и в частности вертикального давления воды на понур.

В качестве примера ряжевого флютбета приведен на фиг. 567 разрез по водоспуску с двумя водобойными колодцами¹. Водоспуск построен на супесчаном грунте с галькой и валунами.

Для пропуски воды устроено отверстие шириною 15,0 м, закрываемое двумя деревянными, примыкающими непосредственно друг к другу сегментными затворами, оси вращения которых закреплены на консолях контрфорсов, установленных в водобойном колодце и не стесняющих отверстия. Расчетный расход 110 м³/сек, толщина переливающегося слоя 3,10 м. Понур устроен с глубоким заложением ряжей длиною 8,40 м, продолжением которых является торфяная подушка длиною 16,0 м и толщиной 0,60—0,40 м, покрытая сверху слоем песка с замощением камнем, общей толщиной 1,36 м.

По всему основанию водоспуска нижние венцы устроены из двух сболченных бревен $d = 28$ см для увеличения площади, передающей давление на грунт. Все стены срублены из бревен, опиленных с двух сторон.

В случае скального грунта в основании сооружения удаляется только верхний разрушенный слой скалы, а пространство от поверхности котлована и до порога флютбета заполняется ряжевой нарубкой, нижние венцы которой причерчиваются к скале, укрепляются на болтах и заливаются бетоном. Концы болтов помещаются в выдолбленных в скале отверстиях и наглухо заклиниваются или заливаются раствором. Иногда под нижними венцами выбираются в скале углубления. Для устранения фильтрации в трещиноватой скале производится цементация и устраивается бетонная шпора.

10. ЗАПОЛНЕНИЕ ФЛЮТБЕТОВ

Как выше указывалось (стр. 568), часть флютбета устраивается проницаемой, а часть — непроницаемой для воды. Во время проектирования и при постройке необходимо точно проследить и надежно осуществить непрерывное смыкание отдельных элементов от начала и до конца непроницаемой части флютбета.

Это требование поясняется схемой водоспуска (фиг. 568), конструкция которого изображена на фиг. 567. Здесь торфяная подушка 1—2 и непроницаемая деревянная обшивка 2—3—4 с находящимся под ней слоем суглинка составляют непроницаемую часть понура и тела плотины, которая смыкается ряжевым ящиком 4—5, заполненным супесью, с непроницаемым полом 5—6 и загрузкой под ним смесью торфа с песком в пределах водобойной части. Первый ящик понура также загружен смесью торфа с песком и является своего рода шпорой 2—2', заглубляющей фильтрационный поток. Все шесть промежуточных ящиков понура и тела плотины загружены песком, а девять ящиков водобойных колодцев — камнем.

Пространство под понурными полами загружается преимущественно глиной или суглинком полностью при низких флютбетах (фиг. 551, 560 и 561) или частично при высоких (фиг. 567). Стремление удешевить флютбет заставляет по возможности укорачивать деревянную конструкцию или заменять ее устройством глиняной подушки. В некоторых флютбетах

¹ Водоспуск построен на Беломорско-Балтийском канале имени т. Сталина.

Обратные фильтры состоят из нескольких слоев грунта, обычно из 3—4. Нижний слой насыпается из мелкого проницаемого материала (песок) непосредственно на поверхность, из которой ожидается выход фильтрационной воды; верхний слой — из мелких камней. Промежуточные слои должны иметь частицы промежуточных размеров (гл. 8).

По условиям производства работ толщина каждого слоя должна быть не меньше 15—20 см, а общая толщина фильтра не менее 0,50 м. Фильтр над подушкой в водобое может быть из двух слоев общей толщиной не менее 30 см.

Когда позволяет высота флютбета, то в водобое сверху обратного фильтра полезно насыпать слой булыжного камня; если заполнение — очень малой высоты, то мелкий камень следует положить хотя бы между насадками непосредственно под полом.

Все пространство в сливе плотины над обратным фильтром заполняется камнем.

Некоторые части плотины, — например водобой, могут обнажаться от воды и в морозы промерзать; находящаяся в них глина будет пучиться и расстраивать соединения. В таких случаях следует употреблять не чистую глину, а смесь (глинобетон), содержащую 30—60% крупного материала (песка, чуры, гравия) (гл. 2).

11. РИСБЕРМЫ

В плотинах с повышенным флютбетом или в плотинах, расположенных на высоких отметках поймы, сливная часть обычно разделяется на два участка. Первый участок слива, отличающийся солидной конструкцией, предназначается для спуска воды с повышенного порога на уровень дна реки, для гашения скоростной энергии и кроме того для защиты грунта основания от размыва. Второй участок предназначается прежде всего для последней цели, отличается более слабой конструкцией и называется собственно рисбермой. Иногда трудно провести резкую грань между этими участками. В плотинах с низким порогом обычно рисберма примыкает непосредственно к водобою.

Пол на сливе устраивается из досок, пластин или накатника горизонтальным или наклонным (уклон 1/10—1/20), а иногда с уступами (фиг. 551).

Чем ближе от плотины выходные скорости достигнут величины, близкой к естественной (бытовой) в реке и не опасной в отношении размывов, тем короче будет сливная часть и в частности рисберма. Поэтому необходимо устраивать специальные приспособления для гашения энергии, располагая их в пределах слива и водобоя, и делать рисберму максимальной шероховатости.

В качестве гасителей энергии потока в деревянных плотинах употребляются водобойные колодцы прямоугольной формы (фиг. 567) или с трамплином (фиг. 566), поперечные балки и пирсы (фиг. 563).

Рисбермы устраиваются в виде одиночной или двойной мостовой (фиг. 551 и 561), каменной наброски (фиг. 560), каменной наброски в плетневых клетках на подсыпке из песка и гравия, на хворосте или фашинном тюфяке. Для защиты русла от размыва применяются также ряжи, загруженные камнем, настил из накатника и другие типы креплений.

Подробные данные о рисбермах помещены в гл. 8.

§ 163. КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ УСТОЕВ

1. КОНСТРУКЦИЯ РЯЖЕВЫХ УСТОЕВ

Ряжевые устои состоят из квадратных (от 1,5 до 2,5 м) или прямоугольных клеток, образуемых продольными (расположенными по течению) и поперечными вертикальными стенками. Очертание устоя в плане показано на фиг. 569 и 549.

Передняя часть устоя (в пределах понура) имеет скошенную в плане лицевую стенку для более плавного входа воды в отверстие и для лучшего направления плавающих предметов при проходе их через плотину. Иногда и задняя часть (в пределах слива) также скашивается в сторону берега для более плавного перехода больших скоростей потока, выходящего из отверстия плотины в более широкое русло, к меньшим бытовым скоростям в реке.

Ширина устоя (размер поперек реки) неодинакова в разных местах: наименьшая ширина принимается в середине длины устоя в водобое. Верхний и нижний концы устоя уширяются для более глубокого соединения с берегом или дамбой, чтобы сделать безопасной фильтрацию воды вокруг устоев.

Наиболее опасным путем фильтрации вокруг устоя будет путь 1—2—3—4—5—6, идущий по сопряжению устоя с дамбой или берегом (фиг. 569).

Величина заглупления устоя в берег или в дамбу, т. е. длина 1—2, должна быть не менее удвоенной глубины погружения в грунт шпунтовой линии и больше величины заложения откоса конуса по крайней мере на 1,0 м.

Шпунтовые линии необходимо устраивать под всей шириной ряжевой части устоя. При хорошем грунте возможно или постепенно уменьшать глубину забивки шпунта под последними ящиками или несколько повышать верх шпунта при более высоком расположении нижних венцов в ящиках, заходящих глубоко в берег; в последнем случае уменьшается также объем выемки под устои.

При слабых грунтах и по условиям производства работ (например зимой) королевый шпунт продолжается на некотором протяжении в берегу или в дамбе за пределами устоя; верх такой шпунтовой линии располагается на уровне подпорного горизонта воды.

Возвышение верха устоя над подпорным горизонтом воды принимается равным примерно 1 м, но не меньше 0,5 м, а в некоторых случаях, например при волнении в водохранилище, может быть и значительно больше 1,0 м.

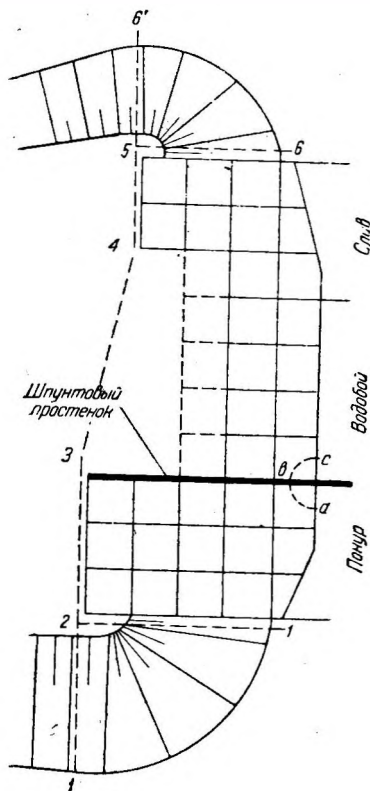
Высоту устоя в конце водобоя и на сливе следует постепенно понижать, оставив ее на 0,5—1,0 м выше наивысшего уровня нижнего бьефа (фиг. 552), если устройство моста через плотину не препятствует этому понижению.

Кроме того для сокращения объема ряжевых работ высоту задних ящиков устоев в водобое и на сливе следует уменьшать уступами, сохраняя полную высоту при низких устоях у одного ящика, а при более высоких (выше 5,0 м) — у двух ящиков.

Как показывают расчеты и подтверждает работа существующих сооружений, ширину понизу ряжевых стенок достаточно принимать равной их высоте (в средних условиях).

Рубка лицевых стен как продольных, так и поперечных, производится из бревен диаметром 22—27 см, опиленных с двух сторон; для внутренних стен употребляются более тонкий лес $d = 20 \div 22$ см.

Высота венцов обычно изменяется от 17 до 22 см.



Фиг. 569. Схема ряжевого устоя в плане.

Наименьший объем древесины, расходуемый на стены, получается при одинаковых высоте венца h и ширине постели b , т. е. когда диаметр леса $d = 1,42 b = 1,42 h$. Однако затраты рабочей силы при этом могут быть и не минимальными.

Стыки бревен располагаются вразбежку таким образом, чтобы в одном ящике они были не чаще, чем через два венца на третий; соединение бревен в стыках производится шипом.

В пересечениях венцов внутренних стен лучше делать прямоугольную врубку с пропиливанием боковых граней.

Внутренние стены с лицевыми (наружными) соединяются или лапой или прямоугольной врубкой с остатком.

Пересечения внутренних стен с другими наружными стенками устоя делают всегда врубками с остатком, выступающим не менее как на полтора диаметра бревна, считая от оси наружной стены.

При рубке углов лицевых стен в лапу под прямым углом для более надежного соединения устраивается внутренний шип, называемый запотемком.

В понуре при расширении отверстия нарубается лицевая стена под углом к оси плотины и в месте пересечения с лицевыми стенами приходится выполнять врубку лапой под тупым углом.

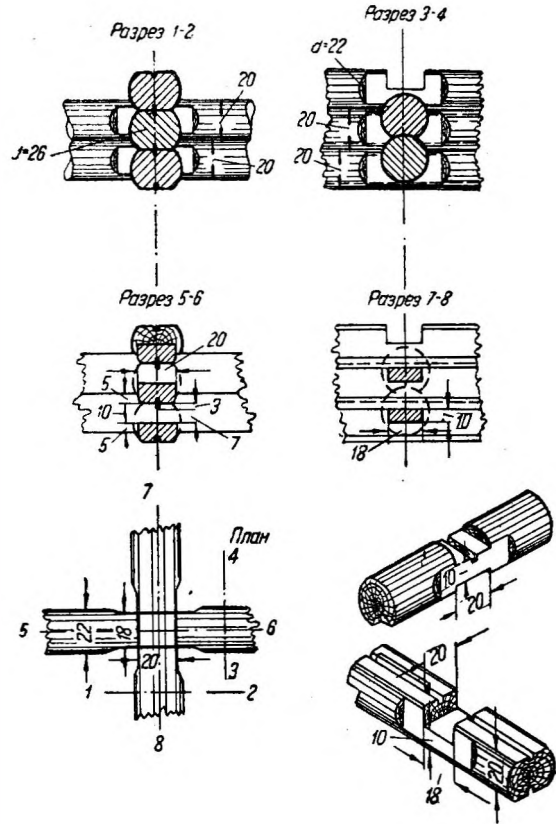
При рубке бычка кроме тупого угла пересечения приходится делать еще и врубку лапой под острым углом.

Для соединения венцов между собой в вертикальном направлении в каждый промежуток всех внутренних стен забивается по одному ряду слегка наклонных шпонок; длина шпонки — не больше 1,5 м, причем концы их заходят в один или два общих венца. Шпонки вытесываются из пластин толщиной 9 — 11 см или из накатника. Глубина паза около 4 см.

Высокие наружные стены укрепляются установкой "сжимов" из двух бревен или пластин, соединенных болтами через 1,0 м; в местах расположения сжимов стена подтесывается. Вследствие осадки стен (около 1 см на 1 м высоты ржа) отверстия для болтов в сжимах высверливаются продолговатой формы.

Устой, являясь частью плотины, поддерживающей напор, должны быть водонепроницаемы. Достигается это тщательной пригонкой постелей лицевых стен в понуре, аккуратным и точным исполнением врубок в этой стене; иногда даже эти стены делаются шпунтовыми.

Основной же непроницаемой частью устоя является поперечная стенка над королевой шпунтовой линией, называемая шпунтовым простенком и собираемая из шпунтовых брусьев (бревна $d = 23$ см) с горизонтальным гребнем.



Фиг. 570. Детали пересечения продольной стены со шпунтовым простенком.

В целях экономии лесных материалов шпунтовый простенок можно делать из 24—27 см бревен с притесанными под плоскость постелями, как и лицевую стену; в бревнах шпунторезом выбираются пазы шириною 2,5—5,0 см и глубиною 2—4 см; после укладки какого-либо венца в паз постели вставляется по всей длине рейка сечением от 2,5Х4 до 5Х8 см из сухого дерева, которая своей выступающей частью образует гребень; следующий венец кладется на предыдущий так, чтобы верх рейки вошел в паз бревна (фиг. 570).

Разбухание рейки при смачивании уплотнит соединение и сделает его непроницаемым; это наиболее дешевая и рациональная непроницаемая стенка. Венцы прибиваются через 2,0 м завершенными болтами.

Пересечение простенка с продольными стенами производится согласно фиг. 570. Бревно продольной стены врубается в простенок на 10 см прямоугольной врубкой. Такой же глубины прямоугольная врубка делается в продольном бревне, где выбирается для рейки паз, одинаковый с ранее выбранным пазом в бревне простенка; в этот паз вставляется рейка. В стыках рейки срезаются под острым углом и концы их плотно приставляются один к другому. Это сквозное пересечение должно быть выполнено тщательно, продольное бревно нижней постелью во врубке кладется после осмолки на войлок, вертикальные швы конопатятся.

Подобным образом можно сделать пересечение бревен продольных стен со шпунтовыми брусьями простенка.

Учитывая некоторую трудность надежного устройства описанного пересечения, достаточно пропустить через простенок лишь несколько нижних венцов (три-четыре), не разрезая их, а остальные можно зарубить ласточкиным хвостом. Тогда понизу и поверну (выше подпорного горизонта, где шпунтовый простенок кончается) устой будет иметь достаточные продольные крепления.

Следует обратить внимание на то, что при закрытом отверстии для прохода воды из верхнего бьефа в нижний имеется весьма короткий путь *abc* в обход коренной стойки (фиг. 569) через примыкающие к ней два ящика; поэтому имеющийся на указанном пути шпунтовый простенок должен быть исполнен особенно тщательно. Коренная стойка или опирается на выступ шпунтового простенка или поддерживается подкосом, который прибивается к обтесанной стене и нижним концом врубается в компластный брус.

Полы, наружные стены устоев бычков и прочих частей плотины осмаливаются за два раза; особое внимание должно быть обращено на осмолку врубок.

Если плотина имеет ряжее основание, то устой является его продолжением. При этом в понурной части под лицевыми стенами устоев и бычков ряжевую нарубку от основания до пола следует делать с прямыми углами пересечения и только выше пола рубить стенку с тупым углом.

Когда устой располагается на свайном основании, то нижние продольные венцы нарубаются на поперечных насадках, а под лицевой стеной кладется продольный связующий брус, который при наличии шпунтовой линии под этой стеной в водобое является шапочным брусом. Дальнейшая нарубка стен продолжается изложенным выше способом.

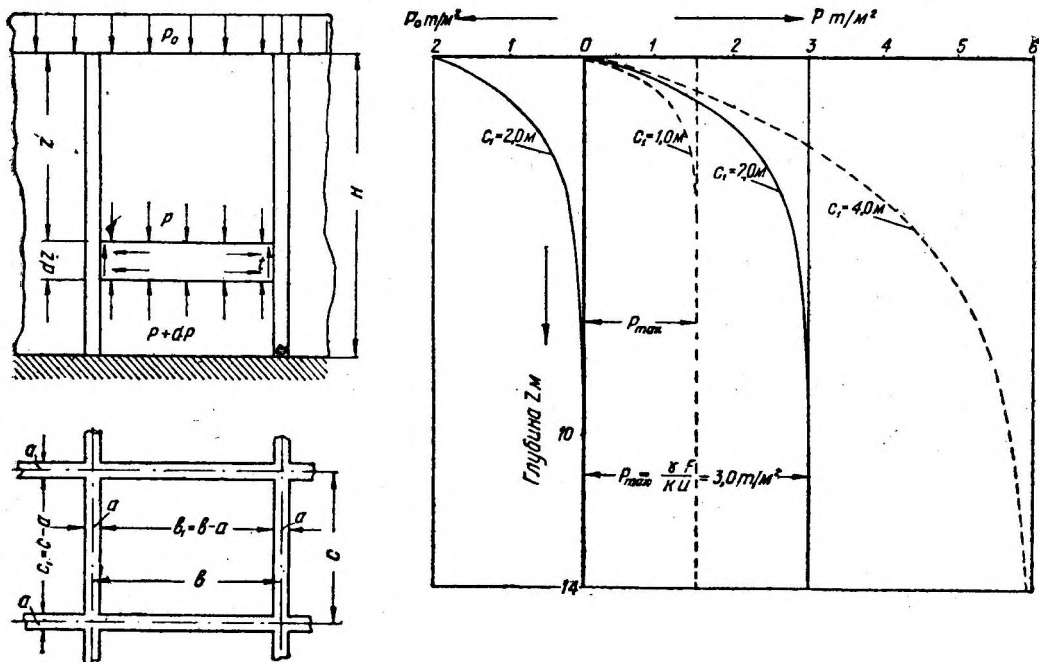
Необходимо произвести правильное сопряжение непроницаемой и проницаемой частей флютбета с устоями и сопрягающими дамбами, так как и под этими сооружениями происходит фильтрация воды. В случае отсутствия продольных шпунтов под лицевыми стенами водобоя с непроницаемой подушкой необходимо последнюю запустить под устои (по крайней мере на ширину одного ящика) и повернуть находящийся над подушкой обратный фильтр так, чтобы он мог принимать не только напорные воды снизу, но и фильтрующие воды через загрузку устоев сбоку, с берега или дамбы. При наличии продольного шпунта

подушка и фильтр доводят до этого шпунта; указанное замечание остается в силе в отношении обратного фильтра в проницаемых водобоях.

Выход фильтрационных вод ниже непроницаемой части флютбета должен быть безопасен для сооружения и в пределах устоев, где также устраивается обратный фильтр, соединяющийся в одну сторону с обратным фильтром флютбета и в другую — с обратным фильтром сопрягающих земляных дамб, если они имеются. При наличии проницаемого слива обратный фильтр устраивается в ящиках устоев, расположенных в пределах слива и загружаемых в этом случае камнем.

Под ящиками устоя в пределах понура также необходимо продлить глиняную подушку.

В случае примыкания устоев к высокому берегу, откуда наблюдается большой выход грунтовых вод, за устоями в водобое на уровне воды



Фиг. 571. Расчетная схема для вычисления вертикального давления загрузки на днище ряжевого ящика с кривыми изменения этого давления по высоте.

нижнего бьефа для уменьшения давления земли устраивается дренаж, который выводится в нижний бьеф.

Загрузка ряжевых ящиков производится песчано-глинистым грунтом, содержащим не более 30% глины; большее присутствие глины, способной пучиться при морозах, легко может вызвать расстройство врук.

Песчано-глинистым грунтом следует загружать также всю не занятую ряжевым устоем часть котлована, так называемые пазухи.

Загрузка ящиков легкими растительными грунтами, например торфом, допустима лишь в том случае, когда это обосновывается расчетами, указывающими на достаточную устойчивость ряжевого устоя.

2. ДЕЙСТВУЮЩИЙ ВЕС ВЕРТИКАЛЬНЫХ РЯЖЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Загрузка ряжевых ящиков устоев и бычков (подобно сыпучей загрузке силосов) лишь частью своего веса оказывает давление на днище (когда оно имеется) или на основание. Другая часть загрузки силами трения, вызываемыми боковым давлением, передается на стенки и вместе с весом последних называется действующим весом ряжа.

Из условий равновесия элемента загрузки высотой dz на глубине z от поверхности в вертикальном ящике высотой H с постоянным поперечным сечением (фиг. 571) можем написать выражение для проекции всех сил на вертикальную ось:

$$p \cdot F + dz \cdot F \cdot \gamma_1 - (p + dp)F - t \cdot u \cdot dz = 0, \quad (428)$$

где p — вертикальное давление загрузки на единицу площади на глубине z от поверхности;

F — площадь поперечного сечения ящика между стенками;

u — внутренний периметр ящика;

γ_1 — объемный вес загрузки;

t — силы трения на единицу площади боковой поверхности ящика, вызываемые распором загрузки.

Если допустить, что величина распора $n_a = p \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$, то при коэффициенте трения загрузки о стенки f :

$$t = f \cdot n_a = f \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot p = kp, \quad (429)$$

где

$$k = f \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (430)$$

а φ — угол естественного откоса загрузки.

Преобразуя выражение (428), получаем:

$$dz = \frac{dp}{\gamma_1 - k \frac{u}{F} \cdot p}. \quad (431)$$

При наличии на поверхности ряжа равномерно распределенной нагрузки на единицу площади p_0 в результате интегрирования уравнения (431) находим формулу для определения вертикального давления загрузки на любой глубине z :

$$p = \frac{\gamma_1 F}{ku} \left(1 - e^{-k \frac{u}{F} \cdot z}\right) + p_0 e^{-k \frac{u}{F} z}, \quad (432)$$

где $e = 2,71828$.

На дне бесконечно глубокого ящика при $z = \infty$ получим максимальное значение вертикального давления:

$$p_{\max} = \frac{\gamma_1 F}{ku}. \quad (433)$$

Для определения вертикального давления между двумя параллельными стенками, например в двухрядных перемильках при ширине в свету b , полагаем в основном уравнении (428) для одной погонной единицы длины сооружения $F = l \cdot b$ и $u = 2 \cdot l$ и аналогично вышеизложенному находим:

$$p = \frac{\gamma_1 b}{2k} \left(1 - e^{-\frac{2k}{b} \cdot z}\right) + p_0 e^{-\frac{2k}{b} z}. \quad (434)$$

Для квадратных ряжевых ящиков со средней толщиной стенок a , шириной между осями стенок c и шириной внутри $c_1 = c - a$, площадью $F = c_1^2$ и периметром $u = 4c_1$ получим:

$$p = \frac{\gamma_1 \cdot c_1}{4k} \left(1 - e^{-\frac{4k}{c_1} z}\right) + p_0 e^{-\frac{4k}{c_1} z}. \quad (435)$$

Если не имеется нагрузки p_0 , то второй член в формулах (432), (434) и (435) (при $p_0 = 0$) обращается в нуль.

Эти формулы, предложенные для расчета силосов проф. Янсенем, подверглись по инициативе Строительства Беломорско-Балтийского канала

им. т. Сталина в 1933 г. экспериментальной проверке на опытном ряже высотой до 12,0 м. Результаты наблюдений при разной высоте загрузки показали удовлетворительное совпадение замеренных давлений с давлениями, вычисленными по формуле Янсена при постоянном коэффициенте k , величины которого в первом приближении на основании опытов можно принять равными: для глины 0,29 — 0,35, для супеси от 0,20 до 0,40, для пылевидного песка 0,15—0,30, для песка 0,13—0,26, для гальки до 0,20 и для камня 0,16—0,20.

Значения k , определенные по формуле (430), если принять по Янсену $f = \text{tg}\varphi_0$, где $\varphi_0 = 0,7\varphi$, получаются существенно меньше приведенных выше величин.

Поэтому при расчете основания, когда необходимо учесть наибольшие напряжения и нагрузки на опоры или основание под ряжевым каркасом, следует принимать большие значения для коэффициента k .

Суммарное давление на дно ряжевой клетки площадью F и высотой H от загрузки и от равномерно распределенной нагрузки будет равно:

$$P_1 = p \cdot F, \quad (436)$$

где p определяется по одной из формул (432), (434), (435).

Вес всей загрузки и равномерно распределенной нагрузки равен:

$$Q = \gamma \cdot F \cdot H + p_0 F. \quad (437)$$

Отношение $\frac{Q - P_1}{Q}$ называем коэффициентом передачи загрузки, величина которого приближается к единице с увеличением высоты ряжа.

Очевидно, часть веса загрузки и нагрузки интенсивностью P_0 , передающихся силами трения на стенки по всей внутренней боковой поверхности клетки, будет равна:

$$P_2 = Q + p_0 F - P_1 = F(\gamma_1 H + p_0 - p). \quad (438)$$

Действующий вес ряжа, передающийся нижними венцами стен на фундамент, при весе стен q равен:

$$Q_g = P_2 + q. \quad (439)$$

Вес стен ряжа подсчитывается по их средней толщине, приблизительно равной 0,9 d .

Если непосредственно на ряжевый каркас передаются еще какие-либо нагрузки, как например от моста, то их следует добавить к найденному по вышеприведенной формуле (439) действующему весу ряжа.

3. РАСЧЕТ РЯЖЕВЫХ УСТОЕВ

Для проверки устойчивости и прочности устоя берется участок шириною в один ящик с наименьшим поперечным сечением, которое обычно бывает в водобое. Все вычисления производятся для горизонтального сечения на уровне пола, а для устоев плотин с ряжевым или смешанным флютбетом еще и для нижней постели.

Для избранного участка устоя определяются все действующие силы и веса его частей, а именно:

- 1) полные и действующие веса q_1, q_2 и т. д. ящиков устоя, могущие иметь разную высоту и разные равномерно распределенные нагрузки;
- 2) распор земли E_a ;
- 3) нагрузка от моста на устой и в пролете, передаваемая балками на стены;
- 4) временная равномерно распределенная нагрузка от толпы людей с приведенным значением h_0 .

Затем вычисляются величины и расстояния линий действия от крайнего ребра (с лицевой стороны устоя) равнодействующей всех вертикальных сил и полного веса устоя Q_n и действующего веса устоя Q_g , точка приложения которого в общем случае может и не находиться на линии действия полного веса устоя.

В дальнейшем расчете ряжевый устой принимается монолитным телом. Проверку на перекашивание ряжевых устоев можно не производить.

Устойчивость на скольжение будет обеспечена, если сдвигающая сила E_a будет меньше сопротивляющихся сдвигу сил трения, вызываемых

действующим весом ряжа Q_g и весом $Q_n - Q_g$ части загрузки, давящей непосредственно на грунт:

$$Q_g \cdot f_1 + (Q_n - Q_g) f_2 = k E_a, \quad (440)$$

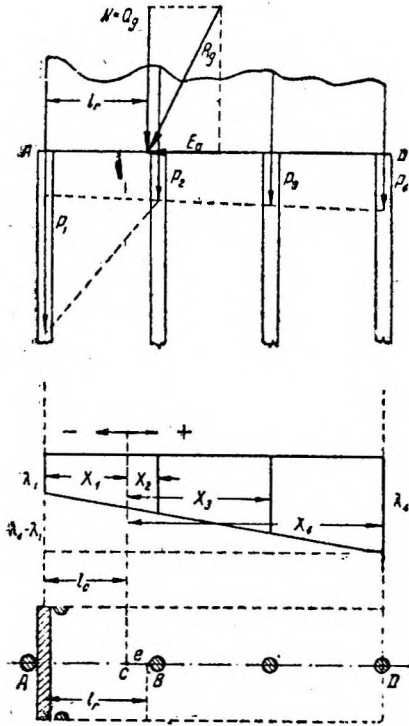
где f_1 — коэффициент трения дерева по дереву, если стены ряжевого устоя расположены на деревянных насадках, и дерева по грунту, если нижние венцы положены на грунт;
 f_2 — коэффициент трения загрузки по грунту основания;
 k — коэффициент запаса, равный 1,3—1,50.

Проверка на опрокидывание обычно обнаруживает большой запас устойчивости; если она производится, то следует иметь в виду, что сопротивляться опрокидыванию будет только действующий вес устоя. Тогда при опрокидывающем моменте относительно грани A горизонтальных сил $M_0 = E_a h$ удерживающий момент будет, равен:

$$M_y = Q_g \cdot l_g,$$

где l_g — плечо силы Q_g относительно грани A , а условие устойчивости напишется:

$$Q_g \cdot l_g = k E_a \cdot h. \quad (441)$$



Фиг. 572. Расчетная схема свайного основания устоя.

Расстояние l_r от ребра A до точки пересечения основания устоя равнодействующей R_g определится из формулы:

$$l_r = \frac{M_y - M_0}{Q_g}. \quad (442)$$

Сила $Q_n - Q_g$ оказывает незначительное давление на грунт основания, а равнодействующая R_g сил Q_g и E_a создает нагрузку или на опоры свайного основания или на грунт под венцами ряжевых стен.

При свайном основании под устоем вертикальная составляющая Q_g (фиг. 572) вызовет в опорах различные осевые деформации, изменение которых по ширине AD монолитного устоя можно считать по прямой линии.

Тогда деформация λ_i любой из n опор может быть выражена через деформацию каких-либо двух опор, например первой и последней:

$$\lambda_i = \lambda_1 + (\lambda_n - \lambda_1) \cdot \frac{x_i - x_1}{x_n - x_1} = \lambda_1 \left(1 - \frac{x_i - x_1}{x_n - x_1} \right) + \lambda_n \frac{x_i - x_1}{x_n - x_i}, \quad (443)$$

где x_i — расстояние опоры от некоторой точки C .

Задавшись размерами и числом опор и допуская, что деформироваться будут только сваи, длина которых равна глубине погружения

в грунт h_p и что положение нижних концов свай относительно среды (грунта) не изменится, получим, что по закону Гука усилие в какой-либо опоре определится по формуле:

$$P_i = \frac{\lambda_i F_i E}{h_i} = P_1 \cdot \frac{h_1}{F_1} \left[\frac{F_i}{h_i} - \frac{1}{x_n - x_1} \frac{F_i}{h_i} (x_i - x_1) \right] + P_n \cdot \frac{h_n}{F_n} \cdot \frac{1}{x_n - x_1} \cdot \frac{F_i}{h_i} (x_i - x_1), \quad (444)$$

где F_i — площадь поперечного сечения опоры и E — модуль упругости.

При одинаковом модуле упругости материала всех опор и заданном их размещении в основании величина нагрузки на какую-либо опору определяется отношением F_i/h_i , характеризующим ее.

В уравнениях равновесия:

$$\left. \begin{aligned} \sum P_i &= Q_g; \\ \sum M_i &= \sum P_i \cdot x_i = Q_g \cdot e; \end{aligned} \right\} \quad (445)$$

выразим все силы P_i через P_1 и P_2 по формуле (444), а момент всех сил возьмем относительно точки C , являющейся центром тяжести опор основания, характеризуемых отношением F_i/h_i , и находящейся от ребра A на расстоянии l_c равном:

$$l_c = \frac{\sum \frac{F_i}{h_i} \cdot l_i}{\sum \frac{F_i}{h_i}}; \quad (446)$$

где l_i — расстояния опор от ребра A .

Тогда эксцентриситет $e = l_r - l_c$.

Подставив полученные значения P_1 и P_n из уравнений (445) в выражение (444), получим формулу для определения нагрузки на любую опору:

$$P_i = \frac{F_i}{h_i} \left[\frac{Q_g}{\sum \frac{F_i}{h_i}} + \frac{Q_g \cdot e \cdot x_i}{\sum \left(\frac{F_i}{h_i} \cdot x_i^2 \right)} \right]. \quad (447)$$

Если все опоры одинаковой длины, то:

$$P_i = F_i \left[\frac{Q_g}{\sum F_i} + \frac{Q_g e x_i}{\sum (F_i x_i^2)} \right]. \quad (448)$$

В свайном основании, показанном на фиг. 572, устроены 4 опоры одной и той же длины, из них три имеют одинаковые площади, а первая — значительно большую площадь; так как расстояние l_c от первой опоры до равнодействующей R больше расстояния l_c до центра тяжести площадей опор, то деформация λ_1 первой опоры может быть меньше деформаций других опор, несмотря на большую нагрузку P_1 . Если кроме того и площади поперечного сечения всех n опор равны, то:

$$P_i = \frac{Q_g}{n} + \frac{Q_g e x_i}{\sum x_i^2}. \quad (449)$$

Значения x_i и e считаются положительными в одну сторону (правую) от центра тяжести основания и отрицательными — в другую.

По величине сил P_i определяется глубина забивки свай и сверяется с принятой при вычислениях. Если для некоторых опор окажется большая расходимость, то следует или изменить принятые ранее размеры или число опор.

Расчет глубины забивки мало нагруженных опор следует производить по величине средней нагрузки $P_c = Q_g/n$, которая может иметь место при изменении величины горизонтальных сил.

Как видно из формулы (447), нагрузка будет больше на ту сваю, которая короче. Это справедливо только при указанных выше условиях (см. формулы (443) и (444)], которые практически могут быть тогда, когда концы свай упираются в очень твердый грунт, например в скалу; чтобы вызвать какой-либо величины деформацию, нужна тем большая сила, чем короче свая.

Однако чаще сваи удерживаются в грунте главным образом силами трения по их боковой поверхности ("висячие" сваи) и в этом случае на короткую сваю должна быть допущена, конечно, меньшая нагрузка, чем на

такую же длинную сваю. Кроме того и рязевый устой, хотя и принимается за монолит, всё же может деформироваться и несколько изменить результаты расчета. Поэтому как по условиям производства работ, так и по условиям расчета, стремясь получить более точные результаты, следует глубину забивки опор, а значит и длину их, принимать по возможности одинаковыми.

Горизонтальная сила E_a стремится сдвинуть устой вместе со свайным основанием. Спротивляется сдвигу сила трения T_1 вызываемая давлением загрузки весом $Q_n - Q_g$ непосредственно на грунт основания и равная:

$$T_1 = f_2(Q_n - Q_g), \quad (450)$$

где f_2 — коэффициент трения загрузки по грунту основания.

Остальная часть сдвигающей силы:

$$T_2 = E_a - T_1 = E_a - f_2(Q_n - Q_g) \quad (451)$$

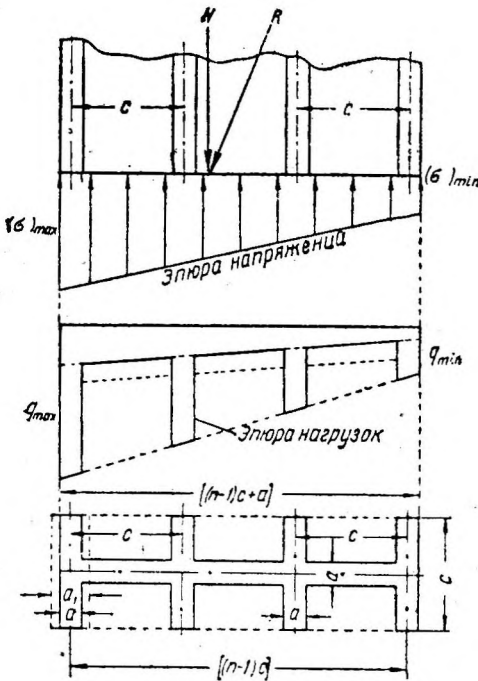
передается на опоры устоя стремясь их изогнуть. Распределив эту силу по опорам, вычисляют напряжения в сваях от совместного действия вертикальной и горизонтальных нагрузок. Кроме того и глубину забивки свай под устоем, определенную по вертикальной нагрузке, следует проверить по горизонтальным силам и принять наибольшую из полученных величин.

При больших вертикальных нагрузках надо проверить прочность постели насадки, примыкающей к сваям, по которой передается нагрузка на сваю и которая сминается поперек волокон. В случае необходимости приходится увеличивать площадь сечения путем добавления к сваям коротышей.

Рязевый устой, поставленный непосредственно на грунт основания, передает давление на него нижними венцами продольных и поперечных стен (фиг. 573).

Напряжения сжатия по площади основания монолитного устоя изменяются по прямой линии и определяются по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M \cdot r}{I}, \quad (452)$$



Фиг. 573. Расчетная схема рязевого основания устоя

где N — вертикальная сила, равная действующему весу устоя;

F — площадь фигуры основания;

I — момент инерции фигуры основания относительно оси, проходящей через ее центр тяжести и параллельной лицевой стене устоя;

M — момент силы N , равный $N \cdot e$, где e — эксцентриситет;

r — расстояние от центра тяжести фигуры основания до наиболее удаленной стороны.

Если фигура основания симметрична, то при n продольных стенах и $(n-1)$ ящиках по ширине устоя площадь основания и ее момент инерции можно вычислить по формулам:

$$F = a [c(2n - 1) - a(n - 1)]; \quad (453)$$

$$I = \frac{a[(n-1)c + a]^3}{12} + \frac{n(e-a)a}{12} [a^2 + c^2(n^2 - 1)], \quad (454)$$

где a — толщина стен;

c — расстояние между осями стен квадратных ящиков устоя.

Центр тяжести фигуры будет посередине и величина r может быть получена из следующей формулы:

$$r = \frac{1}{2} [(n - 1)c + a]. \quad (455)$$

На фиг. 573 показаны эпюры напряжений, величины которых на единицу площади меняются по прямой линии, и эпюра нагрузок на основание в виде зубчатой линии; (нагрузка распределена неравномерно на погонную единицу ширины основания); для получения полной эпюры нагрузок на грунт под устоем надо прибавить к участкам эпюры между зубцами еще давление загрузки.

Если величина вычисленных напряжений окажется недопустимой для грунта, то следует постепенно увеличить толщину или всех стен или некоторых продольных (лучше всего лицевой и ближайших к ней) и тогда вычислить момент инерции фигуры основания общим способом. При этом нижние венцы могут быть выполнены из двух бревен и кроме того поставлены на фундаменты. На слабых грунтах приходится под всем ряжевым устоем настилать ростверк из двух-трех рядов бревен, опиленных на два канта и уложенных крест-накрест. В последнем случае давление на грунт будет передаваться уже по всей площади прямоульника.

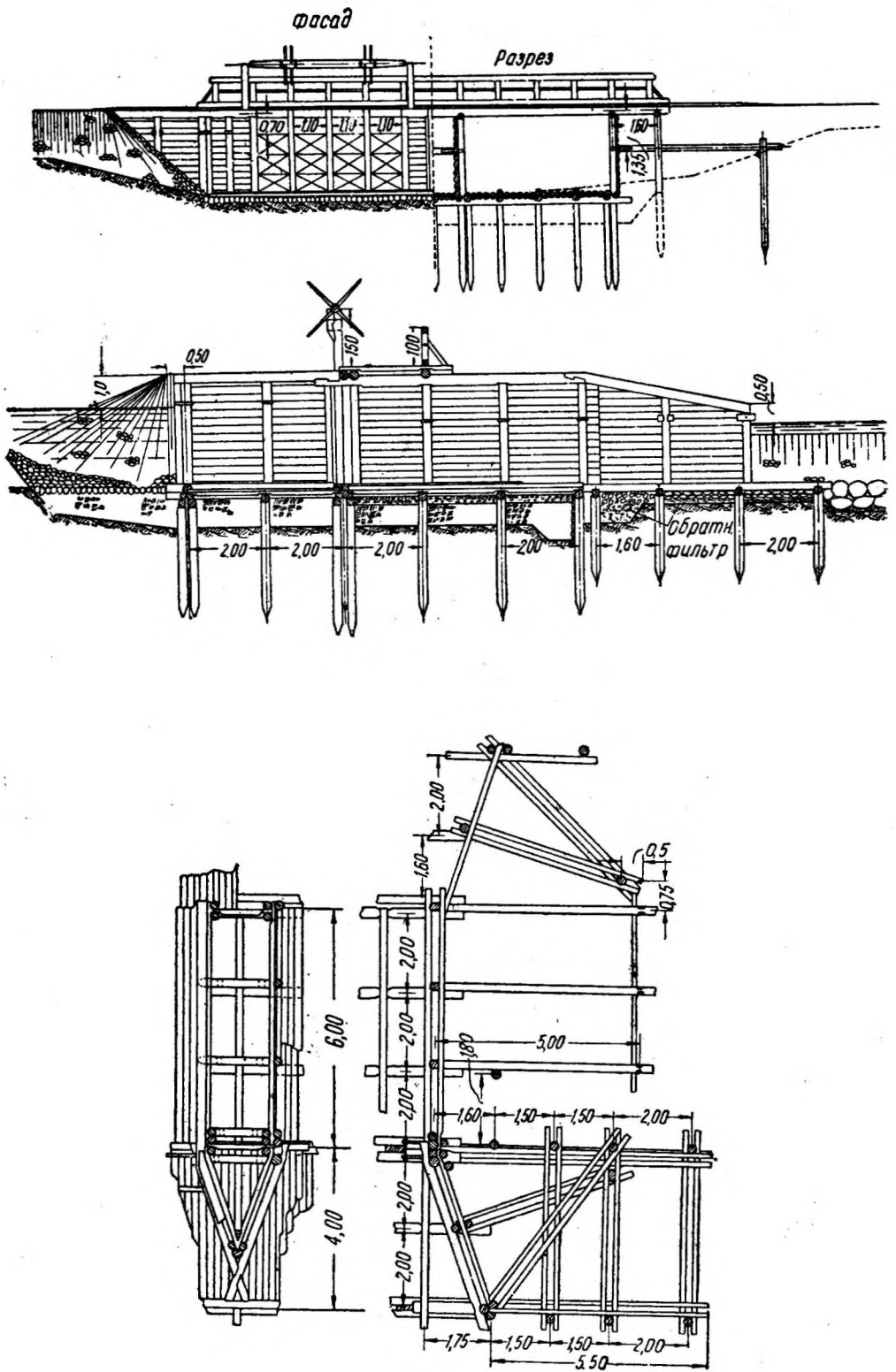
При высоких ряжевых стенках действующий вес может вызвать большие напряжения от сжатия перпендикулярно волокнам на постелях между венцами; эти напряжения вычисляются по формулам (452) — (455). В случае недопустимой величины указанных напряжений надо увеличить ширину постели, переходя к более толстому лесу или устраивая венцы из двух бревен по ширине.

4. СТОЕЧНО-ОБШИВНЫЕ УСТОИ

В целях экономии лесоматериалов применяются вместо ряжевых устоев стоечно-обшивные, состоящие из вертикальных свай или стоек, которые поддерживают стенки из досок или пластин (фиг. 574).

Расстояние между сваями или стойками принимается от 1,0 до 2,0 м. В понуре и сливе устраиваются расширения. Понурный и королевой шпунты с расположенными над ними стенками сопрягаются с берегом так же, как и в ряжевых устоях. С целью удешевления сооружения иногда не делают вертикальных стенок в понуре, непроницаемый понурный пол продолжают до конца королевого шпунта и засыпают откосами конуса [по аналогии с фиг. (576)]. В таких случаях необходимо поддержать анкерами стенку, расположенную над королем.

В сливной части вертикальная скошенная стенка поддерживает откос дамбы и, постепенно уменьшаясь по высоте, поворачивается и заходит



Фиг. 574. План бычка и устоя стоечно-обшивной конструкции. Фасад, поперечный и продольный разрезы плотины.

в дамбу или в берег. Последний участок этой стенки должен быть примерно на 0,5 м выше горизонта воды в нижнем бьефе.

Для удержания грунта от высыпания (а в понуре кроме того еще для обеспечения водонепроницаемости стенки) доски соединяются в шпунт, а пластины в четверть и прибиваются гвоздями к сваям.

§ 164 КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ ПРОМЕЖУТОЧНЫХ ОПОР

Для разделения большого отверстия на мелкие, а также для передачи на флютбет или основание плотины давления воды строятся ряжевые бычки, являющиеся наиболее массивными промежуточными опорами, стоечно-обшивные бычки, контрфорсы и стойки (фиг. 547, 549, 550 и 574).

Расстояние между ряжевymi бычками в свету принимается до 10,0 м, если через пролеты плотины устраивается простое балочное перекрытие, воспринимающее нагрузку от проезжей части моста и давление от стоек или спицевых затворов, расположенных между бычками. При больших расстояниях приходится прибегать к более сложным мостовым перекрытиям. Вследствие более слабой конструкции стоечно-обшивных бычков и контрфорсов расстояние между ними в свету принимается меньшее — до 6,0 м и часто ограничивается прочностью участка флютбета, на малой ширине которого прикладывается большая сдвигающая сила.

Учитывая условия пропуска больших паводков и ледохода, приходится отказываться от легких опор и устраивать бычки.

1. БЫЧКИ

Ширина бычков зависит от напора и величины отверстий и колеблется обычно от 2 до 4 м; при этом ряжевые бычки следует делать не менее как в два ящика по ширине.

Конструкция и сопряжение ряжевых бычков с флютбетом осуществляются так же, как и для устоев (фиг. 549, 550, 551 и 554).

Под продольной внутренней стеной при больших сдвигающих силах также следует положить продольные бруссы.

В пределах понура при небольшой высоте плотины (до 3 м) бычки нарубают на верхнем понурном полу, прибывая нижние венцы к насадкам. При таком устройстве отпадает надобность в тщательной и кропотливой работе по пригонке досок понурного пола к скошенным стенкам бычка и, кроме того не нарушается цельность пола.

В понуре бычок заостряется с уклоном стен к оси потока от $\frac{1}{2}$ до $\frac{1}{3}$, переднее острое ребро его защищается усовичным брусом.

Длина бычков определяется длиной флютбета, но при соблюдении необходимой устойчивости бычки можно оканчивать на водобое. В многопролетных плотинах следует несколько бычков продлить до конца слива, чтобы разделить флютбет и мощный водный поток на части.

Над королевой линией устраивается шпунтовый простенок.

Устойчивость на сдвиг бычков, сопротивляющихся своим весом, и прочность их проверяются по плоскости сопряжения с полами; в случае расположения бычка на ряжевом фундаменте, отделенном швами от остального флютбета, — еще и по плоскости основания; при свайном основании производится расчет свайных опор.

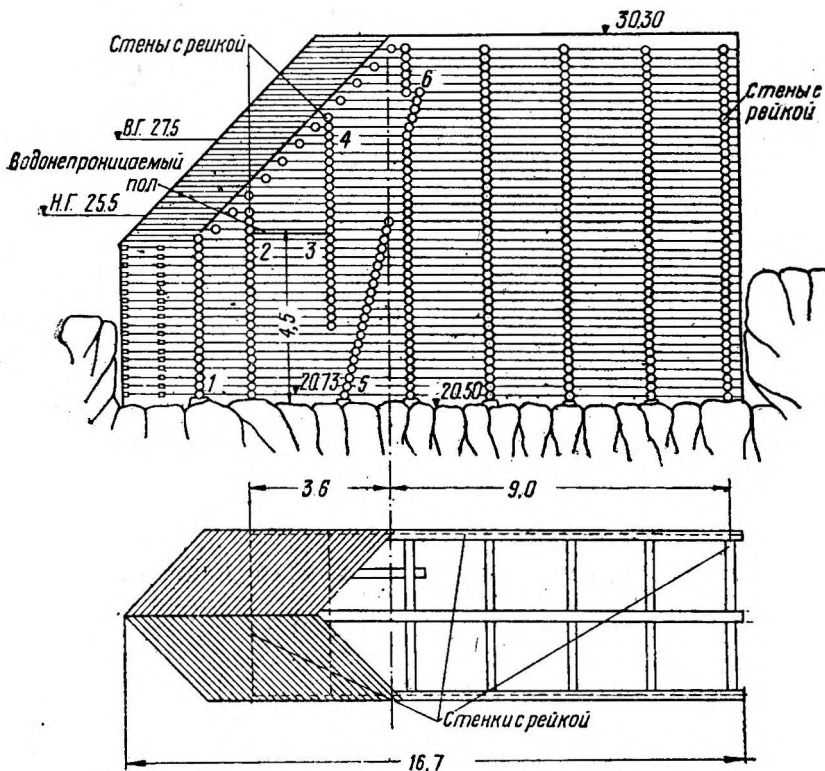
Загрузку бычков надо производить песчаным грунтом или смесью с малым содержанием глины (до 30%) во избежание выпучивания стенок.

Низовые ящики бычков (так же как и устоев), начиная с высоты 1 м над флютбетом, могут загружаться камнем.

Бычки стоечно-обшивной конструкции (фиг. 574), устраиваются так же, как и устои. Высокие сваи, поддерживающие стенки, соединяются между собою через бычок стяжками с помощью хомутов на одном или на двух уровнях.

Стенки бычка в понуре могут располагаться и на полу и поддерживаться стойками, нижние концы которых упираются на лежни, врубаемые - в поперечный упорный брус на короле и в шапочный на понурной шпунтовой линии. Острый угол бычка защищается усовичной составной стойкой.

На реках с ледоходом промежуточные опоры приходится защищать от ударов льда с помощью свайных или ряжевых ледорезов, расположенных непосредственно выше плотины по реке, или же дополнять опоры плотины ледорезами, если при этом устраняется опасность образования ледяного затора в сооружении, например при широких (десятки метров) пролетах, как это сделано на водосливной Выгостровской плотине Беломорско-Балтийского канала им. т. Сталина; плотина имеет два отверстия без затворов шириною 87,6 и 177,9 м и водоспуск шириною 30,3 м (фиг. 575).



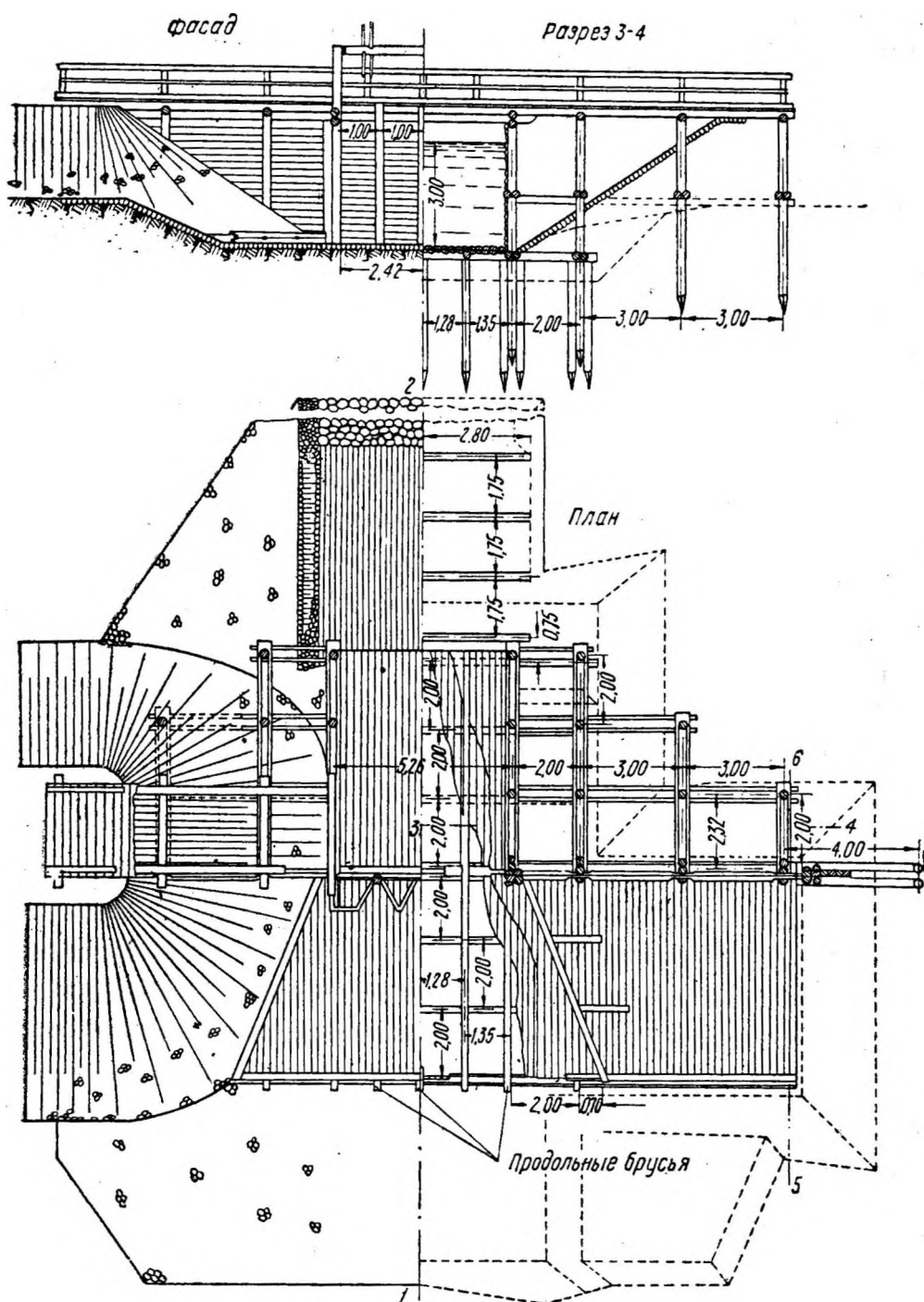
Фиг. 575. Ряжевый бычок с ледорезом и непроницаемыми стенами.

Оба ряжевых бычка этой плотины поставлены на здоровую скалу, под нижними венцами бычков подлит слой бетона в 20 см, а между бетоном и деревом проложен войлок. Продольные лицевые, низовая поперечная и участки 1—2 и 3—4 верховых поперечных стен на высоту 7,6 м от основания, т. е. на 0,6 м выше самого высокого уровня воды, срублены с прокладкой деревянных реек, а горизонтальный участок 2—3 закрыт непроницаемым полом. Таким образом изолируется от воды каменная загрузка и увеличивается устойчивость бычка.

Для укрепления концов продольных стен врублены добавочные поперечины. Выступающие концы наклонной поперечной стены 5—6 служат опорами для коренной стойки водоспуска (фиг. 584 и п. 2 § 163).

2. КОНТРОРСЫ

В качестве промежуточных опор, мало стесняющих отверстия и более рационально использующих лесные материалы чем бычки, устраиваются контрфорсы, способные выдерживать значительные нагрузки.



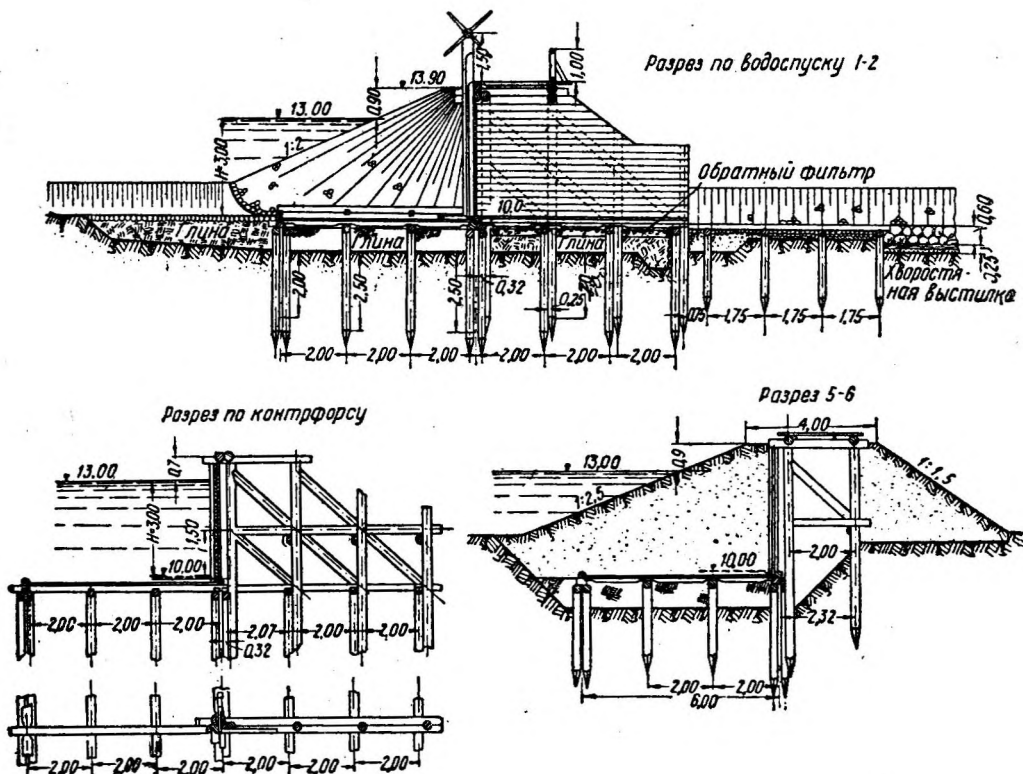
Фиг. 576. Фасад и план контрфорсной плотины.

Контрфорсы состоят из стоек или в частном случае из свай и подкосов. Расстояния между контрфорсами принимаются чаще всего от 2,0 до 6,0 м. Иногда контрфорсом отделяют от всего отверстия около устоя или бычка некоторое узкое отверстие, предназначенное для какой-либо цели, например для пропуска через него лесосплава.

Контрфорсы с помощью поддерживаемой ими непроницаемой стенки или обшивки могут заменять ряжевые устои (фиг. 576 и 577) или создавать тело водосливной плотины (фиг. 586).

а) Свайные контрфорсы строят из ряда свай, забитых в грунт и поддерживаемых подкосами. Эти высокие сплошные сваи забиваются с нижней стороны насадок, положенных по коротким сваям. Продольные ряды высоких и низких свай не совпадают, а сдвигаются по крайней мере на величину их диаметра, чтобы заставить обе сваи лучше работать в грунте на горизонтальную силу (фиг. 578).

Ряд высоких свай обжимается с боков двумя продольными брусками, врубленными, как обычно, в насадки.



Фиг. 577. Разрезы контрфорсной плотины.

Высокие сваи поддерживаются парными подкосами, охватывающими сваи с обеих сторон. Верхние концы подкосов врубаются в сваи, а у крайних передних опор контрфорса кроме того еще в стойку (фиг. 579).

Место врубки подкоса должно быть удалено от верха сваи или стойки на возможно малое расстояние, но достаточное для того, чтобы не происходило скалывания конца стойки или сваи вдоль волокон. Нижние концы подкосов упираются в продольный брус и в сваю, которая незначительно подтесывается.

Верхние концы подкосов соединяются через сваю болтом, а нижние — скобой. Обшивка крайнего берегового контрфорса, ограничивающего отверстие, делается из пластин или досок с одной стороны (фиг. 576 и 580), а промежуточного — с обеих сторон (фиг. 579.)

Контрфорсы могут быть устроены с разрезными подкосами (фиг. 577). Для этого с обеих сторон свай через 1,5—2,0 м по высоте размещаются парные горизонтальные схватки из бревен. Подкосы упираются своими концами в сваю и в схватки. Передние сваи береговых контр-

бруса, определим давление воды, распределенное по треугольнику:

$$W = \frac{1}{2} H^2 B. \quad (456)$$

Распределив эту силу по узлам 2, 3 и 4, считая участки передней стойки 2—3 и 3—4 как балки на двух опорах, найдем нагрузки на узлах:

$$\left. \begin{aligned} W_1 &= \frac{1}{6} h_1 (3H - h_1) \cdot B; \\ W_2 &= W - (W_3 + W_1); \\ W_3 &= \frac{(H - h_1)^3}{6(H - h_1 + a)} \cdot B, \end{aligned} \right\} \quad (457)$$

где h_1 — возвышение средней опоры 3 над нижней опорой 2;

a — возвышение верхней опоры 4 над уровнем воды в верхнем бьефе;

W — полное давление воды на контрфорс;

H — расчетный напор для контрфорса, считая от нижней опоры передней стойки и до уровня воды;

W_1, W_2 и W_3 — давления на опоры.

Кроме того на контрфорс может передаваться горизонтальная сила от упорных балок служебного мостика, на которые опираются промежуточные стойки.

Эту силу W_4 , приложенную во врубке (точка 5 на фиг. 582) упорного мостового бруса в насадку, разлагаем поровну на две верхние опоры 4 и 7, образованные подкосами.

Верхние участки стоек 4—5 и 6—7 будут подвержены изгибу силой $0,5 W_4$, с плечом c , равным возвышению середины упорных брусьев моста над опорой 4, образуемой подкосом: изгибающий момент:

$$M_4 = M_5 = 0,5 \cdot W_4 c. \quad (458)$$

При наличии многих верхних подкосных опор не следует распределять силу W_4 больше чем на три опоры.

Распределенные по узлам контрфорса горизонтальные силы раскладываем по направлению осей стойки и подкоса. Сумма вертикальных сил N'_3 и N'_4 , действующих по оси передней стойки и вырывающих эту стойку, равна:

$$N'_3 + N'_4 = W_2 \operatorname{tg} \alpha_1 + (W_3 + 0,5 W_4) \operatorname{tg} \alpha_2, \quad (459)$$

где α_1 — угол наклона к горизонту нижнего подкоса и α_2 — верхнего подкоса. Углы наклона подкосов лучше делать одинаковыми. Сила N''_3 , сжимающая нижний подкос, обычно бывает наибольшей и равна

$$N''_3 = \frac{W_2}{\cos \alpha_1}. \quad (460)$$

Аналогично:

$$\left. \begin{aligned} N''_4 &= \frac{W_3 + 0,5 W_4}{\cos \alpha_2}; \\ N''_7 &= \frac{0,5 W_4}{\cos \alpha_3}. \end{aligned} \right\} \quad (461)$$

Усилия подкосов в нижних узлах 9, 10 и 11 можно разложить также на вертикальные и горизонтальные составляющие, из которых первые будут равны соответствующим вырывающим силам в стойках и вызовут вертикальную нагрузку свай основания плотины, а вторые — горизонтальным силам, которые передаются на продольные связующие брусья и будут стремиться сдвинуть флютбет плотины.

К горизонтальным силам добавляется давление воды W_5 с ширины B , действующее на нижнюю часть прижимного бруса (ниже точки опоры

2, принятой на середине высоты бруса), а к вертикальным силам — вес моста и временная нагрузка.

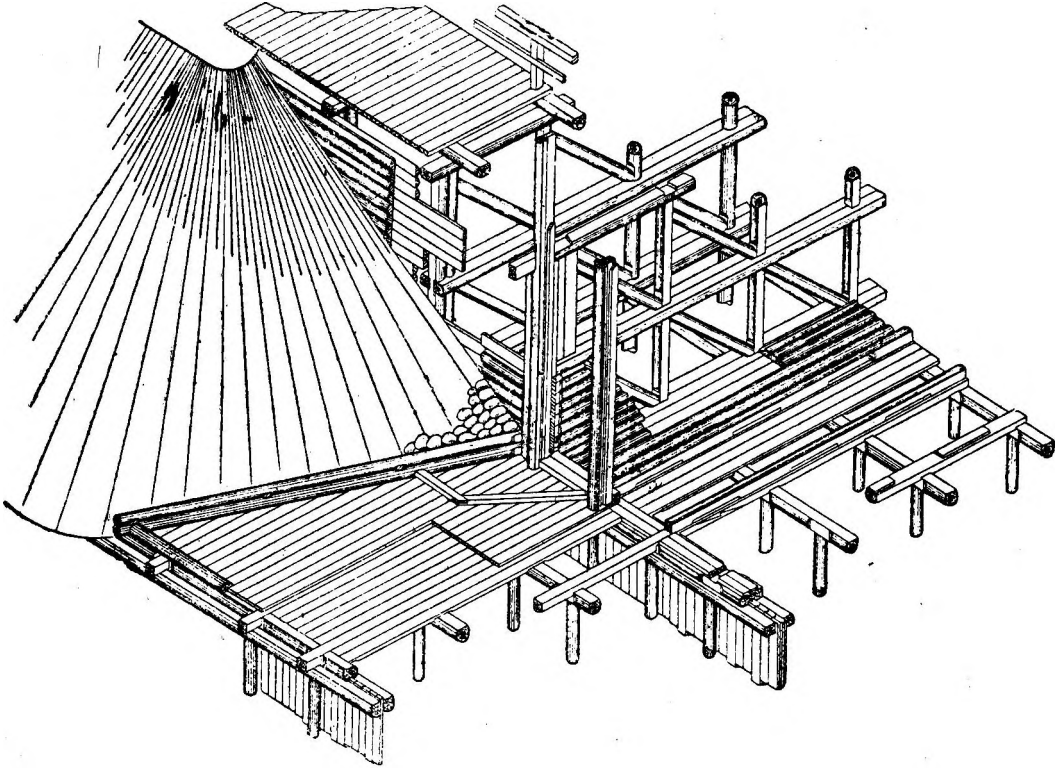
Общий вид контрфорсной плотины показан на фиг. 583.

По величинам сжимающих усилий подкосы рассчитываются на продольное сжатие, а врубки — на смятие и скалывание.

В свайном контрфорсе вырывающее усилие воспринимается передней сваей, глубина забивки и прочность которой определяются с учетом этой силы.

В стоечном контрфорсе передняя стойка сопротивляется вырывающей силе $N'_3 + N'_4$:

- 1) собственным весом стойки, а также частью веса моста и щитов;
- 2) силой трения, вызываемой нижней реакцией W_1 и равной fW_1 , где f — коэффициент трения дерева по дереву;



Фиг. 583. Общий вид контрфорсной плотины.

- 3) металлическими поковками — угольниками, хомутами и болтами;
- 4) клинообразным закреплением нижнего конца стойки между поперечным и продольным упорным брусьями, которые в свою очередь прочно соединяются болтами с флютбетом.

Если клин будет иметь одну наклонную грань под углом α к оси бруса, то, полагая в формуле (419) угол $\alpha_2=0$, найдем предельную величину допустимой вырывающей силы по прочности клина на смятие граней:

$$N'_{\text{max}} = [\sigma_c]_1 hb (2f + \operatorname{tg} \alpha). \quad (462)$$

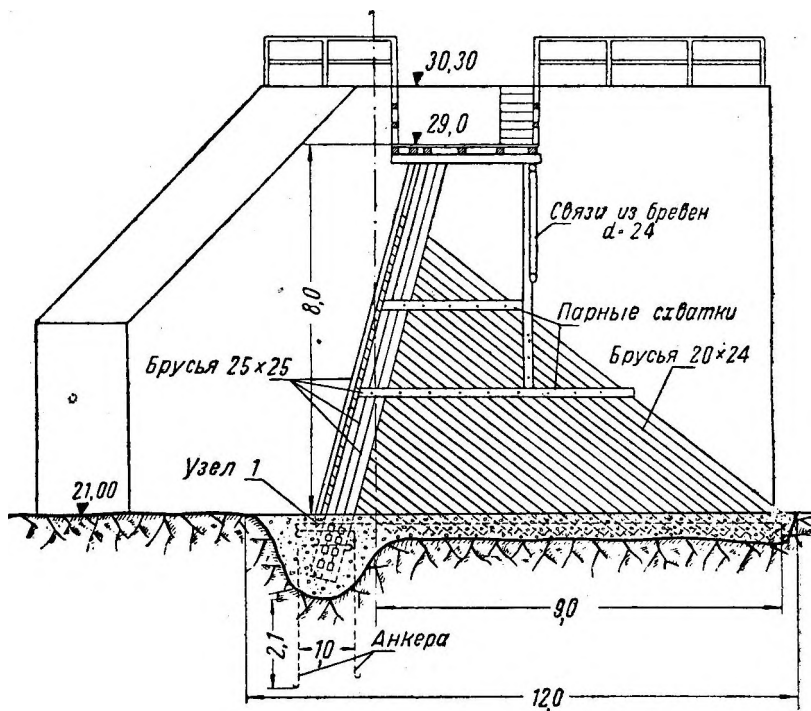
Подобным же образом закрепляются и рассчитываются крепления других стоек, клинообразные концы которых зажимаются между продольными брусьями (фиг. 581).

При действии значительных вырывающих сил закрепление передней стойки становится затруднительным. Путем придания первому подкосу обратного уклона (фиг. 582) можно эту стойку освободить от вырываю-

щей силы и передать последнюю на вторую стойку *a*, которая расположена дальше от короля и может быть прочно закреплена. При более высоких контрфорсах среднюю опору можно устроить из двух подкосов, для которых вторая стойка является затяжкой, воспринимающей растягивающие усилия; при этом врубки подкосов в затяжку должны обеспечивать передачу этих усилий.

Ввиду мощного сечения передней стойки контрфорсов расчет ее на изгиб не производится.

В случае больших временных вертикальных нагрузок от моста проверяется прочность как самих стоек, так и насадок, которые сминаются поперек волокон нижними концами стоек. Высокие сваи контрфорсов (фиг. 577) проверяются при совместном действии вертикальных сил и



Фиг. 584. Контрфорс со сплошной стенкой из брусьев, работающих на продольное сжатие.

моментов от горизонтальной нагрузки: наиболее опасным сечением для этих свай является их место закрепления между продольными связующими брусьями. Распределение сдвигающей силы между свайными опорами контрфорса производится так же, как и для свайного флютбета.

Вырывающая переднюю стойку сила уменьшится, если эту стойку наклонить [формулы (463) и (464)], как это показано на контрфорсе, который (фиг. 584)¹ представляет собою сплошную стенку из брусьев 20X24 см ($d=28$ см), наклоненных к горизонту под углом $\alpha=45^\circ$ и опирающихся на скалу.

Передние концы указанных брусьев обделаны шипами (фиг. 585), на которые надевается составная стойка из трех 25-см квадратных брусьев, соединенных через 1,0 см шпонками и болтами $d=20$ мм. С верхней стороны прибавляется брус *b* с шипом внизу и пазами для помещения шандоров. В трех местах по высоте стенка контрфорса стягивается горизонтальными схватками из брусьев 20X20 см.

¹ Эти контрфорсы построены в водопуске при Выгостровской плотине Беломорско-Балтийского канала им. Т. Сталина.

квадратными болтами 18X450 мм. Бревна наклонены под углом 45° к горизонту в сторону нижнего бьефа. Верхние концы их опилены и скреплены косяками из брусьев 20X24 см так, что образуют сливной профиль плотины, очерченный по Кригеру. Нижние концы скреплены схватками из

бревен $d = 22$ см, опиленных с трех сторон и опирающихся нижней постелью на горизонтальные площадки врубок в бревнах стенки.

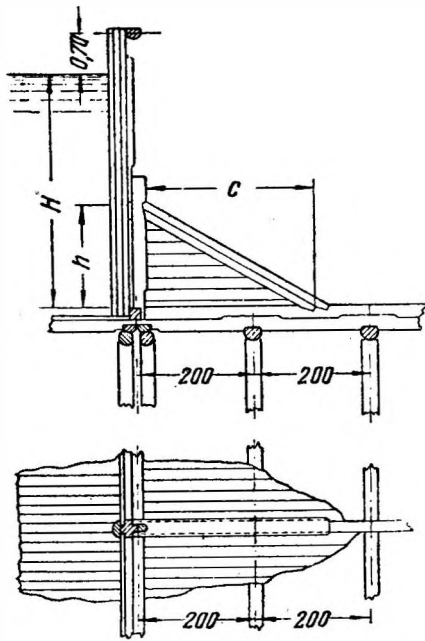
Между контрфорсами, поставленными через 2,10 м, считая от оси до оси, уложен пол из бревен $d = 22$ см, опирающийся на схватки и передающий через них на стенки вес каменной загрузки. В плоскости, нормальной к продольной оси бревен стенки, поставлены раскосы, а сами стенки в той же плоскости скреплены каждая парой схваток.

С напорной стороны по верхним бревнам стенок контрфорсов прибит двойной пол из брусьев толщиной 12 см (поперечный и продольный) с прокладкой между ними двух слоев толя.

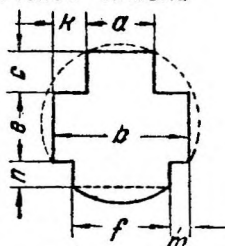
На оголовке устроен двойной поперечный настил, нижний — из брусьев, верхний — из досок; первый прибит к косякам и защищен сверху рельсами, которые загибаются и продолжают на части

напорной грани. Нижняя часть сливной грани сделана проницаемой с одиночным уклоном. Здесь устроен продольный верхний настил из брусьев толщиной 14 см, он расположен на поперечном нижнем настиле из бревен. Верхние концы бревен контрфорсов опилены заподлицо с обшивкой сливной грани.

Нижние концы этих же бревен и обшивка напор-

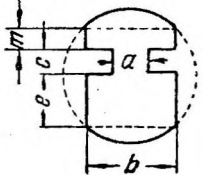


Сечение стойки



d	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
a	9	10	11	12	13	13	13	13	14	14	14	14
c	8	8	8	8	8	8,5	8,5	9	9	9	9,5	10
k	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
b	23	24	25	26	27	27	27	27	28	28	28	28
e	10	10,5	11	11,5	12	13	14	15	16	17	18	19
m	4	4	4	4	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5	5	5
n	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
f	15	16	17	18	18	18	18	18	18	18	18	18
Wcm ³	867	1121	1273	1431	1595	1758	1948	2167	2466	2852	2953	3182

Сечение стойки



d	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
m	4	4	4,5	5	5,5	5,5	6	6,5	7	7	7	7	8	8	9	9	9
c	7	7	7	7	7	7	8	8	8	8	9	9	9	9	9	10	10
e	10	10	11	11	11	11	11	11,5	12	12,5	12,5	13	13	14	14	14	15
b	20	21	21	22	23	24	24	25	25	26	27	28	28	29	29	30	30
a	8	9	9	10	10	11	11	12	12	13	13	14	14	15	15	16	16
Wcm ³	1258	1336	1541	1740	1918	2029	2289	2611	2843	2993	3389	3638	3960	4330	4721	5178	5470

Фиг. 587. Промеж уточная стойка с подкосом; поперечные сечения стоек.

ной грани по всей длине плотины (фиг. 586) забетонированы для лучшего соединения со скалой основания.

В плотине описанной конструкции давление воды передается напорной непроницаемой гранью на стенки контрфорсов и на основание, вызывая добавочные силы трения и увеличивая устойчивость тела плотины.

Бревна контрфорсов при этом подвергаются сжатию поперек волокон. Вес загрузки через настил и нижние схватки стенами передаются на основание. Для создания более надежного упора стенкам контрфорсов - против каждого из них в скале выбраны углубления, куда входят низовые концы стенок и которые заливаются бетоном (фиг. 586).

3. СТОЙКИ И УПОРНЫЕ БРУСЬЯ

Простейшим типом промежуточных опор являются [стойки, опирающиеся нижним концом на поперечный упорный брус флютбета и верхним — на упорные балки (фиг. 550, 551, 576), которые перекрывают отверстия и опираются на устои, быки, контрфорсы или другие промежуточные опоры.

Стойки бывают съемными и могут выниматься для пропуска паводка или несъемными. При больших действующих силах или большой длине стоек последние поддерживаются подкосами. Чаще всего ставится один подкос, который нижним концом врубается в продольный упорный брус на флютбете, а верхним или непосредственно в стойку или в подможную стойку, которая закрепляется внизу клинообразной врубкой (фиг. 587).

Величина давлений воды на опоры определяется так же, как и для контрфорса (фиг. 582) по формулам (457). Если стойка (фиг. 588) наклонена под углом β к вертикали, то давление, нормальное к оси стойки,

увеличивается в раз и реакция будет равна

на верхней опоре:

$$A_4 = \frac{(H - h_1)^3}{6(H - h_1 + a)} \cdot \frac{B}{\cos \beta} ;$$

на нижней опоре:

$$A_2 = \frac{1}{6} h_1 (3H - h_1) \frac{B}{\cos \beta} ;$$

на средней опоре:

$$A_3 = \frac{H^2 \cdot B}{2 \cos \beta} - (A_2 + A_4) .$$

Тогда усилие в подкосе:

$$N_3'' = \frac{A_3}{\cos(\alpha - \beta)}$$

и вырывающая сила

$$N_3' = A_3 \operatorname{tg}(\alpha - \beta) ,$$

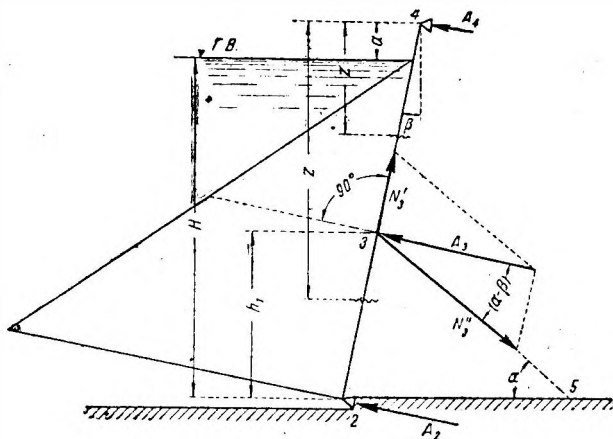
здесь H и h_1 — соответственно величина напора и расстояние по вертикали точки упора подкоса от нижней опоры стойки;

β — угол наклона стойки к вертикали;

α — угол наклона подкоса к горизонтали;

B — расстояние между серединами двух соседних со стойкой пролетов.

Следует принимать угол $\alpha = 30^\circ - 45^\circ$, а β — до 15° , так как большой наклон стойки к вертикали вызывает затруднения в заведении щитов и шандоров во время эксплуатации плотины.



Фиг. 588. Расчетная схема стойки с подкосом.

Вследствие возможности различных деформаций опор (особенно верхней) стойку надо считать разрезанной на средней опоре. Величины наибольших изгибающих моментов при треугольной нагрузке определяются по следующим формулам:

на верхнем участке:

$$\left. \begin{aligned} M'_{\max} &= A_4 \frac{z}{\cos \beta} - \frac{(z-a)^3}{6} \cdot \frac{B}{\cos^2 \beta}, \\ z &= a + \sqrt{\frac{2 A_4 \cos \beta}{B}}; \end{aligned} \right\} \quad (465)$$

на нижнем участке:

$$\left. \begin{aligned} M''_{\max} &= \frac{H+a-z}{\cos \beta} \left[A_2 - \frac{(H+a-z) \cdot (2H-a+z) B}{6 \cos \beta} \right], \\ z &= a + \sqrt{H^2 - \frac{2 A_2 \cos \beta}{B}}. \end{aligned} \right\} \quad (466)$$

При вертикальной стойке $\cos \beta = 1$ и формулы (463), (464), (465), (466) упрощаются.

Для стойки без подкоса или спицы верхнюю реакцию и момент определяют по формулам (463) и (465), положив $h_1 = 0$; величину нижней реакции — по формуле для A_3 .

Сечение стойки получается наименьшим, если максимальные изгибающие моменты на обоих участках стойки с подкосом будут одинаковыми. Соблюдение этого условия требует низкого расположения упора подкоса, что влечет за собою увеличение нагрузки на подкос, уменьшение угла наклона α и не дает существенной экономии на материале.

Поэтому высоту врубки подкоса h_1 следует делать равной примерно 0,4 — 0,5 напора H .

Поперечное сечение стоек делается двух типов: с пазами для щитов примерно посредине толщины стойки и с пазами у передней напорной грани; в последнем случае для удержания щитов в пазах к стойке с напорной стороны прибалчивается пластина.

На фиг. 587 приведены таблицы со всеми размерами поперечных размеров стоек и моментами сопротивления (без учета обливин). В стойках по первому типу раньше могут возникнуть предельные скальвающие напряжения ввиду ослабления сечения вблизи нейтральной оси. Поэтому сечение таких стоек следует проверять еще и по наибольшей перерезывающей силе.

Для лучшей передачи усилий на опоры и уменьшения веса подтесываются стойки с низовой стороны на обоих концах. В стойке с подкосом надо сделать обшивку досками, входящими в четверти на стойке и подкесе (фиг. 587).

Коренные стойки применяются подобного же сечения, но шириною меньшей на глубину паза. Расстояния между осями стоек принимаются от 1,0 до 1,5 м при щитовых затворах и около 2,0—3,0 м при шандорах.

4. ЩИТЫ

Щиты (см. также гл. 11) устраиваются из чистообрезных досок толщиной 6—10 см; доски плотно пригоняются между собою в четверть или в шпунт. Высота щитов колеблется от 0,60 до 1,00 м; нижние щиты в плотинах делаются более толстыми и менее высокими, чем верхние. Если толщина щита равна ширине паза в стойке или больше, то концы щита подтесываются до толщины на 1—2 см меньшей ширины паза. Соединение досок, составляющих щит, производится железными поковками или шпонками, врубаемыми в доски в зоне сжатых волокон. С той же стороны прикреп-

пляются крючья для вытаскивания щитов. Расчет щита производится как балки, лежащей на двух опорах, с проверкою прочности сечения, ослабленного шпонкой.

Для закрывания отверстий шире 2 м употребляются шандоры из брусьев.

5. СЛУЖЕБНЫЙ МОСТИК

Отверстия плотины перекрываются служебными мостиками обычно балочной системы, на которые опираются верхние концы промежуточных стоек (фиг. 551, 555, 577 и др.).

Если плотина используется и для проезда, то проезжий мост следует располагать возле служебного в пределах водобоя (фиг. 589).

Балки служебного моста, на которые передается давление от стоек, называются упорными; они воспринимают горизонтальное давление стоек и вертикальное давление собственного веса, веса моста, временной нагрузки от толпы и подъемного усилия, передаваемого передвижным воротом.

Чтобы разгрузить упорные балки от вертикальных нагрузок, последняя передается на особые прогоны, как показано на фиг. 589, б, где двойная упорная балка работает преимущественно на горизонтальную нагрузку от стоек и в вертикальной плоскости подвергается действию лишь собственного веса.

При больших пролетах давление от стоек настолько велико, что приходится применять составные балки или передавать давление на 2 — 3 прогона служебного моста с помощью поперечин (фиг. 551 и 555) или наконец применять подкосную или ригельно-подкосную систему (фиг. 589, в), передавая распор на затяжки, которые могут являться прогонами служебного мостика.

При вычислении изгибающих моментов, действующих в вертикальной плоскости упорных балок, следует учесть усилие от тяговых тросов, которыми поднимаются щиты и которые вызывают также изгиб вала подъемного ворота (фиг. 555, 577 и 589).

Величина тягового усилия определяется по формуле;

$$T = f \cdot H \cdot b \cdot h + G, \quad (467)$$

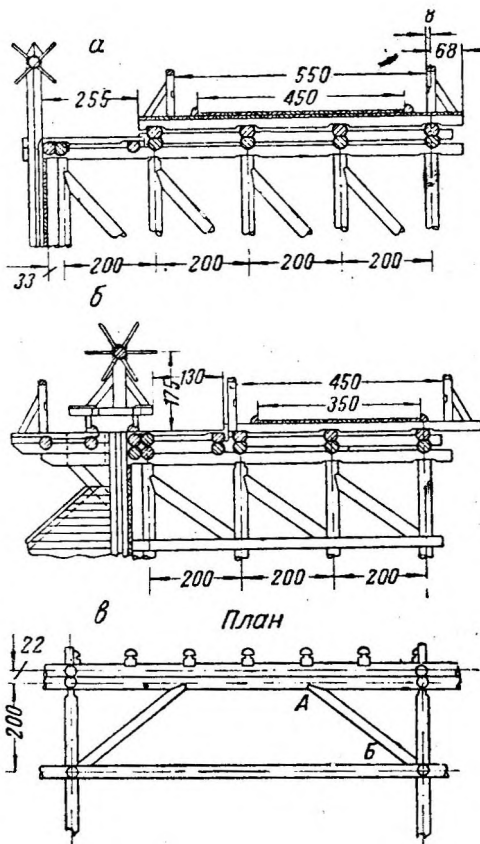
где f — коэффициент трения;

H — средний напор на щит;

b — ширина щита;

h — высота щита;

G — полный вес щита с поковками и тяговым тросом.



Фиг. 589. Поперечное сечение служебного и проезжего мостов через отверстие плотины и план упорной балки ригельно-подкосной системы.

§. 165. ПЛОТИНЫ ИЗ НАКЛОННЫХ РЯЖЕЙ

Среди деревянных плотин имеются и такие, у которых ряжевые клетки расположены не вертикально, а наклонно, как это сделано у верхней части плотины из американских ряжей на р. Бэр (фиг. 548).

Из наклонных ряжей построены в СССР на скалистых грунтах две водосливные плотины на Беломорско-Балтийском канале им. т. Сталина: Шаваньская с бетонными устоями и частично Выгостровская с устоями из вертикальных ряжей (см. § 164, п. 2).

Поперечное сечение тела Шаваньской плотины показано на фиг. 590; оно состоит из обыкновенных ряжей с ящиками 2,10X2,10 м, наклоненных в сторону верхнего бьефа под углом $\alpha=45^\circ$ к горизонту, так как при этом угле получается наименьшая площадь поперечного сечения плотины. Таким образом все поперечные стены оказываются наклонными, но венцы их остаются горизонтальными; у вертикальных продольных стен венцы наклонены.

Напорная непроницаемая грань плотины расположена перпендикулярно осям ряжевых клеток, т. е. наклонена тоже под углом 45° к горизонту, и потому давление воды передается вдоль всех ряжевых стен на основание, в котором сделаны канавки для помещения нижних венцов поперечных и продольных стен, заливаемых бетоном. Нижние два ящика опираются на бетонный носок. Оголовок сливной проницаемой грани очерчен по кривой Кригера, средний участок — прямолинейный с углом наклона в 45° и нижний из бетона — криволинейный, сопрягающий дугой круга ряжевую часть плотины с основанием. Тело плотины длиной между устоями в 100 м разделено двумя швами на три секции. Наибольшая высота тела плотины около 12,0 м.

Подобного рода плотины обладают некоторыми преимуществами по сравнению с плотинами из вертикальных ряжей. Так, придание сливной грани криволинейного очертания осуществляется достаточно просто путем соответствующей формы и взаимного смещения брусьев, как это показано на детали оголовка плотины (фиг. 591), составленного из двух рядов поперечных брусьев; нижний ряд брусьев *a* обшивки перерубается с венцами продольных стен прямоугольной врубкой сечением 9 на 13—18 см, а верхний ряд состоит из коротышей, прибываемых к нижнему ряду и помещаемых между выступающими концами продольных стен, обтесанных до ширины в 15 см и опиленных по очертанию грани. На прямом участке сливной грани (фиг. 590) верхний ряд обшивки устроен из продольных брусьев толщиной 16 см, верхние концы которых прижимаются уголками; между их нижними концами и брусом, скрепленным с бетонным носком оставлен на случай осадки зазор около 5 см, заполняемый клином из мягкой древесины (например из осины).

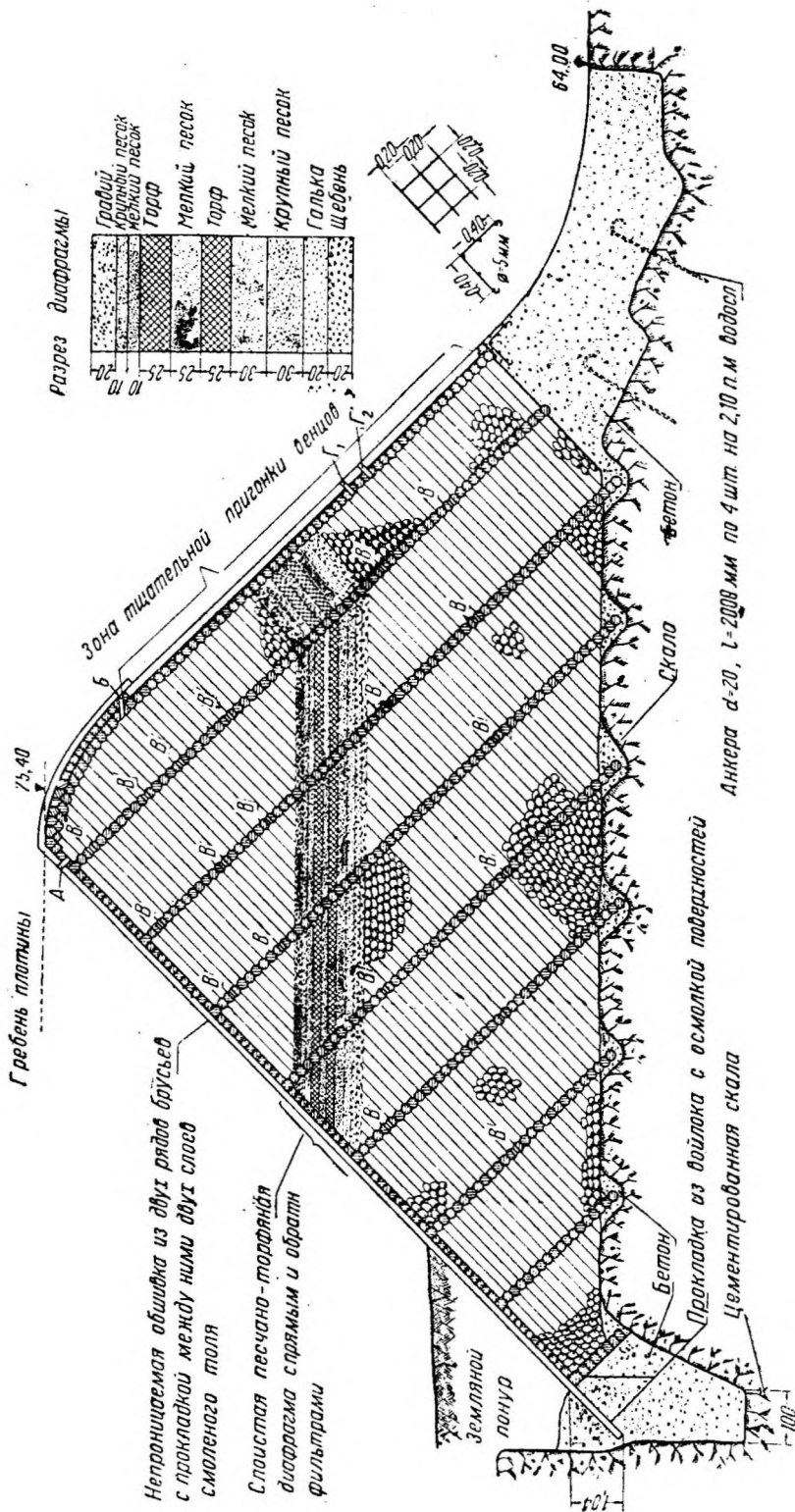
Косые пересечения стен в этой конструкции отсутствуют. Так же просто устраивается напорная грань, состоящая из двух рядов брусьев толщиной по 12 см (фиг. 591), из которых нижний поперечный сделан в шпунт с прокладкой реек размером 3x8 см, а верхний продольный с плотной пригонкой брусьев.

Между рядами положено два слоя просмоленного толя. Нижний конец верхнего ряда брусьев положен на просмоленный войлок и забетонирован в шпору (фиг. 590).

Направление давления воды, совпадающее с осью ящиков ряжей, является выгодным для работы дерева.

При наличии наклонной грани со стороны верхнего бьефа к величине давления плотины на основание от собственного веса добавляется еще вес воды, расположенной выше этой наклонной грани, что увеличивает коэффициент устойчивости на скольжение.

Ввиду отсутствия в конструкции горизонтальных постелей сдвиг плотины из наклонных ряжей более затруднен, чем плотины из вертикальных ряжей.

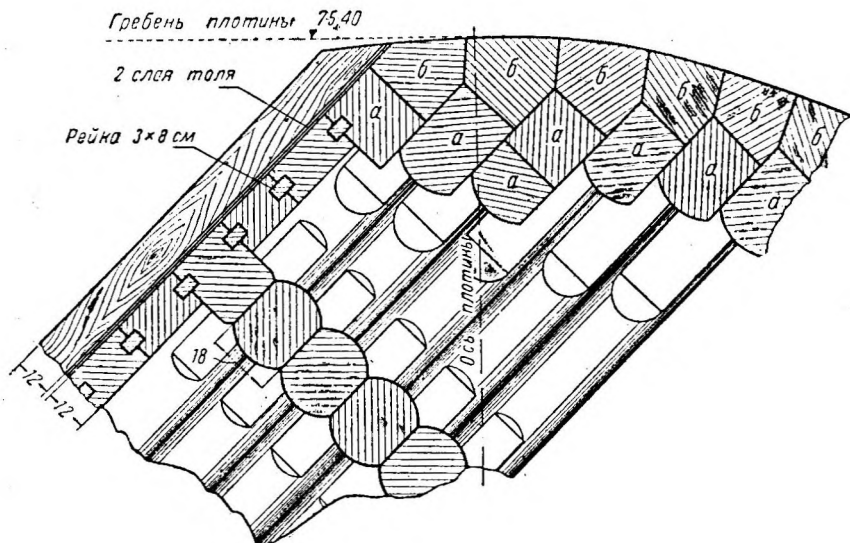


фиг. 590. Водосливная плотина из наклонных ряжей с непроницаемой диафрагмой.

Однако по сравнению с плотинами из вертикальных ряжей рассматриваемый тип плотины имеет ряд недостатков, к числу которых относится например большая трудность изготовления врубок криволинейного профиля.

В Шаваньской плотине, примерно посредине ее высоты, устроена непроницаемая диафрагма толщиной 75 см из чередующихся слоев по 25 см торфа и песка (см. § 166), из которых два слоя занимает торф. Сверх экрана уложен фильтр из трех слоев общей толщиной 40 см. Ниже экрана насыпан обратный фильтр из 4 слоев общей толщиной 100 см (фиг. 590).

Несколько ниже гребня в напорной грани сделаны отверстия *A* через 2,10 см для наполнения водой верхней части тела плотины. Вода проникает во все ящики по отверстиям *B* во внутренних стенках, а излишки ее отводятся по отверстиям *Б*, расположенным по два на ящик на отметке 73,75 м в сливной грани, которая смачивается этой водой. Просочившаяся



Фиг. 591. Деталь оголовка плотины (см. фиг. 590).]

через диафрагму и напорную грань вода собирается в нижней части плотины и по отверстиям *Г* (по три в каждом ящике) вытекает в нижний бьеф. Отверстия *A*, *Б* и *Г* имеют диаметр 10 см — с втулкой из оцинкованного железа; отверстия *Б* — квадратные. Описанными устройствами достигаются замедление гниения дерева вследствие смачивания водой почти всего ряжевого тела плотины, уменьшение давления на обшивку напорной грани ввиду обратного давления воды, заполнившей тело плотины, и увеличение устойчивости плотины, так как взвешенной в воде является только нижняя часть тела плотины, находящаяся в воде, а вода в верхней части, поддерживаемая диафрагмой, увеличивает вес тела плотины.

При расчете тела плотины из наклонных ряжей с непроницаемой напорной и проницаемой сливной гранями, погруженная в воду нижнего бьефа часть плотины *abri* потеряет в своем весе столько, сколько весит объем воды, вытесненный загрузкой и деревянным каркасом (фиг. 592). Зная объемные веса дерева γ_1 и загрузки γ_2 , а также занимаемые ими объемы V_1 и V_2 , вычисляют объемный вес ряжа в воздухе:

$$\gamma_3 = \frac{V_1\gamma_1 + V_2\gamma_2}{V_1 + V_2} \quad (468)$$

Объемный вес погруженной в воду части плотины будет равен:

$$\gamma_3' = \frac{(\gamma_1 - \gamma)V_1 + [\gamma_2 - (1 - p_2)\gamma]V_2}{V_1 + V_2}, \quad (469)$$

где p_2 — пористость загрузки в долях от ее объема, равная для камней около 0,30 и

γ — объемный вес воды.

Дифрагма может быть либо слоистой песчано-торфяной, либо глиняной с фильтрами, либо деревянной.

При высоких плотинах необходимо определить величины напряжений под поперечными и продольными стенами и убедиться в достаточной прочности как материала стен, так и основания.

Давление воды на плотину, направленное нормально к напорной грани и передаваемое обшивкой вдоль стен, вызывает напряжения сжатия, которые тем меньше, чем ближе ряжевый ящик к сливной грани. Поэтому бревна вертикальных стен надо располагать комлем вниз.

Напряжения, вызываемые весом частей плотины, распределяются иначе. Вес некоторого объема ряжа (заштрихован на фиг. 592) состоит из веса стен и загрузки, которая заключена между двумя продольными, параллельными стенами. Приближенное значение давления загрузки на наклонные стены можно определить по формуле (434), выведенной для горизонтального днища. Ввиду небольшой высоты загрузки часть ее веса, передающаяся силами трения на продольные вертикальные стены плотины, незначительна, и для приближенных расчетов этой передачей можно пренебречь. Тогда сумма составляющих G_h веса загрузки G всей клетки $s'defs$ (вес клина $s'si$ передается на основание) вызывает сжатие поперечной наклонной стенки ds' и смятие постелей венцов. Наибольшее значение напряжений будет под нижним венцом ряжевой клетки и будет тем больше, чем ближе последняя расположена к сливной грани.

Каждая из составляющих G_p , нормальных к наклонным стенкам, вызывает изгиб последних, не оказывающий существенного влияния на их прочность, и передается на продольные вертикальные стены. Чем ближе к напорной грани, тем большая сила вызывает продольное сжатие наклонных венцов этих стен и смятие их нижних торцевых частей.

Поэтому у напорной грани могут иметь место значительные напряжения под продольными стенами, а у сливной грани — под поперечными при смятии дерева поперек волокон. В действительности происходит все же некоторое выравнивание напряжений в основании, так как ряжевое тело плотины обладает некоторой монолитностью и в частности давление загрузки на поперечные, наклонные стены передается врубками частично и на продольные, вертикальные стены.

Расчеты остальных элементов описываемых плотин аналогичны расчетам плотин из вертикальных ряжей.

В случае расположения сооружения на нескальном грунте в состав плотины вводится основание (ряжевое или свайное), понурная часть, шпунты и другие необходимые элементы.

§ 166. ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

Полученный в наследство от старой России тип ряжевой плотины применяется и в настоящее время, но за годы, прошедшие с Октябрьской революции, деревянное плотиностроение сделало огромный шаг вперед, создав более совершенные конструкции и расширив область применения.

Необходимо остановиться хотя бы вкратце на некоторых выводах и привести дополнительные данные.

Наиболее существенная часть плотины — ее флютбет должен иметь продольные крепления, обеспечивающие его цельность и работу всех его элементов при действии сдвигающей силы и при движении фильтрационного потока по грунту основания. Разные системы продольных креплений, описанные выше (§ 162), применены при постройке многих исправно работающих плотин.

Увеличение напора на плотину и ее высоты создает настолько большие сдвигающие силы, что одиночные сваи флютбета, работающие на изгиб, или получают значительные прогибы, опасные для сооружения, или при большом их числе и частом расположении работают нерационально

при действии горизонтальных сил. Поэтому заслуживает внимания тип флютбета на свайных козловых опорах (§ 162), работающих преимущественно на сжатие и растяжение, являющихся практически неподвижными и допускающими увеличивать в несколько раз горизонтальные нагрузки по сравнению с нагрузками, которые могут воспринять одиночные сваи.

В водобойной и сливной частях плотин, где выходит фильтрационный поток, обязательно устраиваются обратные фильтры, увеличивающие устойчивость грунта основания против выпирающих сил этого потока и предупреждающие вынос грунта.

В качестве водонепроницаемой преграды кроме деревянных полов или обшивок и глиняных подушек употребляется торф, применение которого в низконапорных плотинах дало хорошие результаты (гл. 2), хотя следует отметить, что срок службы торфяных частей еще недостаточно изучен.

Серьезное внимание необходимо обратить также на устройство рисбермы, используя методы, описанные в гл. 7, а также в гл. 8 и 9.

Каждое напорное сооружение, в том числе и деревянные плотины, нуждается в особом надзоре за его состоянием, исправной работой и в частности за фильтрацией воды под флютбетом.

Для этой цели необходимо каждую плотину во время постройки снабжать приспособлениями, позволяющими при ее эксплуатации получать данные, характеризующие ее работу, и на их основании делать соответствующие выводы, о чем говорится в т. II.

Массовое строительство деревянных плотин требует перехода к изготовлению на заводах отдельных типовых или стандартных частей, которые могут с наименьшей затратой сил и времени употребляться в дело готовыми или с незначительными доделками. В проектировании плотин большую помощь должны оказать типовые конструкции.

Одной из сложных проблем, подлежащих разрешению, является увеличение срока службы долговечности деревянных гидротехнических сооружений, находящихся в условиях переменной влажности. Применяемые в настоящее время способы консервирования древесины путем ее пропитки и обмазки антисептиками (гл. 2), например креозотовым маслом, смесями, его содержащими и др., еще слишком дороги. Отыскание дешевого антисептика даст новый толчок к распространению деревянных сооружений. Равным образом должен быть изучен вопрос о применении нержавеющей стали в деревянных конструкциях.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ.17

А. На русском языке

1. По общему списку № 1, 2, 10, 12.
2. Близняк Е. В., Работа дерева в гидротехнических сооружениях, М. 1936 г.
3. Вятских Н. М., Опытная проверка предпосылок расчета высоких ряжей как силосов, Л. 1934 г.
4. Деревянные плотины. Технические условия и нормы проектирования, М. 1935 г.
5. Калинович Б. Ю., Расчет шпунтовых свай и стенок, Л. 1932 г.
6. Калинович Б. Ю., О расчете ряжевых стен, Л. 1932 г.
7. Доц. Латышенков А. М., инж. Шварц Р. М. и Шляпкин А. С., Деревянные высокоряжевые плотины, М. 1935 г.
8. Основные строительные нормы. Конструкции деревянные. ОСТ 7063, М. 1934 г.
9. Петрашень И. В., Деревянные плотины и шлюзы, Л. 1936 г.
10. Семанов Н. А., Деревянные плотины. Текст и атлас, М. 1933 г.
11. Доц. Семанов Н. А., Деревянные флютбеты плотин Поаре. Труды ЦНИВТ, вып. 83, Гострансиздат, Л. 1934 г.
12. Смарагдов Д. Г. и Латышенков А. М., Лесосплавные плотины постоянного типа, М. 1932

Б. Иностранная

1. По общему списку № 4, 6, 7, 11, 13, 15.

ГЛАВА ВОСЕМНАДЦАТАЯ

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ
СООРУЖЕНИЙ

§ 167. ПОСТРОЕНИЕ КРИВЫХ ПОДПОРА В РЕКАХ

Возведение в руслах рек разного рода гидротехнических сооружений, особенно плотин, вызывает, как было указано выше (гл. 6), в верхнем бьефе распространение подпора вверх по течению реки. Длина распространения подпора ("кривые подпора") в реках равнинного типа теоретически бесконечно велика, практически же ее можно считать закончившейся, если превышение подпертой глубины над глубиной, имевшей место в каком-либо сечении реки при данном расходе до появления подпора ("естественная" или "бытовая" глубина), составляет не более 1% от бытовой глубины или не более 1—2 см.

Знание пределов распространения подпора вверх по реке как по длине, так и по высоте необходимо при решении ряда важнейших задач гидротехнического строительства: при разбивке участка реки, подлежащего использованию, на отдельные бьефы, т. е. при установлении места расположения плотин по продольному профилю с тем, чтобы подпор от нижележащего сооружения создавал во всем бьефе достаточные для судоходства глубины и не уменьшал полезного напора вышерасположенного сооружения; при определении размеров затоплений и подтоплений земель (гл. 6); при установлении в известных случаях отметки гребня водосливных плотин; при разработке схемы регулирования стока из питающего гидроустановку водохранилища или озера и т. п. Многие из этих задач, связанные с водохозяйственными расчетами и определением отметок подпорного горизонта, требуют особой точности при подсчете и построении кривых подпора для различных расходов.

Изменчивость уклонов, разнообразие ширины и глубины реки по продольному профилю не позволяют непосредственно применить к естественным руслам излагаемые обычно в курсах гидравлики "классические" методы построения кривых подпора: Бресса, Толкмитта, Дюпюи — Рюльманна и др.

Точность, получаемая при пользовании этими методами, допустима лишь при предварительном (схематическом) проектировании.

Указанное обстоятельство заставляет искать иных методов, которые позволили бы лучше учитывать местные особенности русла реки и получить точность решения, соответствующую данной стадии проектирования.

В советской и иностранной литературе и проектной практике за последние 10—12 лет подобные методы не раз предлагались.

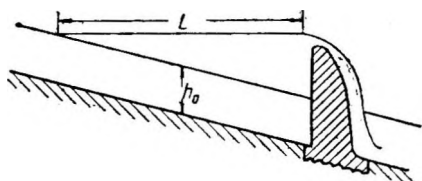
Некоторые из них приобрели уже достаточную известность, были использованы в ряде проектов и заслуживают полного внимания.

Так как теория неравномерного движения жидкости в открытых руслах и различные методы ее применения к рекам изложены в специальных курсах гидравлики¹, то в настоящем разделе описаны лишь некоторые приемы, представляющие практический интерес.

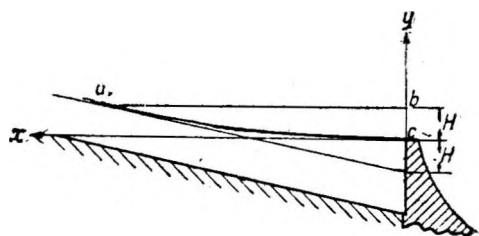
1. ГРУБО ПРИБЛИЖЕННЫЕ МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЛИНЫ КРИВОЙ ПОДПОРА

а) Для предварительных соображений при разбивке реки на бьефы часто применяется метод замены кривой подпора горизонтальной линией, проводимой от отметки нормального подпорного горизонта у плотины до пересечения ее с бытовым уровнем воды (фиг. 593). Указанный прием наиболее прост, но эта простота никак не оправдывает неточностей и возможных грубых ошибок, которые неизбежно имеют место при его применении, так как действительная кривая подпора располагается иногда значительно выше и длина ее много больше горизонтальной прямой.

б) Более подходящим для подобных условий является метод замены кривой подпора ветвью пологой параболы с вертикальной осью и вершиной, расположенной на поверхности воды у плотины (метод Поаре). Конец кривой подпора считается в точке касания ветви параболы и свободной поверхности потока в естественных условиях (точка *a* на фиг. 594).



Фиг. 593.



Фиг. 594.

Исходя из свойств касательной к параболе, получаем уравнение параболы:

$$x^2 = \frac{4H}{\operatorname{tg}^2 \alpha} \cdot y = \frac{4H}{J^2} \cdot y, \quad (470)$$

где H —подпор у плотины;

J —средний уклон свободной поверхности воды в естественных условиях, который при обычных величинах уклонов рек может быть принят $J = \sin \alpha = \operatorname{tg} \alpha$.

Задавая различными значениями y , вычисляют соответствующие значения x и строят кривую подпора по точкам.

Длина кривой подпора может быть вычислена, как длина дуги параболы по формуле:

$$L = \frac{2H}{J}. \quad (471)$$

в) Для определения длины кривой подпора может служить также формула, предложенная проф. Егиазаровым²:

$$L = \frac{h}{J}, \quad (472)$$

где h — полная глубина воды у плотины.

Эта формула дает для приближенного вычисления длины кривой подпора величины более близкие к действительности, чем приведенные в пп. „а“ и „б“.

¹ Ахутин А. Н., Специальный курс гидравлики, М.-Л. 1935 г., Чертоусов М. Д., Инженерная гидравлика, М.-Л. 1934 г.

² Проф. Егиазаров И. В., Гидроэлектрические силовые установки Л.-М. 1934 г., ч. 1.

2. ПОСТРОЕНИЕ КРИВЫХ ПОДПОРА С ПОМОЩЬЮ ПРИМЕНЕНИЯ УРАВНЕНИЯ Д. БЕРНУЛЛИ

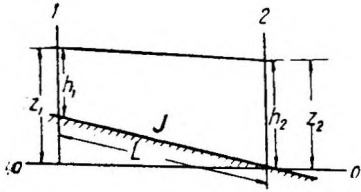
В условиях естественных русел для построения кривой подпора весьма удобно применить непосредственно основное уравнение неравномерного движения, написанное не в дифференциальной, а в конечной форме:

$$z_1 - z_2 = \frac{\alpha(v_2^2 - v_1^2)}{2g} + \frac{v_{cp}^2 \cdot L}{C^2 R}. \quad (473)$$

Здесь z_1 и z_2 — отметки поверхности воды, т. е. расстояния по высоте от поверхности воды в начальном и конечном сечениях данного участка реки до произвольно выбранной горизонтальной плоскости сравнения; v_2 и v_1 — скорости в начальном и конечном сечениях; L — горизонтальное расстояние между начальным и конечным сечениями; α — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения скоростей в сечении, равный 1,1;

v_{cp} , C и R — скорость, гидравлический радиус и коэффициент C в формуле Шези — средние на данном участке (фиг. 595).

Проводя плоскость сравнения через нижнюю точку дна, преобразуем уравнение (473) следующим образом:



Фиг. 595.

$$h_1 + J \cdot L - h_2 = \frac{\alpha(v_2^2 - v_1^2)}{2g} + \frac{v_{cp}^2 \cdot L}{C^2 \cdot R}. \quad (474)$$

или в более удобном для пользования виде:

$$h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} = h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + \left(J - \frac{v_{cp}^2}{C^2 R} \right) \cdot L. \quad (475)$$

Уравнение (475) известно в гидравлике под названием уравнения Хастеда¹.

Если площади живых сечений ω , а следовательно и скорости в начале и конце рассматриваемого участка близки друг другу, первый член правой части уравнения (473) можно отбросить без существенной погрешности. Уравнение (473) преобразуется в этом случае следующим образом:

$$z_1 - z_2 = \frac{v_{cp}^2 \cdot L}{C^2 R}. \quad (476)$$

или, подставляя $v_{cp} = \frac{Q}{\omega_{cp}}$ и $R \approx \frac{\omega_{cp}}{B_{cp}}$, получаем:

$$z_1 - z_2 \approx \frac{Q^2 \cdot L \cdot B_{cp}}{C^2 \cdot \omega_{cp}^3}, \quad (476a)$$

где ω_{cp} — средняя площадь живого сечения русла на рассматриваемом участке,

B_{cp} — средняя ширина русла попереху на рассматриваемом участке.

Для возможности применения уравнений (473) и (476a) к построению кривых подпора продольный профиль реки разбивается на участки в зависимости от изменения уклонов свободной поверхности при заданном расходе. Затем эта разбивка корректируется путем просмотра поперечных сечений и плана реки. Участки, в которых начальные и конечные сечения резко различаются одно от другого, а также где река сильно меняет конфигурацию в плане, разбиваются добавочными сечениями. Условиями правильной разбивки реки на участки являются таким образом получение однообразного продольного уклона свободной поверхности на всем участке и по возможности близкие по форме и величине поперечные сечения в начале и конце участка.

¹ A. Husted, New Method of Computing Backwater and Drop-down Curves. "ENR", 1924, p. 719-722.

Далее, для каждого участка тем или иным путем устанавливаются значения коэффициента шероховатости (см. ниже), и для каждого сечения подсчитывается и вычерчивается вспомогательный график основных элементов русла: ширины поверху — B , площади живого сечения — ω , гидравлического радиуса — R , коэффициента C , скорости — v в зависимости от отметки поверхности воды.

Построение кривой подпора производится по уравнениям (473) или (476а) подбором, начиная с сечения, в котором отметка подпорого горизонта известна (например сечения у плотины). Зная эту отметку в конечном сечении нижнего участка, задаются отметкой горизонта воды в начальном участке, определяют по соответствующим вспомогательным графикам необходимые элементы сечения и подставляют в обе части уравнений. Подбор продолжается до полного совпадения левой и правой частей уравнений.

При тщательной разбивке участков и при наличии достаточных изыскательских данных изложенные методы дают вполне удовлетворительные результаты. Более детальные указания о методике разбивки рек на участки, о способах определения коэффициентов шероховатости и установления расчетных величин приводятся в специальных курсах гидравлики.

Указанные выше коэффициенты шероховатости необходимо определить для каждого участка непосредственно на месте при производстве исследований. При схематическом проектировании, когда полученные путем исследований данные имеются в недостаточном количестве и определения коэффициентов шероховатости отсутствуют, для построения кривой подпора приходится пользоваться литературными данными о коэффициентах шероховатости, полученных для рек, подобных исследуемой.

Из таких данных можно привести например табл. 38 по Р. Хортону (Horton), в которой даны значения коэффициента шероховатости n (формулы Гангиллье-Куттера) и табл. 39 инж. Б. В. Полякова для рек с размываемым руслом.

Таблица 38

Значения коэффициента шероховатости n для естественных потоков по Хортону

Х а р а к т е р р у с л а	n
1. Чистое прямое русло без отмелей или глубоких промоин при высоких уровнях	0,025—0,033
2. То же, что и в п. 1, но с камнями и несколько заросшее	0,030—0,040
3. Чистое извилистое русло с небольшим количеством промоин и отмелей	0,033—0,045
4. То же, что и в п. 3, но с менее однообразными уклонами и живыми сечениями при более низких уровнях	0,040—0,055
5. То же, что и в п. 3, но с камнями и несколько заросшее	0,035—0,050
6. То же, что и в п. 4; каменистые участки	0,045—0,060
7. Участки рек с медленным течением, довольно значительно заросшие или с очень глубокими промоинами	0,050—0,080
8. Весьма заросшие участки	0,075—0,150

На порожистых, скалистых участках рек значения коэффициентов шероховатости могут быть еще выше, чем в табл. 38.

На порожистой части р. Свири (97—104 км от истока) были замерены значения $\gamma = 4 \div 5,5$ и на порогах р. Днепра $\gamma = 6 \div 11,0$. Для рек горного типа инж. Срибный дает значение $\gamma = 5,50 \div 12,0$ ($n = 0,050—0,133$).

При наличии широких пойм, коэффициент шероховатости которых выше, чем в русле, необходимо вести расчеты, учитывая отдельно русло и пойму.

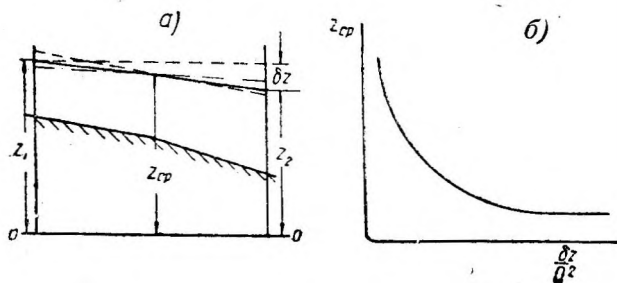
Значения коэффициентов шероховатости для равнинных рек по Б. В. Полякову

Характеристика русла равнинных рек	Коэффициент шероховатости		
	(по Базену)	(по Гангилле-Куттеру)	(по Мэннингу)
1. Русло песчаное, ровное, без растительности; с незначительным влечением донных наносов	1,00-1,50	0,022—0,025	0,020—0,023
2. Русло песчаное, неровное, извилистое, с большим перемещением донных масс. Пойма, покрытая лугом без кустарника	1,50—2,50	0,025—0,040	0,023—0,033
3. Пойма, покрытая кустарником или редким лесом	2,5—4,0	0,040—0,055	0,033—0,045
4. Пойма, покрытая лесом.....	4,0-5,5	0,055—0,070	0,045—0,060

Пользование коэффициентами шероховатости, приведенными выше, или взятыми по аналогии из данных исследований соседних рек, допустимо лишь для предварительного проектирования до получения материалов непосредственных измерений на данной реке.

3. ПОСТРОЕНИЕ КРИВЫХ ПОДПОРА НА ОСНОВЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ГИДРОМЕТРИЧЕСКИХ ДАННЫХ

Если на исследуемой реке имеется достаточное число опорных гидрометрических пунктов, обладающих надежными многолетними данными об изменении расходов и уровней воды, то эти данные могут быть с успехом использованы для построения кривой подпора для любого расхода.



Фиг. 596.

а) Проф. А. Н. Рахмановым в 1925 г. был предложен следующий метод построения кривой подпора: уравнение (476а) может быть переписано в виде:

$$z_1 - z_2 = \delta z = \frac{Q^2 \cdot L}{C^2 \cdot \omega^2 \cdot R}$$

или

$$\frac{\delta z}{Q^2} = \frac{L}{C^2 \cdot \omega^2 \cdot R} \quad (477)$$

Правую часть уравнения (477) для каждого значения средней отметки уровня воды на участке и для данного расхода Q можно считать постоянной с достаточной степенью точности (фиг. 596, а). При постоянной же правой части и левая часть уравнения (477) — $\delta z/Q^2$ — также должна быть

постоянна, т. е. значение функции $\delta z/Q^2$ для каждой средней отметки поверхности воды на участке не изменится с изменением уклона свободной поверхности.

Можно построить кривую $\delta z/Q^2 = f(z_{cp})$ (фиг. 596, б) для каждого участка.

Эта кривая и явится основой для подсчета отметок кривой подпора. Для ее построения необходимо располагать кривыми расхода $[Q=f(z)]$ для каждого сечения участков реки. Большей частью эти промежуточные кривые расхода приходится строить путем интерполяции между двумя кривыми расхода опорных гидрометрических станций, имеющих выше и ниже данного участка. Экстраполяцию данных о расходах от одной стан-

ции, лежащей выше или ниже участка, рекомендовать нельзя, так как при этом возможны большие ошибки в построении кривых расхода. При надежной сети опорных станций промежуточные кривые расхода могут

быть построены достаточно точно; построение же кривой $\delta z/Q^2=f(z_{cp})$ при наличии такой кривой расхода не представляет затруднений. После этого кривая подпора строится следующим образом.

Имея установленную отметку поверхности воды z_2 у плотины, задаемся значением средней отметки на участке z_{cp} , по кривой (фиг. 596, б)

находим соответствующее этой отметке значение функции $\delta z/Q^2$. Умножая это значение на Q^2 , находим δz и отметку в начале участка:

$$z_1 = z_2 + \delta z.$$

Зная z_1 и z_2 , вычисляем среднюю отметку:

$$z_{cp} = \frac{z_1 + z_2}{2},$$

которая должна равняться заданной.

При достаточных по амплитуде и надежных по качеству гидрометрических данных метод проф. А. Н. Рахманова по своей точности равноценен приведенным выше методам.

б) Инж. Н. В. Мастицкий был предложен в 1932 г. графо-аналитический метод для построения кривых подпора с использованием гидрометрических данных, представляющий значительный интерес.

Инж. Мастицкий исходит из утверждения, что для двух условий — свободной и подпертой реки — на небольшом по длине участке элементы ω , R и C в формуле Шези:

$$Q = C\omega \sqrt{RJ}$$

при одинаковых отметках идентичны и следовательно можно сделать заключение, что уклоны изменяются пропорционально квадратам соответствующих расходов:

$$\frac{Q_n}{Q_c} = \frac{C\omega \sqrt{RJ_n}}{C\omega \sqrt{RJ_c}} \quad (478)$$

Отсюда

$$\frac{Q_n^2}{Q_c^2} = \frac{J_n}{J_c}, \quad (479)$$

так как $J_n = \delta z_n : L$ и $J_c = \delta z_c : L$, то уравнение (479) можно привести к виду:

$$\frac{Q_n^2}{Q_c^2} = \frac{\delta z_n}{\delta z_c} \quad (480)$$

или

$$\delta z_n = \delta z_c \cdot \frac{Q_n^2}{Q_c^2}; \quad (481)$$

здесь δz_n — падение поверхности воды на участке при подпоре и расходе Q_n ;

δz_c — падение при свободной реке и расходе Q_c .

Для построения кривой подпора необходимо располагать подобно предыдущему кривыми расхода в каждом сечении и продольным профилем поверхности воды при данном расходе.

После этого инж. Мастицкий строит совмещенный график кривых расхода для всех (или группы) сечений (фиг. 597). При заданном расходе Q_n и бытовой разности отметок δz_{c1} на первом участке имеем известную отметку подпертого горизонта в первом сечении z_1 . Откладывая величину z_1 , получаем на кривой расхода для первого сечения величину расхода Q_{c1} , которая соответствует данной отметке в свободной реке.

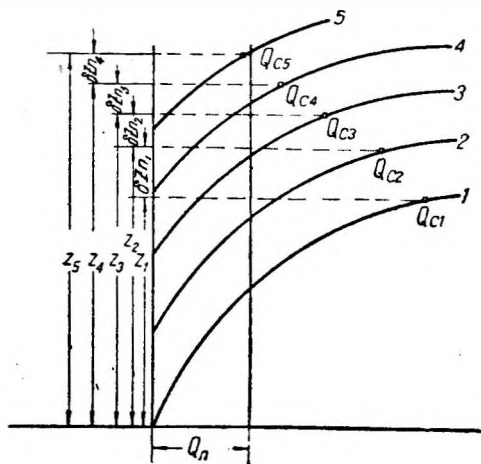
Подставляя значения δz_{c1} , Q_n , Q_{c1} в формулу (481), подсчитываем величину δz_{n1} — разность отметок поверхности воды при подпоре на первом участке. Откладывая вычисленное значение δz_{n1} вверх от величины z_1 , получим отметку подпора z_2 во втором сечении. Этой отметке соответствует расход свободной реки во втором сечении Q_{c2} .

Аналогично предыдущему вычисляем разность отметок при подпоре на втором участке:

$$\delta z_{n2} = \delta z_{c2} \cdot \frac{Q_n^2}{Q_{c2}^2}.$$

Отсюда получаем отметку подпора в третьем сечении z_3 и т. д.

Откладывая, как указано на чертеже, по оси абсцисс величину расчетного расхода Q_n и нанеся ее вверх на все кривые расхода, получим четко определенный предел, который позволяет легко установить район



Фиг. 597.

(участок) выклинивания кривой подпора. Очевидно, это будет иметь место в тот момент, когда очередное значение Q_c окажется равным или меньшим Q_n .

При тщательном выполнении всех подготовительных вычислений построение кривых подпора по методу инж. Мастицкого дает вполне достаточную точность.

Изложенные выше методы построения кривых подпора в основном предназначаются для открытого русла. При наличии ледяного покрова проблема построения кривых подпора значительно усложняется. В настоящее время полностью разработанной теории построения кривых подпора в подобных условиях, тем более для естественного русла, еще не имеется,

над величиной коэффициента шероховатости ледяного покрова. Часто в этом случае принимают коэффициент шероховатости льда $n=0,017$ и расчет кривых подпора ведут по некоторому "приведенному" коэффициенту шероховатости, учитывая замеренные или принятые по таблицам коэффициенты шероховатости для русла и поймы и указанный выше для ледяного покрова пропорционально ширине русла, пойм и покрова. Заиливание и переформирование русла вследствие отложения наносов, особенно усиливающиеся в результате подпора, созданного плотиной, в значительной степени изменяют характер русла (размер и форму сечений русла и уклоны дна реки), что не может не отразиться на форме и отметках кривой подпора. Методы учета этих изменений при построении кривой подпора в период составления предварительных проектов еще не разработаны. Поскольку следует ожидать повышения отметок кривой подпора вследствие поднятия дна реки при заиливании русла, это обстоятельство должно быть учтено при подсчете размеров затопления и подтопления (подробнее см. гл. 6).

§ 168. ВОДОСЛИВЫ И ВОДОСЛИВНЫЕ ПРОФИЛИ

Водосливные плотины представляют собою обычно свободные "водосливы практических профилей" различных очертаний.

Разборчатые плотины имеют флютбет, являющийся в зависимости от его высоты и очертания то "водосливом с широким порогом", то "водосливом практического профиля" (при повышенном пороге).

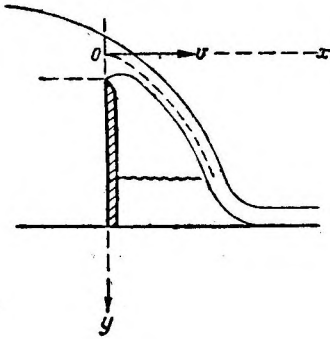
Очертание водосливной плотины практического профиля зависит от ряда причин, в частности от того, проектируется ли данный профиль как

"безвакуумный" или как "вакуумный"; от соотношения между напором и высотой порога; от большего или меньшего влияния скорости подхода; от геологических условий в основании плотины; от типа затворов, помещаемых на оголовке плотины, и т. д. (см. гл. 9).

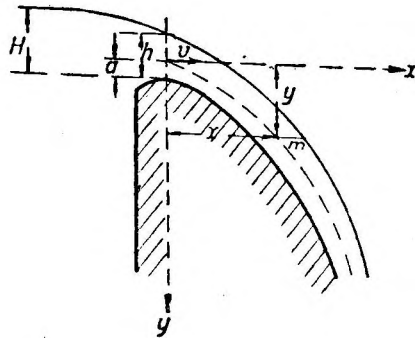
1. БЕЗВАКУУМНЫЕ ПРОФИЛИ

"Безвакуумным" профилем называется такое очертание оголовка водослива, при котором наибольший (расчетный) расход проходит через водослив с сохранением на всем протяжении оголовка под струей положительного давления, равного атмосферному или больше его.

Такое очертание, теоретически рассуждая, можно получить, заполнив бетоном пространство под струей, свободно падающей через водослив с острой кромкой при полном доступе воздуха под струю (фиг. 598).



Фиг. 598.



Фиг. 599.

В этом случае первоначально строят траекторию осевой струйки, пользуясь известными уравнениями механики:

$$x = v \cdot t \text{ и } y = \frac{gt^2}{2}, \quad (482)$$

откуда, исключая время t , получаем уравнение:

$$y = \frac{gx^2}{2v^2}. \quad (483)$$

Здесь v — скорость в сжатом сечении (в начале координат — фиг. 599) при толщине струи h , равной для безвакуумных профилей:

$$h = (0,77 \div 0,78) H, \quad (484)$$

где H — напор над наивысшей точкой нижней поверхности свободно падающей струи или над гребнем водослива практического профиля. Величина скорости V , очевидно, равна:

$$v = \frac{q}{h}, \quad (485)$$

где q — расход на единицу длины гребня водослива.

Направление скорости принимается горизонтальным. Начало координат следует располагать согласно последним наблюдениям¹ на расстоянии $a=0,435h$ от нижней поверхности струи. Задаваясь различными значениями x , подсчитывают, пользуясь уравнением (483), ординаты y и по полученным точкам строят траекторию осевой струйки. Далее, в этих точках осевой траектории подсчитываются средние скорости струи v_n по формуле:

$$v_n = \sqrt{2gy_n} \quad (486)$$

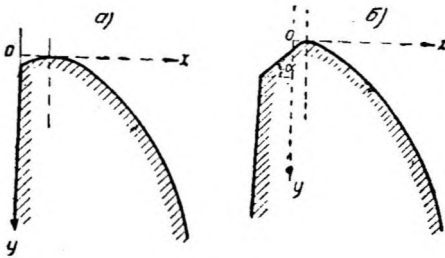
¹ Например, опыты Шимеми 1929 г.: Scimemi, Sulla forma della vene tracenti. "L'Energia elettrica" 1930.

и толщины струи h_n :

$$h_n = \frac{q}{v_n}. \quad (487)$$

Построение верхней и нижней поверхности струи (поверхности тела водослива) производится таким образом, чтобы осевая линия, проходя, как указано, в начале координат на расстоянии $0,435 h$ от нижней поверхности, в дальнейшем постепенно переходила к центру сечения ($0,5 L$) струи.

Опыт показал, что профиль водослива, построенный указанным выше способом, в действительности не является всё же безвакуумным вследствие ряда причин, из которых основными следует считать пульсацию расхода, неточное следование действительного контура водосливной струи приведенной выше схеме, наличие в струе избыточных давлений, перераспределение скоростей по сечению струи и т. д.



Фиг. 600.

В настоящее время можно считать практически вполне безвакуумными очертания водосливных профилей, предложенных В. Кригером¹ (фиг. 600). Кригер очерчивает оголовки водослива по кривой, более полупериметрической, нежели контур нижней поверхности струи, т. е. тело водослива временно появляется вакуума.

Ниже приводятся табл. 40 и 41 координат для построения профилей, предложенных Кригером. Координаты даны для напора $H = 1$. При иных значениях напора следует все значения x и y умножить на величину напора.

Таблица 40

Координаты для построения профиля № 1 водослива Кригера (фиг. 600, а)

x	y	x	y	x	y	x	y
0,0	0,126	0,6	0,060	1,7	0,870	4,0	4,93
0,1	0,036	0,8	0,142	2,0	1,226	4,5	6,22
0,2	0,007	1,0	0,257	2,5	1,96		
0,3	0,000	1,2	0,397	3,0	2,82		
0,4	0,007	1,4	0,565	3,5	3,82		

Таблица 41

Координаты для построения профиля № 2 водослива Кригера (рис. 600, б)

x	y	x	y	x	y	x	y
0,0	0,043	0,6	0,090	1,7	0,992	4,0	5,24
0,1	0,010	0,8	0,189	2,0	1,377	4,5	6,58
0,2	0,000	1,0	0,321	2,5	2,14		
0,3	0,005	1,2	0,480	3,0	3,06		
0,4	0,023	1,4	0,665	3,5	4,08		

Многочисленные испытания моделей водосливов, очерченных по координатам Кригера, проведенные в советских и иностранных лабораториях, подтвердили практически удовлетворительную безвакуумность подобных

¹ W. P. Creager, Engineering for Masonry Dams, 1929 г.

оголовков при пропуске расходов, меньших или равных расчетному. Ввиду этого, а также учитывая простоту построения указанных профилей водосливов, можно рекомендовать оголовки, предложенные Кригером, для широкого использования во всех случаях, когда ставится требование безвакуумности водосливных профилей. Основной расчетной формулой для всех водосливов подобных форм является:

$$Q = m \cdot \sigma_n \cdot b_c \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (488)$$

где m — коэффициент расхода (табл. 42);
 σ_n — коэффициент затопления (табл. 43);

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} \quad (489)$$

полный напор (v_0 — скорость подхода, равная Q/ω . . (490), где ω — средняя площадь живого сечения русла перед водосливом.)

Коэффициенты расхода: для водослива Кригера № 1 $m = 0,49$; водослива № 2 (с передней гранью, наклоненной под углом 45°) $m = 0,48$.

2. ВАКУУМНЫЕ ПРОФИЛИ

Желание получить водослив лучших гидравлических качеств, с большим коэффициентом расхода, приводит к применению так называемых "вакуумных" профилей, т. е. таких, которые работают в условиях более или менее значительно пониженного давления под струей при всех величинах расходов воды.

Исследования, проведенные в этой области Ребоком, Киршмером и в последние годы А. Н. Ахутиным и Н. П. Розановым, показали возможность получить водосливы с круговым или эллиптическим очертанием оголовков при коэффициенте расхода порядка $m = 0,54 \div 0,56$ (фиг. 601).

Хотя исследования работы подобных водосливов еще не закончены¹, но можно утверждать, что устройство "вакуумных" профилей с круговыми оголовками (фиг. 601, а) при значениях $H:r \leq 3,0$ (где r — радиус оголовка и H — напор на водосливе), или с эллиптическими оголовками (фиг. 601, б) при отношении большей полуоси эллипса к малой

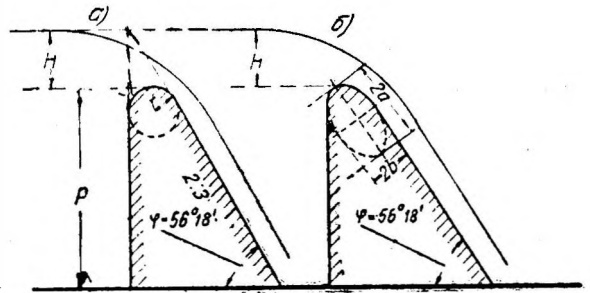
$$\alpha = a : b = \text{от } 2 \text{ до } 3$$

(большая ось направлена параллельно низовой грани) и значениях $H:r_\phi \leq 3,0$ (где r_ϕ — "фиктивный радиус оголовка", т. е. радиус окружности, вписанной между верховой и низовой гранями профиля и горизонтальной прямой, проходящей через наивысшую точку гребня водослива) вполне возможно и рационально, особенно при надежных основаниях и при напорах H до 5 м. Ребок дал для профилей с круговым оголовком формулу коэффициента расхода:

$$m = \frac{2}{3} \left[0,312 + \sqrt{0,30 - 0,01 \left(5 - \frac{H}{r} \right)^2} + 0,09 \frac{H}{P} \right]; \quad (491)$$

где H — напор;
 P — высота водослива;
 r — радиус оголовка.

¹ Исследования производятся инж. Розановым Н. П. под руководством проф. Ахутин А. Н. в лаборатории института Водгео в Москве.



Фиг. 601.

Низовая грань наклонена к горизонту под углом $\varphi = 56^{\circ}18'$ ($\text{ctg } \varphi = \frac{2}{3}$)¹.

Для эллиптических оголовков пригодна эта же формула (491), причем в этом случае r является "приведенным" радиусом:

$$r = a \left(\frac{4,57}{2a+1} + \frac{a}{20} - 0,573 \right), \quad (492)$$

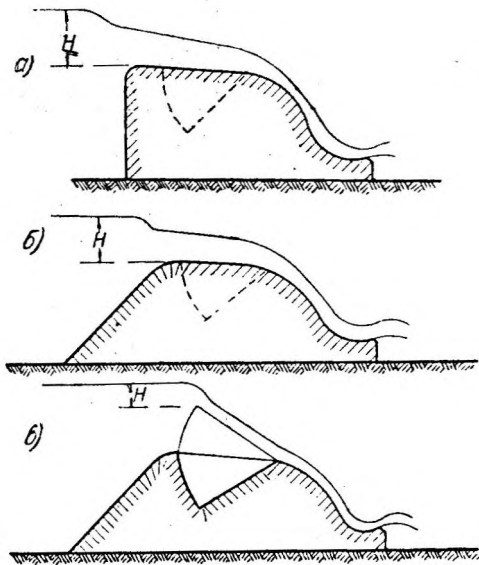
где $a = b/b$ и a — полуось эллипса, параллельная низовой грани водослива.

Опыты А. Н. Ахутина и Н. П. Розанова (1933—1935 гг.) показали, что формула Ребока (491) дает несколько преуменьшенные (до 5%) величины коэффициента расхода. Но поскольку эта погрешность невелика и идет в запас, представляется возможным впредь до завершения исследований вакуумных водосливов рекомендовать пока применение формулы Ребока для предварительных расчетов. Эти же опыты установили, что при водосливе с круговым оголовком (фиг. 601,а) и при напоре до 5 м размер вакуума под струей не превысит 6—6,5 м вод. ст. (0,6—0,65 ат) и что

при таком вакууме и при $H/r \leq 3,0$ не происходит отрыв струи от водослива или прорыв воздуха под струю. Водосливы с эллиптическими оголовками (при $\alpha = 2 \div 3$) имеют коэффициент расхода примерно такой же, как и при круговом оголовке (выше последнего на 2—3%), вакуум же при равных напорах — в этом случае меньше, чем при круговом оголовке, на 15—20%. Таким образом эллиптические оголовки представляются более выгодными с гидравлической точки зрения.

3. ПРОЧИЕ ПРОФИЛИ

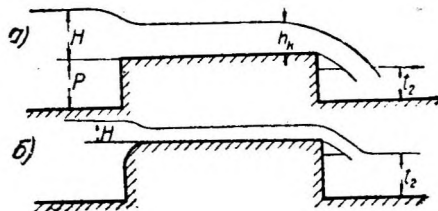
Помимо приведенных выше типов безвакуумных и вакуумных водосливов в последнее время практика проектирования выдвинула для плотин на реках с размываемым ложем (Волга, Ока) водосливные профили распластанного типа с расположенным на оголовке погружаемым секторным затвором (фиг. 602, а, б).



Фиг. 602.

Лабораторные опыты, проведенные в 1933 г. в лаборатории ВИА РККА (под руководством проф. А. Н. Ахутина), дали для таких профилей коэффициент расхода в среднем $m = 0,38 \div 0,40$. В случае перелива через щит, поднятый на таком водосливе, коэффициент расхода повышается до $m = 0,42$ (фиг. 602, в).

Пониженные пороги разборчатых плотин (так называемых глу-



Фиг. 603.

боких отверстий) относятся к типу "водосливов с широким порогом", коэффициент расхода которых в зависимости от очертания порога (от большей или меньшей закругленности входного ребра) равен $m = 0,36 \div 0,32$ (фиг. 603, а, б).

¹ При применении формулы Ребока (491) в уравнение (488) надо подставлять не величину H_0 , а величину H , т. е. напор над гребнем водослива брать без учета скоростного.

Средние значения коэффициентов расхода m для водосливных профилей различных типов приведены в табл. 42.

Таблица 42

Средние значения коэффициентов расхода водосливов

№ п/п	Тип водослива	Фигура	m
1	Безвакуумный водослив, тип I Кригера.....	600, <i>a</i>	0,49
2	Безвакуумный водослив, тип II Кригера.....	600, <i>б</i>	0,48
3	Водослив распластанного очертания.....	602, <i>a</i>	0,38
4	То же с наклонной передней гранью.....	602, <i>б</i>	0,40
5	То же с поднятым щитом.....	602, <i>в</i>	0,42
6	Вакуумные водосливы с круговым и эллиптическим оголовком.....	601, <i>a, б</i>	До 0,54—0,56
7	Водослив с широким порогом с острой входной кромкой.....	603, <i>a</i>	0,32
8	Водослив с широким порогом с закругленной входной кромкой.....	603, <i>б</i>	0,35-0,36

§ 169. РАСЧЕТ ОТВЕРСТИЙ ПЛОТИН

Расчет отверстий водосливных плотин производится обычными методами гидравлики.

Расчетный расход Q_{\max} устанавливается, как указано в гл. 9.

Ширина струи b_c , переливающейся через водослив равна:

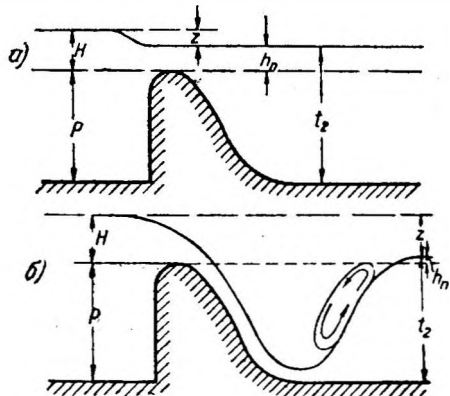
$$b_c = \frac{Q_{\max}}{m \cdot \sigma_n \sqrt{2g \cdot H_0^{3/2}}} \quad (493)$$

Здесь m — коэффициент расхода — берется по табл. 42; σ_n — коэффициент затопления. Для незатопленных водосливов $\sigma_n=1,0$; для затопленных водосливов, когда подтоп h_n (фиг. 604, *a*) больше нуля, и в то же время $z < 0,75 P$, коэффициент затопления берется по табл. 43. Следует

Таблица 43

Коэффициенты затопления σ_n^1

h_n/H	σ_n	h_n/H	σ_n	h_n/H	σ_n
0,0	1,000	0,4	0,956	0,8	0,778
0,1	0,991	0,5	0,937	0,9	0,621
0,2	0,983	0,6	0,907	1,0	0,000
0,3	0,972	0,7	0,856		



помнить, что если соблюдено только первое условие затопления ($h_n > 0$), но $z > 0,75 P$, то у подошвы водослива имеет место отогнанный прыжок и водослив работает как незатопленный (фиг. 604, *б*).

¹ Табл. 43 заимствована из книги: W, S r e a g e r, Engineering for Masonry Dams и составлена на основе опытов: R. E. Horton. "Weir Experiments, Coefficients and Formulas", "U. S. G. S. Water Supply Paper", 1907.

H_0 — полный напор на водосливе, определяемый по формулам (489) и (490).

Полная (строительная) ширина отверстия плотины по Френсису:

$$b = b_c + 0,1 n \xi H_0. \quad (494)$$

Здесь:

n — число отдельных сжатий;

ξ — коэффициент, характеризующий очертание бычка (устоя) (см. табл. 44 и фиг. 605).

Таблица 44

Коэффициент очертания бычков плотины ξ	
Очертание бычков	ξ
По фиг. 605, а ...	1,0
По фиг. 605, б ...	0,7
По фиг. 605, в ...	0,4

Формула Френсиса (494) может применяться лишь при значениях $\frac{H}{b} < 1,40$.

Для предварительных подсчетов принимается обычно зависимость:

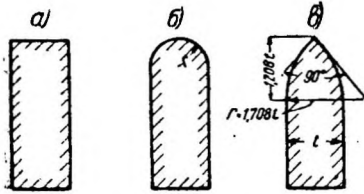
$$b = \frac{b_c}{\varepsilon}, \quad (495)$$

где ε — коэффициент сжатия: $\varepsilon = 0,85 \div 0,95$.

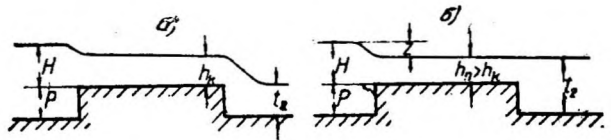
При неполном сжатии струи, например при очень узких бычках или стойках, следует учитывать сжатие струи только у устоев, так как сжатие струи у стоек незначительно.

В случае водослива с широким порогом критерием затопления, как известно из гидравлики, является:

$$h_n > h_{кр},$$



Фиг. 605.



Фиг. 606.

Здесь $h_{кр}$ — критическая глубина, определяемая по формулам:

$$h_{кр} = 0,6 H_0; \quad (497)$$

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b_c^2}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}, \quad (498)$$

$$h_{кр} = \frac{v_{кр}^2}{g}. \quad (499)$$

При незатопленном водосливе (фиг. 606,а) расчет отверстия производится по формулам (493), (494), (495) с коэффициентом расхода, взятым по табл. 42.

В случае затопленного водослива (фиг. 606,б):

$$b_c = \frac{Q_{\max}}{\varphi h \sqrt{2g(H_0 - h)}}, \quad (500)$$

или

$$b_c = \frac{Q_{\max}}{\varphi h \sqrt{2g \left(z + \frac{v_0^2}{2g} \right)}} \quad (5000)$$

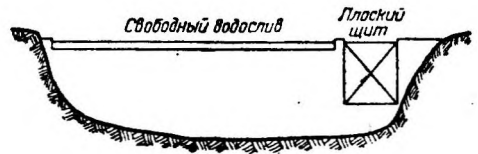
где z — перепад,
 $\varphi = 0,90 \div 0,99$,

и h — глубина воды на пороге

$$b = \frac{b_c}{\epsilon} \quad [\text{см. формулу (495)}].$$

В современных плотинах встречаются разнообразные комбинации затворов и порогов различной высоты и разных типов. При проектировании подобных плотин могут возникнуть различные требования в отношении гидравлического расчета отверстий разных типов.

Рассмотрим для примера случай, соответствующий фиг. 607, когда плотина состоит из свободного водослива (без затворов) и одного или нескольких глубоких отверстий с низким порогом, закрытых плоскими щитами. При известных: ширине реки B на уровне нормального подпорного горизонта, наибольшем расчетном расходе Q_{\max} , отметках наивысшего подпертого горизонта, нормального подпертого горизонта (он же — отметка гребня водослива), наивысшего горизонта нижнего бьефа, порога глубоких отверстий и т. д. требуется определить длину гребня водослива, число и размеры глубоких отверстий.



Фиг. 607

В подобном случае, обычно в первом приближении, определяют грубо соотношения суммарных размеров отверстий первого и второго типов, пренебрегая промежуточными бычками и сжатием струй.

Для этой цели следует установить по данным задачи условия работы каждого из порогов, т. е. работают ли они в незатопленном или затопленном состоянии (на основе критериев, приведенных выше) и вычислить удельные расходы q для каждого из порогов:

$$q_I = m \cdot \sigma_n \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

как для водосливов практических профилей, причем коэффициент затопления σ_n берется по табл. 43 и m — по табл. 42.

Скорость подхода определяется приближенно по формуле:

$$v_0 = \frac{Q_{\max}}{B \cdot H_1},$$

где B — ширина реки поверху;
 H_1 — средняя глубина воды перед плотиной.

Более точного определения v_0 не требуется.

Если порог второго типа (глубокие отверстия) работает, как затопленный широкий водослив, то удельный расход q_{II} равен:

$$q_{II} = \varphi h \sqrt{2g \left(z + \frac{v_0^2}{2g} \right)}. \quad (501)$$

Значения φ , h и z даны выше.

Зная удельные расходы q_I и q_{II} , можно составить уравнение расхода:

$$Q_{\max} = q_I \cdot b_I + q_{II} \cdot b_{II}. \quad (502)$$

Наряду с этим можно написать выражение для полной ширины отверстий данной плотины b , где

$$b = b_I + b_{II}. \quad (503)$$

Решая уравнения (502) и (503) совместно с уравнениями для q_1 и q_{II} , получим приближенные величины отверстий b_1 и b_{II} . Дальнейшее уточнение решения производят путем разработки вариантов комбинации отверстий, исходя из полученного приближенного соотношения между b_1 и b_{II} с учетом числа и размеров промежуточных бычков и сжатия струй.

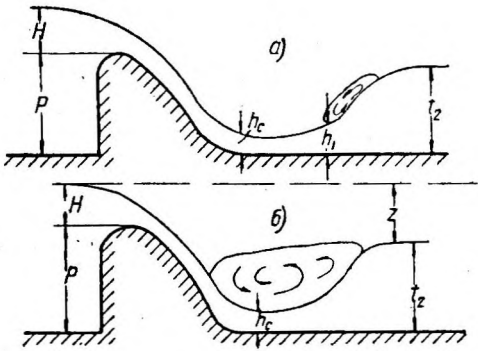
Подобно этому разрешаются и другие вопросы, возникающие при проектировании плотин: пропуск осенних паводков через плотину, определение отметки гребня водослива и т. д.

§ 170. СОПРЯЖЕНИЕ ВОДОСЛИВНОЙ СТРУИ С НИЖНИМ БЬЕФОМ И ГАШЕНИЕ ЭНЕРГИИ СТРУИ

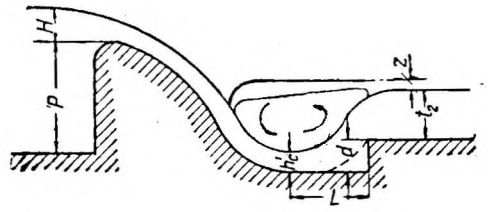
1. СОПРЯЖЕНИЕ СТРУЙ ВОДОСЛИВА

Сопряжение струй, падающих с водослива, с уровнем нижнего бьефа в зависимости от глубины последнего происходит путем отогнанного или затопленного прыжка (фиг. 608, а и б).

Отогнанный прыжок получается в том случае, если естественная глубина воды в нижнем бьефе t_2 , соответствующая данному расходу, меньше глубины h_2 , сопряженной с наименьшей глубиной струи у подошвы водослива h_c ("сжатая" глубина).



Фиг. 608.



Фиг. 609.

Глубина h_c у подошвы водослива определяется подбором из уравнения расхода:

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(H_0 + P - h_c)}. \quad (504)$$

Коэффициент скорости φ берется обычно в пределах 0,90—0,95.

Глубина h_2 , сопряженная с h_c , вычисляется по известной формуле прыжка:

$$h_2 = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_c^3}} - 1 \right]. \quad (505)$$

Наличие отогнанного прыжка даже при скалистом грунте является всегда нежелательным вследствие значительных скоростей в зоне отгона прыжка и сильного размывающего (всасывающего) действия вихревых вальцов прыжка на грунт. Поэтому обычно прибегают к различным методам затопления прыжка с устройством водобойного колодца или стенки или к переводу донной струи в поверхностную путем устройства отбойного носка (гуська) или уступа (гл. 9).

а) Водобойный колодец (фиг. 609). Необходимая глубина колодца определяется аналогично предыдущему случаю подбором. Задаются глубиной колодца d и проверяют условия затопления прыжка. Для этой цели вычисляется подбором глубина h_c' на дне колодца по формуле:

$$q = \varphi h_c' \sqrt{2g(H_0 + P + d - h_c')}. \quad (506)$$

Далее вычисляется сопряженная с ней глубина h_2' :

$$h_2' = \frac{h_c'}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_c'^3}} - 1 \right]. \quad (507)$$

Глубина колодца считается достаточной, если

$$t_2 + d > h_2'. \quad (508)$$

Длина колодца (от сечения h_c' до порога) определяется из условия размещения вальца в пределах колодца:

$$L = 5(h_2' - h_c'). \quad (509)$$

Необходимо при этом иметь в виду, что действительная глубина воды в колодце больше $t_2 + d$ за счет подпора z , появляющегося при выходе воды из колодца в русло, причем:

$$z \approx \frac{q^2}{\varphi^2 \cdot 2g \cdot t_2^2}, \quad (510)$$

где $\varphi = 0,90 \div 0,95$.

Вместе с тем удовлетворительное затопление прыжка с размещением поверхностного вальца в пределах колодца происходит в том лишь случае, если глубина воды в колодце превышает глубину h_2' с известным запасом (в 10—15%), т. е. необходимо, чтобы:

$$t_2 + d + z = (1,10 \div 1,15) h_2'. \quad (511)$$

В курсах гидравлики излагаются различные методы, ускоряющие и упрощающие работу по определению формы сопряжения струй с нижним бьефом и глубины водобойного колодца (например методы Бахметева, Угинчуса, Чертоусова)¹.

б) Водобойная стенка. Водобойная стенка устраивается взамен колодца и служит для той же цели затопления прыжка — путем увеличения глубины нижнего бьефа (фиг. 610).

Высота стенки C выбирается из расчета, чтобы глубина воды перед стенкой $t_2 = C + H_1$ была больше (с тем же запасом 10—15%) глубины h_2 [см. формулу (505)].

Напор на водосливе (стенке) H_1 вычисляется по формуле:

$$H_1 = \sqrt[3]{\frac{q^2}{m^2 2g}} - \frac{q^2}{2g(H_1 + C)^2}. \quad (512)$$

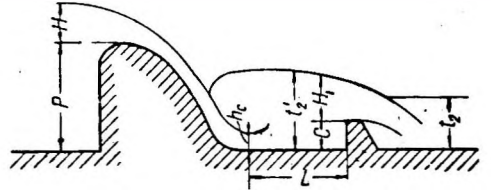
Второй член правой части уравнения (512) представляет собой скоростной напор. Так как этот член также является функцией искомого напора H_1 , уравнение (512) решается подбором.

Коэффициент расхода $m = 0,40 \div 0,42$.

При проектировании водобойной стенки необходимо проверять условия сопряжения струй за стенкой, где также может иметь место отогнанный прыжок.

Расстояние стенки от подошвы водослива определяется по формуле (509).

в) Водоотбойный носок (уступ). Водосливные плотины с отбойным носком или уступом устраиваются в тех случаях, когда стремятся в целях обеспечения от размыва русла перевести донный режим потока в поверхностный, и кроме того, когда на реке наблюдается значительный



Фиг. 610.

¹ См. Чертоусов М. Д., Инженерная гидравлика, Л.-М. 1934 г., Ахутин А. Н., Специальный курс гидравлики, М. 1935 г.

ледоход и желательно не допускать вращения льдин в пределах поверхностного вальца (при затопленном прыжке) и ударов в сливную грань плотины. Придаемому носку того или иного угла сброса струи и применением уступа достаточной высоты можно добиться отгона льда в нижний бьеф (фиг. 611).

Работами проф. А. А. Сабанеева¹ и И. И. Леви² установлено, что при наличии уступа гидравлическая картина сопряжения струй с нижним бьефом представляется в следующем виде.

При известном расходе и соответствующем ему уровне нижнего бьефа давление под струей, падающей с уступа, распределяется по гидростатическому закону. Это состояние можно назвать критическим.

При понижении уровня нижнего бьефа давление под струей становится меньше гидростатического, струя опускается, и устанавливается движение с донным режимом и поверхностным вальцом, аналогично предыдущему случаю водослива, когда возможен отогнанный или затопленный прыжок.

В этом случае уступ не выполняет своего назначения.

Повышение уровня нижнего бьефа сверх критического вызывает и повышение давления сверх гидростатического. Струя изгибается вверх, образуя стоячую волну, плавно сопрягающуюся с нижним бьефом. При этом имеет место чисто "поверхностный режим" (фиг. 611, а).

Но дальнейшее повышение нижнего бьефа, а следовательно и давления под струей может привести к столь сильному подъему (изгибу) струи, что на скате образуется валец (затопленный прыжок). Величина его (степень затопления) зависит от того, насколько при данных угле α и высоте уступа давление под струей больше гидростатического (фиг. 611, б).

Пользуясь зависимостями, полученными проф. И. И. Леви в цитированных выше работах, можно указать следующий метод расчета водослива с уступом.

Пусть даны:

расход при ледоходе (на 1 пог. м длины гребня водослива) q ,
соответствующая ему глубина нижнего бьефа t_2
высота порога водослива P ,
коэффициент расхода водослива m .

Задаемся высотой уступа e и углом, образуемым касательной к кривой очертания уступа в месте схода струи с горизонтом α .

По формуле водослива вычисляем напор H_0 .

Определяем подбором глубину воды на уступе h_1 из уравнения:

$$q = \varphi \cdot h_1 \cdot \sqrt{2g(H_0 + P - e - h_1)}. \quad (513)$$

Далее, находим (подбором же) глубину нижнего бьефа t_0 , которая должна была бы быть в предельном случае, т. е. когда давление под струей равно гидростатическому (по формуле И. И. Леви):

$$(h_1 \cdot \cos \alpha + e)^2 = t_0^2 - \frac{2q^2(t_0 \cos \alpha - h_1)}{g t_0 \cdot h_1}. \quad (514)$$

¹ Сабанеев А. А., О форме сопряжения водосливной поверхности плотины с дном нижнего бьефа ("Труды МИИТ", вып. XI).

² Леви И. И., Новый метод расчета затопленных сооружений, "Известия НИИГ", т. VI.
Леви И. И., К вопросу о теории поверхностного прыжка, "Известия НИИГ", т. VII.

Если глубина t_0 меньше данной глубины t_2 , то следовательно при этом поверхностный режим обеспечен (донный режим не может иметь места). Для выяснения вопроса о величине расхода q и глубины $t'_{кр}$, при которых (при заданном уступе) произойдет затопление поверхностного прыжка, определим толщину струи h в точке ее наибольшего подъема по уравнению:

$$q = \varphi \sqrt{\frac{g}{2}} \cdot h \cdot \left[\sqrt{H_0 - h} + \sqrt{H_0 - \sqrt{h \left(2\varphi^2 H_0 - \frac{q^2 \sin^2 \alpha}{gh^2} \right)}} \right]. \quad (515)$$

Далее вычислим критическую величину давления $h'_{кр}$, избыточного над атмосферным в точке схода струи с уступа:

$$h'_{кр} = \sqrt{h \left(2\varphi^2 H_0 - \frac{v^2 \sin^2 \alpha}{g} \right)}, \quad (516)$$

где

$$v = \frac{q}{h}.$$

Зная $h'_{кр}$, можно определить величину давления h' в той же точке, избыточного над гидростатическим:

$$h' = h'_{кр} - h_1 \cos \alpha. \quad (517)$$

Искомая глубина нижнего бьефа $t'_{кр}$ определится из формулы:

$$h' (2e + h_1 \cos \alpha) = t'^2_{кр} - (h_1 \cos \alpha + e)^2 - \frac{2q^2 (t'_{кр} \cos \alpha - h_1)}{g \cdot t'^2_{кр} \cdot h_1}, \quad (518),$$

где все величины кроме $t'_{кр}$ известны.

Если эта глубина $t'_{кр}$ больше данной t_2 , то поверхностный режим с отброшенной с гуська струей вполне устойчив.

Если же $t'_{кр} < t_2$, то получается затопленный поверхностный прыжок. В этом случае следует изменить высоту уступа e и угол α и снова повторить расчет.

Применяя приведенный выше метод расчета, надлежит иметь в виду, что далеко не всегда удается подобрать высоту и угол уступа водослива так, чтобы при всех расходах и горизонтах ледохода получался поверхностный режим без затопления.

При проходе наибольших (катастрофических) расходов ледохода и соответствующих им горизонтах можно допустить затопление поверхностного прыжка, рассчитывая уступ на отогнанный прыжок при нормальных, наиболее часто повторяющихся расходах ледохода.

2. СОПРЯЖЕНИЕ СТРУИ С НИЖНИМ БЬЕФОМ ПРИ ВЫТЕКАНИИ ИЗ-ПОД ЩИТА

При вытекании воды из-под щита в русло с горизонтальным или слабо наклонным дном (на флютбет разборчатой плотины) всегда может иметь место в сжатом сечении за щитом глубина воды h_c меньше критической глубины и следовательно при сопряжении ее с естественной глубиной нижнего бьефа могут появиться те же формы прыжка, как и в предыдущих случаях водосливов.

Именно, в зависимости от соотношения глубин перед и за щитом, от величины открытия щита, т. е. от расхода, в нижнем бьефе может появиться отогнанный или затопленный прыжок. Струя, вытекающая из-под щита, имеет большее или меньшее вертикальное сжатие. Размеры этого сжатия зависят от напора, высоты поднятия щита и очертания нижней кромки щита.

В зависимости от типа щита и низового ребра его:

коэффициент сжатия на основании имеющегося опыта для обычно применяемых плоских и сегментных затворов может быть принят:

$$\epsilon = 0,64 \div 0,65,$$

коэффициент скорости при вытекании из-под щита в лоток (на флютбет):

$$\varphi = 0,95 \div 1,00,$$

коэффициент расхода:

$$\mu = 0,60 \div 0,65.$$

Необходимую для расчетов глубину воды в сжатом сечении h_c можно определить, зная открытие щита a и коэффициент сжатия ε :

$$h_c = \varepsilon a. \quad (519)$$

Однако, принимая во внимание разнообразие факторов, влияющих на установление величины открытия щита, более предпочтительным является определение сжатой глубины h_c по уравнению расхода:

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(H_0 - h_c)}, \quad (520)$$

где $H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$ (H — глубина воды перед щитом, фиг. 612).

Сечение с глубиной h_c принимается на расстоянии $a/2$ или a — от входной кромки щита.

Зная h_c и t_2 , вычисляют глубину h_2 , сопряженную с h_c по формуле (505) и сравнивают с глубиной t_2 .

При $t_2 > h_2$ имеет место затопленный прыжок;

при $t_2 < h_2$ — отогнанный прыжок.

Если местные условия позволяют допустить наличие отогнанного прыжка, то определяют глубину h_1 , сопряженную с глубиной нижнего

бьефа — t_2 [по формуле (505)] и вычисляют длину кривой подпора между сжатым сечением с глубиной h_c и сечением перед прыжком с глубиной h_1 — по обычным методам гидравлики для горизонтальных или наклонных русел.

Для уменьшения отгона прыжка увеличивают шероховатость флютбета или вводят добавочные сопротивления в виде шашек, зубцов, ребер и т. д.

Если же образование отогнанного прыжка по местным условиям недопустимо, следует стремиться создать затопленную струю, что достигается обычно так же, как и в предыдущем случае, устройством колодца или стенки.

Глубина колодца d определяется подбором. Задаются глубиной колодца и вычисляют новую глубину струи в сжатом сечении на дне колодца из уравнения:

$$q = \varphi h'_c \sqrt{2g(H_0 + d - h'_c)}. \quad (521)$$

Дальнейший расчет сводится, как указано выше, к вычислению сопряженной глубины h'_2 [по формуле (505)] и сравнению ее с глубиной воды в колодце t'_2 .

При этом:

$$t'_2 = t_2 + d + z,$$

где z вычисляется по формуле (510) и для надежного затопления струи необходимо, чтобы

$$t'_2 = (1,10 \div 1,15) h'_2. \quad (522)$$

Как уже указывалось, существует ряд графоаналитических методов (А. А. Угинчуса, М. Д. Чертоусова), которые значительно облегчают работу по определению глубины водобойного колодца¹. Здесь изложены лишь сущность вопроса с точки зрения гидравлики и его аналитическое решение.

¹ Чертоусов М. Д., Инженерная гидравлика, 1934 г.

3. ДЛИНА КРЕПЛЕНИЯ РУСЛА В НИЖНЕМ БЬЕФЕ

Длина необходимого крепления русла в нижнем бьефе зависит от принятой в данном проекте формы сопряжения (затопленный или отогнанный прыжок) и от типа гасителя энергии.

Наибольшую опасность в смысле размыва русла представляет случай отогнанного прыжка. На подробном рассмотрении этого случая и остановимся.

В зависимости от типа плотины — с повышенным или с пониженным порогом (и с вытеканием из-под щита) — можно представить себе показанные на фиг. 613, *а*, *б*, *в*, *г* схемы сопряжения струй в нижнем бьефе.

Как видно из фиг. 613, *а* и *в*, длина крепления в этих случаях должна складываться из трех участков, связанных с различными формами потока и некоторого запаса l_4 :

$$L = l_1 + l_2 + l_3 + l_4. \quad (523)$$

Участок зависящий от дальности боя струи, вычисляется для случая *а* по формуле

$$l_1 = 1,1 \sqrt{H_0(P + 0,3 H_0)} \quad (524)$$

и для случая *в*:

$$l_1 = 1,8 \sqrt{(H_0 - h_c)(P + 0,5 h_c)}. \quad (525)$$

Обозначения в формулах (524) и (525) ясны из чертежа. Заметим, что в схемах *б* и *г*

$$l_1 = 0.$$

Длина кривой подпора при отгоне прыжка l_2 определяется по формуле Бахметева (526) (при "гидравлическом показателе русла" $x = 3$):

$$l_2 = \frac{t_2}{J} \left\{ \frac{h_1}{t_2} - \frac{h_c}{t_2} - \left(1 - \frac{\alpha C^2 J \cdot B}{g \cdot \gamma} \right) \left[B \left(\frac{h_1}{t_2} \right) - B \left(\frac{h_c}{t_2} \right) \right] \right\}, \quad (526)$$

где

t_2 — бытовая глубина нижнего бьефа, соответствующая данному расходу;
 J — уклон русла;

h_1 — глубина перед прыжком, сопряженная с глубиной и вычисляемая по формуле прыжка (505) или (507);

h_c — сжатая глубина в месте падения струи на дно русла, вычисляемая подбором по формуле:

$$Q = \varphi \omega_c \sqrt{2g(H_0 + P - h_c)}; \quad (527)$$

χ — смоченный периметр;

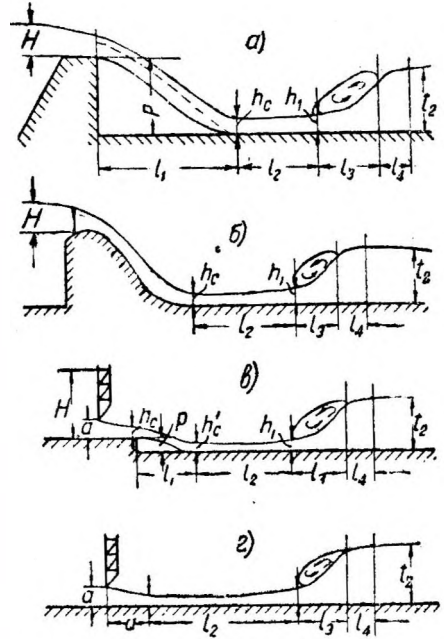
B — ширина потока поверху в нижнем бьефе.

При широком русле или прямоугольном сечении шириной b глубина h_c определится из формулы:

$$Q = \varphi h_c b \sqrt{2g(H_0 + P - h_c)}. \quad (528)$$

Отношение $\frac{B}{\chi}$ можно принимать равным единице.

Функции $B\left(\frac{h_1}{t_2}\right)$ и $B\left(\frac{h_c}{t_2}\right)$ берутся по таблице Бахметева для $x = 3$.



Фиг. 613.

¹ Ахутин А. Н., Специальный курс гидравлики, М. 1935 г., стр. 139—140.

Длина прыжка l_3 вычисляется по формуле:

$$l_3 = 5 (t_2 - h_1). \quad (529)$$

Запас l_4 необходимо учитывать ввиду подвижности прыжка и ввиду возможных погрешностей в выборе коэффициента шероховатости русла в формуле (526). Обычно принимают (достаточно произвольно):

$$l_4 = (1 \div 2) t_2. \quad (530)$$

Если флютбет и рисберма имеют различные шероховатости, то длина отгона прыжка l_2 рассчитывается по частям с учетом различных коэффициентов шероховатости.

При сопряжении струй по схеме *б* начало длины крепления отсчитывается от подошвы водослива; в схеме *г* сжатое сечение принимается на расстоянии, равном высоте открытия щита *a*.

4. УЛУЧШЕНИЕ УСЛОВИЙ СОПРЯЖЕНИЯ СТРУЙ В НИЖНЕМ БЬЕФЕ С ПОМОЩЬЮ МАНЕВРИРОВАНИЯ ЗАТВОРАМИ

Изложенные выше методы определения глубины водобойного колодца или водобойной стенки базируются в основном на пропуске наибольшего удельного расхода, что может иметь место при полном открытии одного или нескольких пролетов плотины, минимально необходимом для пропуска расчетного расхода. При этом может получиться слишком большая глубина колодца или очень мощные устройства другого типа для гашения кинетической энергии потока в нижнем бьефе.

Изучение работы существующих Многопролетных плотин и последние теоретические исследования советских гидравликов (А. А. Угинчуса, Н. Н. Павловского, А. И. Шварца, А. Ф. Буркова и др.) установили, что поскольку тип сопряжения в нижнем бьефе при данных значениях напора зависит только от величины удельного расхода, то путем правильного маневрирования затворами возможно пропускать через пролеты только такие удельные расходы, которые при соответствующих глубинах нижнего бьефа не дают отогнанного прыжка за плотинной. Установлению такого "предельно допустимого расхода" или "предельно допустимого открытия затвора" и общего эксплуатационного режима работы всех пролетов плотины посвящен ряд работ указанных выше авторов¹.

При этом получается режим постепенного „ступенчатого“ открытия затворов по заранее разработанному эксплуатационному плану применительно к данному типу плотины. Подсчеты показывают возможность путем такого маневрирования значительно облегчить размеры и конструкции гасителей энергии и в частности уменьшить глубины водобойных колодцев.

Работы в этом направлении еще продолжают, и имеющиеся в настоящее время в литературе предложения различных авторов являются лишь первыми попытками подойти к правильному гидравлическому решению сложной пространственной проблемы сопряжения бьефов.

ЛИТЕРАТУРА К ГЛ. 18

А. На русском языке

1. Ахутин А. Н., Специальный курс гидравлики, М.-Л. 1935 г.
2. Бурков А. Ф., К расчету сопряжения бьефов плотин, имеющих большой сливной фронт. "Известия НИИГ", XVI, 1935 г.

¹ Павловский Н. Н., О принципах маневрирования затворами плотин для доведения размывов до минимума ("Известия НИИГ", вып. XVI, 1935 г.).

Бурков А. Ф., К расчету сопряжения бьефов плотин, имеющих большой сливной фронт ("Известия НИИГ", вып. XVI, 1935 г.).

Шварц А. И., О новых зависимостях в области расчетов сопряжения бьефов („Известия НИИГ“, вып. XI, 1934 г.).

Угинчус А. А., Гидравлика нижнего бьефа сооружений (печатается).

3. Ахутин А. Н., О безвакуумных водосливах, "Гидротехническое строительство" № 5, 1934 г.
4. Егиазаров И. В., Гидроэлектрические силовые установки, М.-Л. 1934 г.
5. Леви И. И., Новый метод расчета затопленных сооружений, "Известия НИИГ", вып. VI.
6. Леви И. И., К вопросу о теории поверхностного прыжка, "Известия НИИГ", вып. VII.
7. Павловский Н. Н., О принципах маневрирования затворами плотин, "Известия НИИГ", вып. XVI, 1935 г.
8. Сабанеев А. А., О форме сопряжения водосливной поверхности плотины с дном нижнего бьефа, "Труды МИИТ", вып. XI.
9. Угинчус А. А., Гидравлика нижнего бьефа сооружений (печатается).
10. Шварц А. И., О новых зависимостях в области расчетов сопряжений бьефов, "Известия НИИГ", вып. XI, 1934 г.
11. Чертоусо в М. Д., Инженерная гидравлика, 1934 г.
12. Павловский Н. Н., Гидравлический справочник, 1937 г.
13. Розанов Н. П., Влияние масштаба модели на основные гидравлические характеристики вакуумных водосливов "Гидротехническое строительство" № 12, 1937 г.

Б. Иностранная

1. Husted A., New Method of Computing Backwater and Drop-down Curves E. N. R., 1924.
2. Creager W. P., Engineering for Masonry Dams, 1929.

РАСЧЕТНЫЕ ДАННЫЕ

ПРИЛОЖЕНИЕ I

А. Коэффициенты трения скольжения f

Наименование материалов	f
I. Разные материалы	
1. Дерево по камню насухо	0,6
2. Дерево по дереву вдоль волокон насухо	0,5
3. То же со смазкой	0,3
4. Дерево по стали насухо	0,55
5. То же в присутствии воды	0,65
6. Сталь по стали со слабой смазкой	0,15
7. То же без смазки в цапфах механизмов в присутствии воды с учетом загрязнения	0,35
8. Сталь по стали со смазкой в винтовых нарезках подъемных механизмов	0,12
9. Сталь по льду	0,027
II. Каменная и бетонная кладка	
10. Гранит, грубо обделанный по граниту	0,73
11. То же по бетону	0,60
12. Гранит, чисто обделанный по такому же граниту или по бетону	0,60
13. Габион по габиону	0,70
14. Бетон по бетону	0,65
15. Бутовая кладка по кладке	0,75
16. То же по бетону	0,70
17. Бутовая и бетонная кладка по грунту сухому и твердому	0,65
18. То же по сырому глинистому	0,30
19. То же по мокрому глинистому	0,20
20. То же по песку сухому	0,55
21. То же по песку мокрому	0,45
III. Деревянные ряжи	
22. Деревянный ряж по каменной наброске	0,60
23. То же по сухому песку	0,45
24. То же по песку в воде	0,35
25. То же по мокрому глинистому грунту	0,25

Б. Плечо трения при качении f_1

Наименование материалов	f_1 см
I. При расчете машин и механизмов при непрерывном уходе, нормальной смазке в закрытых помещениях	
1. Сталь по стали	0,005
2. Стальные шарики в подшипниках	0,001
II. При расчете механизмов, работающих на открытом воздухе, при возможности загрязнения и при недостаточно обеспеченной смазке	
3. Сталь по стали в колесах и катках	0,05
4. То же с учетом работы под водой и при частичном обмерзании	0,10
5. Стальные шарики в опорных частях подъемных механизмов при средних условиях работы	0,01
6. То же при тяжелых условиях работы	0,02

ПРИЛОЖЕНИЕ II

Допускаемые напряжения для прокатной стали (сооружения II класса) в кг/см²

№	Наименование напряжений	Ст. 3 пониж. Ст. 2 норм. Ст. 2 пониж. Ст. 1 норм.		Ст. 3 норм. Ст. 4 норм.		Ст. 5 повыш.		Сталь специальная	
		н а г р у з к и							
		A	A + B	A	A + B	A	A + B	A	A + B
1	Растяжение, сжатие, изгиб . . .	1 200	1 450	1 400	1 700	1 750	2 100	2 100	2 500
2	Срез	900	1 100	1 050	1 300	1 300	1 600	1 600	1 900
3	Смятие торцевых поверхностей	1 800	2 200	2 100	2 550	2 600	3 150	3 150	3 750
4	Диаметральное сжатие катков .	45	55	55	65	65	75	85	100

Примечание. При учете катастрофических нагрузок ($A + D$, $A + B + D$) величины допускаемых напряжений, указанных в табл. II, (№ 1, 2, 3), увеличиваются, но не свыше 0,9 предела текучести.

ПРИЛОЖЕНИЕ III

Допускаемые напряжения для стальных и чугунных отливок (сооружения II класса) в кг/см²

№	Наименование напряжений	Сталь Л-1 норм.		Сталь Л-2 пониж.		Сталь Л-2 норм.		Чугун ЧЛ-1	
		н а г р у з к и							
		A	A + B	A	A + B	A	A + B	A	A + B
1	Смятие и сжатие при изгибе . .	1 200	1 500	1 500	1 800	1 800	2 100	1 000	1 200
2	Растяжение при изгибе	1 200	1 500	1 500	1 800	1 800	2 100	400	480
3	Срез	900	1 150	1 150	1 350	1 350	1 600	250	300
4	Диаметральное сжатие катков .	45	55	55	65	65	75	—	—

Примечание к приложениям II и III. При расчете сооружений I и III классов допускаемые напряжения, указанные в приложениях II и III, умножаются соответственно на 0,9 и 1,1.

ПРИЛОЖЕНИЕ IV

Основные допускаемые напряжения для сосны и дуба при влажности до 18% в кг/см²

Наименование напряжений	Сосна	Дуб
Растяжение вдоль волокон	100	140
Сжатие и смятие вдоль волокон	100	130
Смятие поперек волокон	15	30
Изгиб	100—110	130
Скалывание вдоль волокон	12	20
Скалывание при изгибе	22	35
Перерезывание волокон	45	60

Допускаемые напряжения для бутовой кладки в кг/см²

Марка камня (временное сопротивление сжатию в кг/см ²)	Состав портландцементного раствора	Нагрузка А (обычная)	Нагрузка А + В (обычн. + случайн.)	Нагрузка А + В + D, где D — катастрофич.	При любых комбинациях нагрузки
		сжатие осевое и при изгибе	сжатие осевое и при изгибе	сжатие осевое и при изгибе	растяжение и скалывание при изгибе
700 и выше постелист. . .	(1 : 3)	34	41	48	2
700 „ обыкн.	(1 : 3)	23	28	32	2
700 „ постелист.	(1 : 4)	28	34	39	1,5
700 „ обыкн.	(1 : 4)	18	22	25	1,5
700 „ постелист.	(1 : 5)	24	29	34	1
700 „ обыкн.	(1 : 5)	16	19	22	1
350—500 постелист.	(1 : 3)	24	29	34	2
350—500 обыкн.	(1 : 3)	16	19	22	2
350—500 постелист.	(1 : 4)	20	24	28	1,5
350—500 обыкн.	(1 : 4)	14	17	20	1,5
350—500 постелист.	(1 : 5)	16	19	22	1
350—500 обыкн.	(1 : 5)	11	13	15	1
200—300 постелист.	(1 : 3)	14	17	20	2
200—300 обыкн.	(1 : 3)	9	11	13	2
200—300 постелист.	(1 : 4)	12	14	17	1,5
200—300 обыкн.	(1 : 4)	8	10	11	1,5
200—300 постелист.	(1 : 5)	10	12	14	1
200—300 обыкн.	(1 : 5)	7	9	10	1

Примечание. При расчете сооружений I и III классов допускаемые напряжения, указанные в таблице, умножаются соответственно на 0,9 и 1,1.

ПРИЛОЖЕНИЕ VI

Величины допускаемых напряжений для бетона в долях от временного сопротивления бетонных кубиков сжатию через 28 дней в сооружениях II класса

Напряжения	Значения коэффициентов
Сжатие осевое и при изгибе:	
а) Основные нагрузки А	0,35
б) Нагрузки А + В или А + С	0,40
в) Нагрузки А + В + С	0,50
г) Нагрузки А + В + С + D, или А + D, или А + В + D, или А + С + D	0,60
Растяжение при изгибе и внецентренном сжатии	
а) Нагрузка А	0,035
б) Нагрузка А + В или А + С	0,045
в) Нагрузка А + В + С	0,055
г) Нагрузки А + В + С + D, или А + D, или А + В + D, или А + С + D	0,065
Скалывающие и главные растягивающие напряжения (вне зависимости от комбинации нагрузок)	0,04
Срез непосредственный (вне зависимости от комбинации нагрузок)	0,07

Примечание. При расчете сооружений I и III классов приведенные в таблице величины допускаемых напряжений умножаются соответственно на 0,9 и 1,1.

Величины допускаемых напряжений для бетона в железобетонных сооружениях II класса в долях от временного сопротивления бетонных кубиков сжатию через 28 дней

Напряжения	Значение коэффициентов
Сжатие осевое при $\frac{l}{h} \leq 14$	От До 0,30—0,40
Сжатие при изгибе и внецентренном сжатии	
а) Основные нагрузки <i>A</i>	0,35—0,45
б) Нагрузки <i>A + B</i> или <i>A + C</i>	0,40—0,50
в) Нагрузки <i>A + B + C</i>	0,45—0,55
г) Нагрузки <i>A + B + C + D</i> , или <i>A + D</i> , или <i>A + B + D</i> , или <i>A + C + D</i>	0,50—0,65
Предельные скальвающие и главные растягивающие напряжения	0,07—0,08
Растяжение осевое	0,09—0,10
Срез непосредственный	0,05—0,07

Допускаемые напряжения для арматуры в сооружениях II класса в кг/см²

Напряжения	Род металла			
	Ст.-2	Ст.-3	Ст.-5	Сталь специальная
Основное при действии нагрузок <i>A</i>	1 000	1 250	1 500	1 850
При действии нагрузок <i>A + B</i> или <i>A + C</i>	1 125	1 400	1 750	2 000
При действии нагрузок <i>A + B + C</i>	1 200	1 500	1 900	2 200
При действии нагрузок <i>A + B + C + D</i> , или <i>A + D</i> , или <i>A + B + D</i> , или <i>A + C + D</i>	1 300	1 650	2 100	2 500
Срезывание	900	1 000	1 200	1 400

Примечание к приложениям VII и VIII. При расчете сооружений I и III классов допускаемые напряжения, указанные в приложениях VII и VIII, умножаются соответственно на 0,9 и 1,1, причем допускаемые напряжения для арматуры не должны превышать 0,7 от предела текучести стали.

Допускаемые (неразмывающие) скорости течения для однородных несвязных грунтов в м/сек

Наименование грунтов	Размеры частиц грунта в мм	Допускаемая средняя скорость	
		при средней глубине потока 1 м	при средней глубине потока 30 м и более
	От До		
1. Пыль, ил	0,005—0,05	До 0,20	До 0,25
2. Песок мелкий	0,05 — 0,25	0,30	0,40
3. Песок средний	0,25 — 1,0	0,55	0,70
4. Песок крупный	1,0 — 2,5	0,65	0,80

Наименование грунтов	Размеры частиц грунта в мм	Допускаемая средняя скорость	
		при средней глубине по- тока 1 м	при средней глубине по- тока 3,0 м и более
	От До		
5. Гравий мелкий	2,5— 5,0	До 0,80	До 0,95
6. Гравий средний	5,0—10,0	1,0	1,2
7. Гравий крупный	10 — 15	1,2	1,4
8. Галька мелкая	15 — 25	1,4	1,8
9. Галька средняя	25 — 40	1,8	2,2
10. Галька крупная	40 — 75	2,4	3,0
11. Булыжник мелкий	75 —100	2,7	3,4
12. Булыжник средний	100 —150	3,3	4,2
13. Булыжник крупный	150 —200	3,9	4,9
14. Валуну	более 200	более 3,9	более 4,9

ПРИЛОЖЕНИЕ X

Допускаемые (неразмывающие) скорости для связных грунтов и скальных пород
в м/сек

Наименование пород	Средняя глубина потока в м	
	1,0	3,0 и более
а) Связные грунты		
1. Глина и суглинок средней плотности	0,85	1,1
2. Глина и суглинок весьма плотные	1,7	2,1
3. Лессовые грунты средней плотности в условиях закон- чившихся просадок	0,7	0,85
б) Скальные породы		
4. Конгломерат, мергель, сланцы	2,5	3,1
5. Пористый и слоистый известняк, известняковый песчаник, доломитовый известняк	3,0	3,7
6. Доломитовый песчаник, плотный известняк	4,5	5,2
7. Мрамор, гранит, сиенит	15,0	18,0
8. Порфир, андезит, диабаз, базальт, кварцит	21,0	24,0

Примечание. Если породы трещиноваты и выветрены, то приведенные в та-
блице величины допускаемых скоростей (№ 4 — 8) подлежат уменьшению.

Допускаемые (неразрывающие) скорости течения (в м/сек) для креплений русла и материалов

Наименование креплений и материалов	Лотки и каналы		Сооружения и конструкции			
	средняя глубина 1 м	средняя глубина 3 м и более	обычн. услов.		при затруднении в ремонте	
			средняя глубина 1 м	средняя глубина 3 м и более	средняя глубина 1 м	средняя глубина 3 м и более
а) Крепления						
1. Одиночная мостовая из булыжника						
15 см	3,0	3,8				
20 см	3,5	4,3				
2. Двойная мостовая из правильных камней с приколом						
15 см	3,7	4,6				
2) см	4,3	5,4				
3. Габионы	5,0	6,0				
4. Хворостяные покрытия	2,2	2,7				
5. Дерн плашмя	0,8	1,0				
6. Дерн в стенку	1,8	2,2				
б) Бутовая кладка, бетон, железобетон, дерево.						
7. Бутовая кладка из средних пород	7,0	8,5	12,0	15	6,0	7,5
8. Бетон марки 130	7,0	8,5	25	25	14	18
9. Бетон марки 110	6,0	7,5	24	25	12	15
10. Дерево	—	—	25	25	15	18

Примечание 1. В случае мало благоприятных условий грунтов, служащих основанием для одежды каналов, указанные величины скоростей должны быть понижены.

Кроме того указанные в таблице величины допускаемых скоростей должны быть уточнены с учетом следующих факторов:

а) для габионов (№ 3) — условий износа сетки и размеров камней;

б) для хворостяные креплений (№ 4) — толщины крепления и его конструкции.

Примечание 2. Величины допускаемых скоростей для рисберм зависят от характера течения и конструкции; для предварительных расчетов можно принимать величины допускаемых скоростей для лотков и каналов при глубине 1 м с уменьшением на 10 — 20%.

СПИСОК ОБЩЕЙ ЛИТЕРАТУРЫ ПО ГИДРОТЕХНИЧЕСКИМ СООРУЖЕНИЯМ, ОТНОСЯЩЕЙСЯ К РАЗЛИЧНЫМ ГЛАВАМ КУРСА

А. На русском языке

1. Акулов К. А. и Козлов Г. А., Курс внутренних водных путей.
2. Анисимов Н. И., Водоподъемные плотины, 1931 г. или Водосливы и водоспуски, 1935 г.
3. Анисимов Н. И., Водохранилищные плотины, 1931 г. и Проектирование глухих плотин, 1936 г.
4. Гириллович Н. А. и др., Введение в гидротехнику, 1936 г.
5. Губин Ф. Ф., Современное гидроэлектростроительство США, 1934 г.
6. Егiazаров И. В., Гидроэлектрические силовые установки, ч. I и II.
7. Калинович Б. Ю., Начала теории бетонных плотин, 1934 г.
8. Людин А., Гидроэлектростроительство Скандинавии (пер. с нем.), 1934 г.
9. Кригер и Джестин, Гидроэлектрический справочник (пер. с англ.), 1934 г.
10. Ферстер М., Справочная книга для инженеров, ч. III. М. 1934.
11. Франциус О., Гидротехнические сооружения, т. I, 1929 г.
12. Журналы:
 - а) "Вестник ирригации", Ташкент 1923—1930 гг.
 - б) "Водный транспорт", Москва, вых. с 1923 г.
 - в) "Гидротехническое строительство" Москва, вых. с 1931 г.
 - г) "Известия Научно-исследовательского института гидротехники", Ленинград (вых. с 1931 г. отдельными выпусками).
 - д) "Ирригация и гидротехника", Ташкент, вых. с 1935 г.
 - е) "Москвалогострой", Дмитров 1934—1937 гг.

Б. Иностранная

1. Bonnet F., Cours des barrages, L. I, II, Paris 1931.
2. Creager and Justin, Hydro-Electric Handbook, 1927, N.-Y.
3. Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau, B. IV, Wasserbau, Berlin 1926.
4. Engels H., Handbuch des Wasserbaues, B. I, II, Leipzig 1923.
5. Flinn, Bogert and Weston, Waterworks book, London 1928.
6. Franzius O., Verkehrswasserbau, 1927.
7. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, T. III, Wasserbau. B. II. Stauwerke, I. Abt., Wehre und Fischwege, II. Abt., Talsperren, Leipzig 1912—1913.
8. Hanna F. and Kennedy R., The design of dams, N.-Y. 1931.
9. Kanthak F., The principle of irrigation engineering, London 1929.
10. Koechlin R. et M., Mécanisme de l'eau, T. I—III, Paris-Liege 1924—26.
11. Merriman, Civil Engineers' Handbook. London.
12. Parke r, Control of water, 1925.
13. Schoklitsch A., Der Wasserbau, B. I u. II, Berlin 1930.
14. Scimemi E., Dighe.
15. Wegmann E., The design and construction of dams, N.-Y 1927.
16. Wilson H., Manual of Irrigation Engineering.
17. Ziegler P., Der Talsperrenbau. B. I u. II, 1925—1927.
18. Журналы:
 - а. Annali dei Lavori Pubblici.
 - б. Bauingenieur.
 - в. Bautechnik.
 - г. Civil Engineering.
 - д. Deutsche Wasserwirtschaft.
 - е. Engineering.
 - ж. Engineering News Record.
 - з. Energia Elettrica.
 - и. Genie Civil.
 - к. Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
 - л. Schweizerische Bauzeitung.
 - м. La technique des travaux.
 - н. Wasserkraft und Wasserwirtschaft.
 - о. Wasserwirtschaft und Technik.
 - п. Western Construction News.

АЛФАВИТНЫЕ УКАЗАТЕЛИ

1. УКАЗАТЕЛЬ ИМЕННОЙ И ПРЕДМЕТНЫЙ

- Абрамов М. З.* 195
Абрамс 35
Агрессивное действие воды 33
"Активность" портланд-цемента 31
"Алька" цемент 34
Амбурсен 162
Анкер 106, 113, 565, 599
Антисептики 29
Архитектурное оформление гидротехнических сооружений 21
Аттерберг 288
Ахутин А. Н. 623, 631, 632, 637, 641
- Базальт 31
Балка 76
Балки упорные 615
Бассейн суточного регулирования 143
Батопорт 311, 549
Баумгарт В. С. 10
Бахметев 637, 641
Бебу 539
Белая смерть бетона 33
Белзецкий 267
Беляев Н. М. 35
Берегоукрепительные сооружения 16
Береза 27
Березинский А. Р. 338, 363, 383, 392, 410, 415, 424, 449, 524
Бернулли Д. 624
Бетон 35, 38, 41, 65
Бетон армированный 42
— асфальтовый 46
— вибрированный 37
— гидротехнический 36
— жесткий 36
— литой 35
Бетоны малопластичные 36
— сильнопластичные 36
Биндеман Н. Н. 149
Битум 25
Битумные и битумоподобные (дегтевые) материалы 45
Близняк Е. В. 15, 28, 31, 53, 66
Блоки сооружений 38
Бляй 184, 210, 211, 216, 223, 224, 228, 305
Большая Волга 12
Большой Днепр 13, 14
Борткевич В. И. 77
Бонков Н. М. 221
Бревноспуски 20
- Бреннеке* 114
Бресс 641
Брус комплатный 574, 592
— поперечный упорный 574
— продольный — 574
Брусья упорные 613
— шпунтовые 574
Буна 79, 117, 118
— донная 118
Бутобетон 37, 294
Бурков А. Ф. 642
Быстротоки 564
Бычок (бык) 162, 250, 297, 601, 602
Бычки стоечно-обшивные 601
— ряжевые 601
Бьеф верхний 155, 167
— нижний 155, 167
- Вал оградительный 131, 155
Веселаго Г. С. 10
Вес конструкции 51
— объемный 29
— — бетона 39
— ряжа (действующий) 593, 595
— — объемный 618
— сооружения (собственный) 51
Вестергард 58, 59
Вес удельный морской воды 51
— — пресной — 51
Вейраух 90
Вибраторы 37, 38
Вибрация 37, 41
Вибрирование 38
Вибролопаты 38
Вильд 146, 147
Влажность древесины 18, 28, 65
Вода минерализованная 34
Водное хозяйство 11
Водобой (водобойная часть) 177, 192, 563, 568, 569, 586
Водобой (водобойный пол) 259, 276, 288, 197, 297
Водобойная стенка 637
Водобойный колодец 636
Водобойный носок (уступ) 637
Водобой системы *Пфлетцингер-Лейфер* 197, 200
Водонапорные сооружения 16
Водоприемник 262
Водоприемные сооружения 19
Водопроводящие сооружения 18

Водосбросные сооружения 19
Водослив 156, 259, 628
Водосливный профиль 628
Водослив с уступом 638
— — широким порогом 628, 632, 634
Водоснабжение 21
Водоспуск 146, 587
Водоспуски глубинные 158
— донные 156, 157, 158
Водохранилище 137, 139, 142
Водоцементный фактор 35, 36, 37, 39
Военное дело 22
Возвышение верха устья 590
Воздушно-сухой лес 28
Волны 14, 52, 53
Волноломы 20
Вольф 123, 203, 213
Ворота шлюзные 27
Ворот передвижной 615
Войлок 49
Выбор типа затвора 559
Выгодский С. Я 40
Вызго В. С. 178
Выклинивание подпора 167
Выправительные (регуляционные) сооружения 16
Вытекание из-под щита 639
Вязущие вещества 31

Габионы 46, 48, 97, 100, 105, 120, 126, 166, 196, 200, 290
Гаврилов Н. 44
Галереи смотровые 294
Галька 43—95
Гангилье 87
Гангилье-Куттер 625
Гаситель 181—200
— системы *Сенкова* 188, 200
Гашение энергии 589, 636
Гебель В. Г. 415, 422, 429, 449
Германек 86
Гейнинг 540
Герсеванов Н. М. 117, 267, 268, 279, 280
Гидрат окиси кальция 32
Гидроаккумулятор 143
Гидроалюминаты 32
Гидрограф 137
Гидроизоляционные материалы 45
Гидроизоляция обмачочная 46
— оклеечная 46
Гидросиликаты 32
Гидротехника 11
— военная 12
— санитарная 11, 21
Гидротехническое строительство в СССР 13
Гильемен 506, 507
Глина 43
Глинизация 44
Глинобетон 44
Глиноземистый цемент 32, 34
Глубина забивки свай 597, 598
Глубина колодца 640
Гнейс 31
Гниение 29, 618
Гончаров В. Н. 66
Гофман 244
ГОЭЛРО 12
Гравий 43, 95
Градиент критический 222

Гранит 31
Грань напорная 155
Гребень 571
Гребень плотины 155
Гришин М. М. 149, 241, 245, 266, 272, 277
Грот 181
Грунер 179
Грунт 43, 131, 220
Губер 463—466
Гульбе Л. Э. 45
Гультин 117—272
Гуськовский тип плотины 251

Давление активное 55
— ветра 56
— воды 51
— — гидродинамическое 52
— — гидростатическое 51
— грунта 55
— льда 54, 55
— пассивное 55
— снега 56
— фильтрационное (взвешивающее) 174, 210, 237, 240
Дамба оградительная 131, 155
— поперечная 79, 82
— струенаправляющая 79, 82, 120
Дарси 203, 221
Дворяшин В. И. 244
Дезинтеграция 32
Действие воды агрессивное 33
Дейша 184
Дерево 26, 95, 126
Деревянные гидротехнические конструкции 25
Деривация 90
Дерн 48
Дефонтен 310, 492
Деформация температурная 33, 59
— усадочная 33, 59
Джастин 221
Джунковский Н. Н. 54
Диабаз 31
Диатомиты 33
Диорит 31
Добавки гидравлические (пуццолановые) 33, 37
Доки 20
Доломиты 31
Древесина 26, 64
Древоточицы 29
Дренаж основания 237, 241, 294
Дренажное устройство склонов 75
Дружинин С. И. 32
"ДС" марка стали 25
Дуб 27, 64
Дюбуа 73

Евреинов Б. 48
Елизаров 623
Ель 27
Ефимович П. А. 338, 392, 424

Железобетон 41, 66
Железобетон гидротехнический 41

- Забор плетневой 97
 Завеса цементационная 241, 246
 Заграждение временное 546
 Загрузка ряжевых ящиков 593
 Заиление 172
Замарин Е. А. 210, 213, 214, 217
 Занани 20
 Запас мертвый 145
 Запасы водных сил 13
 Запруды 73, 125, 155
 — донны 80
 Затворы 9, 250, 263, 308
 — автоматические 451
 — вальцовые 309, 419
 — глубинные 9
 — деревянные 317, 322, 405
 — *Дефонтена* 310, 492
 — железобетонные 305, 328
 — клапанные 310, 498
 — крышевидные 310, 452
 — плоские 309, 334, 548
 — *Поаре* 309, 505, 550
 — подкосные 552
 — призматические 494
 — сегментные 309, 388
 — секторные 310, 468
 — стоечно-плоские (мостовые) 310, 531, 552
 — *Стоня* 335
 — *Томаса* 309, 526
 — *Шварцера* 309, 505, 523
 Затопление искусственное 22
 Защитный слой поверхностный 42
 Землетрясение 57
 Землечерпание 92
 Земля 95
 Зеркало водохранилища 144
 — грунтовых вод 169
Зихардт 221
Знаменский А. В. 25, 46
Зоммер 503
 Зона подпора 167
 Зуб плотины 194, 195, 203, 221, 234, 245, 265, 278, 282
 Зубцы *Ребока* 188, 200
- Известняк 31
 Изготовление затворов 553
 "Изюм" 37, 294
 Инертный материал 32
 Использование вод для целей водного транспорта 11
 — вод комплексное 12
 — водной энергии 11, 20
 — водных недр 12
 Исследования и изыскания 15
- Казанская* 260
Калинович Б. Ю. 193
 Камень 30, 95, 126
 Камень искусственный 96
Камере 507
 Канализация 21
 Каналы 9, 18
 Канаты прутяные 47
Карман 59
Карстаньен 419
 Кварцит 31
- Келен Н.* 277
 Кессон 236
Кехлен 93
Кинд В. А. 34
Киример 631
 Кладка бутовая 34, 65
 — каменная 102
 — подводная 235
 — сухая 102
 Классификация гидротехнических сооружений 15, 16, 21, 22
 — затворов 309
 — сил 5
 Классификация специальных гидротехнических сооружений 19
 Клебемасса 45
 Клинья 570, 571
Козени 226
 Козлы анкерные 106
 Колода 572
 Колода королева 571
 — понурная 571
 — прозрачная 578
 Колодец водобойный 182—183
 — опусной 235
 Кольматаж 149, 172, 285
 Комбинации нагрузок 62—63
 — с л 61
 Комплексное использование вод 12
 Конгресс Вашингтонский 38
 Консервирование 29
 Консистенция бетона 36
 Конструкции деревянные гидротехнические 25
 Конструкции металлические 24
 Конструкции ряжевые 27
 Контрфорсы 115, 116, 162, 601, 602, 610, 611, 612
 — свайные 604
 — стоечные 606—609
 Контур плотины подземный 203
 Конус выноса 72, 130
Кораблинов П. Н. 44
 Корзины прутяные 97
 Король 576, 584
 Коротыш 580
 — бетона 34
Костяков А. Н. 137
 Коэффициент динамический 60
 — затопления 633
 — линейного расширения 39
 — очертания бычков 634
 — передачи загрузки 595
 — расхода при истечении из-под щита 640
 — расхода водослива 633
 — сейсмичности 57
 — скорости 640
 — фильтрации 45, 203, 225
 — шероховатости 625, 626
 Коэффициенты трения скольжения 644
 — (запасы) устойчивости и прочности сооружений 62, 63, 64, 65,
 — учитывающие класс сооружений 64
Крапф 90
 Крейзонг 29
Крей 112, 117
Крейтер 73, 90, 98
 Крепление русла 641
 Крепления продольные 575, 592
 Кривая интегральная 140
 Кривая подпора 167, 623, 624, 625, 627, 641

Кригер 260, 616, 630, 631, 633
Крюгер 226
Кулей 468—469
Куммер 506—507
Курцман 90
Куттер 87

Лаволле 542
Лагрене 540, 542
Лакаван 233
Ланге К. 48
Лаплас 204
Ларсен 107, 233, 290
Лаук 260

Лаупман П. П. 268
Лебедев А. Ф. 44
Леви И. И. 182, 638
Лед 54
Ледорезы 602
Лейфер 224
Лелявский 89, 93, 94
Лен 219, 223, 224

Ленин В. И. 12
Лермантов 146, 147
Лес воздушно-сухой 28
— полусухой 28
Лесосплав 20
Лес сырой 28
Линев Л. Ф. 459
Линия тока 205
Линии шпунтовые 590

Личевский И. П. 199
Литые бетоны 36
Литые стальные 24
— чугунное 26
Ломейер Е. 113, 114
Лосиевский А. И. 93, 94, 95
Лотки 18, 20, 70
Лохер 179
Любославский 146, 147
Людин 191
Люжсон М. 149
Ляхницкий 114, 117

Майр 83
Малюков В. А. 114, 117
Марки бетона 37, 42
— леса 27
Марусин Н. Г. 39
Маслов Н. Н. 278, 280, 281
Массивы 30
Мастыцкий Н. В. 627, 628
Материалы 23
Материалы битумные 45
— гидроизоляционные 45
— инертные 32
Материалы каменные 30
— местные 23
— растительные 96
— рыхлые 42
— хворостяные и фашинные 46
Маты 97
Маяки 20
Мейер 146
Мейер-Петер 90
Мелан 280
Мелиорация земель 11
Металл 95

Металл маркированный 25
— немаркированный 25
Механизмы подъемные 318, 329, 380, 415, 448
Модуль упругости 39
Моисеев-Кравченко 180
Мокры 20
Монтаж затворов 555
Морозоустойчивость 36
Мостовой Д. Г. 219
Мост служебный 250, 318, 563, 615
Мох 48
Мюллер 378

Набережная 20, 106, 114, 116, 265, 268
Наброска каменная 102, 105, 119, 161, 196, 200, 289

Нагрузки динамические 60
— от толпы людей 60
— подвижные 60
Наносособиратели 76, 82
Наносоудержатель 122
Наносы 91, 167, 170, 172, 181, 262
— донные 72
Напор плотины 155, 173
Напряжения внутренние 38
— допускаемые 64
— — для арматуры 647
— — для бетона 646
— — — и железобетона 647
— — для бутовой кладки 646
Напряжения, допускаемые для прокатной стали 645
— — для стальных и чугунных отливок 645
— — для сосны и дуба 645
— температурные 59
— усадочные 59
Насадки 570, 571, 582
Натр фтористый 29
Недостатки древесины 26
Некентвед 116
Несмеянов 124
Нетцли 161
Нибур 112
Нилендер Ю. А. 38
Нормы для проектирования гидротехнических сооружений 50
— — расчета гидротехнических сооружений 9
— строительные основные 50, 64

Обвал 70—71
Обвалование 85
Обер 540—545
Облицовка плотины 294
Оборона активная 23
— — — — — пассивная 23
Обугливание 29
Объем мертвый 145
Объемный вес 29
— — бетона 39
— — железобетона 42
Объем полезный 145
Овраги 76
Огиевский А. В. 70
Оголовки 259
Оголовки эллиптические 632

- Одежда железобетонная и бетонная 101
 Окраска 25
Олешикевич Л. В. 291
 Оползни 70, 71
 Опора козловая 579, 580, 583, 584, 585, 586
 Опоры подкосные 608
 — промежуточные 601
 Опояска береговая 105
 Опрокидывание и скольжение 62
 Орошение 20
 — лиманное 143
 Основание свайное 597
 Осушение 20
 Осыпи 70, 71
 Отбойник 79
 Отверстие полное плотины 250
 — промывное 262
 Отверстия водосливные высокие 158
 — — глубокие 158, 262
 — водоспускные донные (выпуски донные) 156, 157, 262
 — плотины 633, 635
 Отпор грунта 55, 56
 Оформление архитектурное гидротехнических сооружений 21
 Охлаждение бетона 38
- Павловский Н. Н.* 203, 207, 212, 213, 217
 219, 226, 642
 Паводок искусственный 22
 Пазухи 593
 Пакля 49
Пальвис 48, 97
Паукер 267
 Пергамент 45
 Песок 31, 32, 43
 — искусственный 43
 Песчаник 31
 Перепады ступенчатые 564
 Песчаник известковый 31
Петерсон 117, 272
Петрашень И. В. 442
 Печина 93
 Пироны 570
 Пирсы 20, 187
 Пихта 27
 Плавни 78
 Плетни 97, 100, 118
 Плечо трения 644
 Плинтус 574
 Плотина 9, 16, 155
 — абочная 161, 167
 — абочно-контрфорсная (многоарочная) 162
 — бетонная 161, 290
 — водоподъемная 9, 158, 250
 — водосливная 156, 259, 288, 290, 294
 — водохранилищная (водоудержательная) 9, 158, 160
 — глухая 156
 — гравитационная (массивная) 161, 167
 — деревянная 162, 290, 563
 — железобетонная 162, 294
 — земляная 160
 — из наклонных ряжей 616, 619
 — из сухой кладки 161
 — каменная 161, 290
 — каменнонабросная 161, 290
 — контрфорсная 161, 167, 565, 609
 — купольно-контрфорсная (купольная) 162
 — лесосплавная 262
- Плотина металлическая 162, 290
 — мостовая 162
 — *Нетцли* 161
 — плоско-контрфорсная (типа *Амбурсен*) 162
 — *Поаре* 162
 — ряжевая 162, 564
 — *Сенкова* 166
 — смешанная (из земли и камня) 161
 — стоечно-обшивная 565
 — судоходная 157, 262
 — *Томаса* 162
 — *Шаноана* 162
 — щитовая (разборчатая, с затворами) 157, 250
 Плотоходы 20
 Пльвун 283
Поаре 162, 309, 505, 550, 623
 Подкосы 608
 — Подкосы разрезные 604
 Подмости 22
 Подпор плотины 155
 Подошва плотины 155
 Подтопление 169
 Подушка глиняная 588, 593
 Подушка торфяная 587
 Подушки и понуры глиняные 44
 Покрывало хворостяное 97
 Покрытия асфальтовые 102
 Пол водобойный 574
 — понурный 574
 — сливной 574
 Полузапруда 97, 117
 Полузапруды донные 80, 118, 121
 Полусухой лес 28
 Полы флотбетов 571
Поляков Б. В. 142, 151, 625
 Понур 202, 229, 563, 568, 569, 576, 587
 Порог водобойный 186
 Пороги 73, 74, 155
 Пороги донные 80, 121
 Порог *Ребока* 188, 200
 Портланд-цемент 31, 32
 Портланд-цемент пуццолановый 32, 33, 34, 38
 Порфир 31
Порфирьев М. М. 42
Потанов М. В. 93, 95
 Потерна 284, 303
 Прибор струйный 210
 Пристани 20
 Пролет плотины 250
 Промерзание понура 44
 Пропитка дерева 29
 Прорезь 93
 Простенок шпунтовый 592
 Противодавление воды 54
 — фильтрационное 174, 210, 211, 237, 240, 259
 Профиль безвакуумный 259, 260, 629, 631
 — вакуумный 259, 260, 631
 — водослива 628, 630
 — водосливный распластанного типа 632
 — практический водосливной плотины 628
 Прочность удельная дерева 26
 Пруд 142
 Прыжок гидравлический 176, 182, 642
 — отогнанный 633, 641
Пуассон 39, 279
Пузыревский 260
 Путь фильтрации 173

Раскрытие швов 575
Распор 55
Распоры 32
Расход воды удельный 178
— твердый 150
— фильтрационный 174, 226, 237
— цемента 37
Рахманов А. Н. 626, 627
Ребок 188, 200, 260, 631, 632
Регулирование рек 9, 67, 68
— речных русел 67, 68
— стока 9, 67, 135
Режим зимний 9
— поверхностный 182, 638
Ресурсы водные 13
Рисберма 192, 193, 200, 201, 202, 203, 205, 276, 563, 568, 569, 589
Розанов Н. П. 631, 632
Ройен 54
Ростверк 114
Рот 179
Рубероид 45
Рыбоводство 21
Ряд шпунтовый 569
— — королевый 569
— шпунтовый понурный 569
Ряжи 27, 103, 105, 115, 120, 196, 200, 290

Сабанев А. А. 182, 638,
Саваренский А. Д. 195
Сальников П. М. 26
Сафранец 184
Сван 27, 104, 294
— "висячие" 598
— высокие 604
— одиночные 570
— фасонные 571
— флютбета 578, 579
Свайная опора 582
Сели 75
Семанов Н. А. 585
Семенов М. П. 149
Сенков А. М. 166, 188
Сенфлу 52
Сетка движения (гидродинамическая) 205, 222
Сетки металлические 46, 48, 97
Сила влекущая (размывающая) 70, 72
Силы, вызываемые деформацией от изменений температуры и усадки материала 61
Силы, действующие регулярно и длительно 61
— — случайно и кратковременно 61
— инерционные 57—58
— катастрофические 62
— качения 60
— сейсмические 57
— сцепления 60
— трения 60
— фильтрационные 54
Сипай 120
Ситовский Г. В. 46
Сифоны 18
Сиштоф 33
Скобы 570
Скорости течения допускаемые (неразмывающие) 66, 647, 648, 649
Скрамтаев Б. Г. 35, 42

Скрыльников В. П. 33
Слив 568, 569, 589
Слой поверхностный защитный 42
Смрчек 191
Соколов М. Я. 59
Сооружения водовыпускные 146
— водонапорные 16
— водоприемные 19
— водопроводящие 18
— водосливные 19
— водоудержательные 146
— выправительные 16
— регуляционные 95
— сквозные 122
Сопряжение струй водослива 636
Сорта леса 27
Сосна 27
Спицы 505, 508, 550
Сработка водохранилища 160
Срибный М. Ф. 92
Сталебетон 42
Сталин И. В. 63
Сталь 23, 24, 64
Сталь "ДС" 25
— заклепная 24
— нержавеющая 25
— прокатная 24, 64
— специальная 24
Стивенсон 52
Стенка водобойная 182, 185
— косяя 303
— ныряющая 303
— обратная 303
— подпорная 114, 115, 116, 268
Стенки рязжевые 572
Стокс 221
Стойки 601, 613
— коренные 614
— съемные 613
Стыки бревен 591
Суглинок 43
Судоподъемник 20
Сульфалоюминат кальция 33
Суффозия 70, 174, 220, 224, 305

Тавернь 531
Тело плотины 202—250
Тенар 539
Теперин Н. И. 178
Террасирование 69, 70
Терение сбойное 89
Тим 221
Толь 45
Толь-кожа 45
Томас 162, 309, 526
Тоннели 18
Торкрет-бетон 42
Торф 44, 593
Траверс 79, 122
Трасса выправительная 88
Трение скольжения 60
Трепел 33
Трубников Н. В. 45
Трубопроводы 9, 18, 27
Трубы 18
Туры 97
Тюрнау 191
Тюфяк 96, 97, 98, 100, 101, 102, 119, 133, 196

Угингус А. А. 637, 640, 642
Удар струи 52
Узел гидротехнический 9, 261
Уивер 203
Уитстон 208
Уплотнение температурных и осадочных швов 46
Усадка бетона 38
Усилие тяговое 615
Устои 589, 590, 591
— стоечно-обшивные 599
— ряжевые 589, 595
Устой береговой 250, 302

Фарг 88
Фактор водоцементный 35, 36, 37, 39
Фауна 12
Фашины 47, 96, 98, 103, 118, 136, 288
— двухкомельные 47
— однокомельные 47
— тяжелые 47
Феллениус 117, 272
Ферма Поаре 575, 584
Фидман А. И. 219
Фильтр 72
Фильтрация воды 590
Фильтр обратный 237, 568, 569, 588, 589, 593, 618
Флора 12
Флотбет 157, 202, 206, 212, 231, 233, 250, 290, 566, 568, 569, 576, 579, 580, 586, 587
Флотбеты ряжевые 586, 587
Форхгеймер 87, 90, 203, 209, 227, 237
Фосфор 25
Френсис 634

Хазен 226
Хакимов Х. Р. 279, 280
Хастед А. 624
Хацалов Н. Ф. 40
Хворост 46—47
Хенни 52
Хозяйство водное 11
Хортон Р. 625

Цементация 587
— основания 246
Цемент бокситовый 34
— глиноземистый 32, 34
Цементы гидротехнические специальные 33, 34, 38
Цинк хлористый 29
Циркуляция поперечная 93
Цицин П. 371, 540

Часть водосливная 156, 251
— глухая 156, 250

Чаша водохранилища 146
Чертоусов М. Д. 623, 637, 640
Читтенден 468, 469
Чубук 527
Чугун 26, 64

Шандоры 259, 309, 319, 547
Шаноан 162
Шашень 29
Шашки 187
Шварц А. И. 642
Шварцер 309, 505, 523
Швы температурные 38, 59
Шези 86, 87, 624, 627
Шестоперов С. В. 38, 39
Шефер А. 375, 447
Шимеми 260, 629
Ширина судоходной трассы 88
Шлаки 33
Шлако-портланд-цемент 32, 34
Шлихтинг 88
Шлюзование реки 159
Шлюзы 19
Шнитников Д. В. 278
Шов строительный 300
Шоклич 90, 98, 172, 177, 178, 184, 191, 194
Шпонка 236, 300, 301
Шпора 79, 120, 587
Шпунт 104, 107, 110, 203, 219, 221, 231, 265, 277, 282, 289, 290
— королевый 569, 599
— понурный 599
— продольный 571

Щебень 43, 95
Щиты 250, 614
Щиты Буле 309, 508, 510
— Потапова (направляющие) 93

Эгда — метод 206, 237, 287
Эквипотенциаль 205, 209
Экзотермия 34, 35, 36, 38
Экран плотины 24
Эллинги 20
Эстакада 123
Этчевери 184

Юнг 279

Якоби 116
Яницкий 508
Янсен 594, 595
Ящики ряжевые 594

2. УКАЗАТЕЛЬ ГЕОГРАФИЧЕСКИЙ

(Сокращения: *вх.* — водохранилище, *г.* — город, *ГЭС* — гидростанция, *пл.* — плотина, *р.* — река)

Аар *р.* 180, 194
Авеста-Стурфорс 471
Авиньоне 253
Алмаатинка *р.* 76
Алькова *пл.* 16
Аму-Дарья *р.* 147
Ангара *р.* 14
Арроурок *пл.* 469
Аугуст-Вилен *пл.* 372
Аустин *пл.* 245

Бабьегородская *пл.* 511, 513 514, 558
Барберина *пл.* 59
Бартельн *пл.* 389
Баксанская *пл.* 422
Беломорско-Балтийский канал им. тов. Сталина 14, 18, 19, 27, 44, 233, 405, 563, 565, 587, 594, 602, 610, 616
Беломорстрой 229
Белоомутская *пл.* 224
Бешнау *пл.* 180, 550
Бивер *пл.* 526
Биг-Сенди *пл.* 507, 513
Блэк-каньон *пл.* 469, 489
Боулдер *пл.* 16, 35, 38, 40, 41, 58. 160, 161, 469, 562
Бранденбург *пл.* 396
Бремен *пл.* 469, 475, 487, 490
Бузей *пл.* 281
Бьер *пл.* 245
Бэр *р.* 565, 616

Варенн *пл.* 540
Вашингтон *г.* 38
Везер *р.* 172
Верхнебайкальская ГЭС 14
Веггиталь ГЭС 188
Вивзо *пл.* 540
Вильсон *пл.* 181
Висконсин *пл.* 224
Волга *р.* 13, 14, 16, 44, 88, 119, 139, 142, 151, 168, 170, 286, 298, 632
Волго-Балтийский (Маринский) водный путь 14
Волго-Донской канал 14
Волховская ГЭС 158, 161, 181, 251, 260, 294
— *пл.* 323, 329, 368, 556
Волховстрой 12
Вольск *г.* 170
Выг *р.* 162

Габра *вх.* 151
Галейн *г.* (Австрия) 81
Галлето ГЭС 414
Гаронна *р.* 88
Гвадалупе *р.*, *пл.* 465
Гезген *пл.* 236
Гемелинген *пл.* 172
Гергебильская *пл.* 59
Гетеборг *г.* 268

Гильбо *пл.* 251
Гиндукушская *пл.* 251
Горький *г.* 78, 170
Граве *пл.* 537
Грэнд-Кули *пл.* 35, 469
Грин-Ривер *пл.* 260
Гробуа *пл.* 281

Дагестан 59
Девис-Айленд *пл.* 469
Дёрферден *пл.* 376, 378, 389
Джида *р.* 286
Джидиониа *вх.* 151
Дзорагетская ГЭС 158
Дзорагетская *пл.* 422, 443
Диабло *пл.* 161
Длога *пл.* 224
Дмитров *г.* 39
Днепр *р.* 88, 89, 90, 118, 119, 625
Днепровская *пл.* и ГЭС 16, 22, 158, 161, 168, 248, 250, 251, 260, 294, 346, 358, 548, 557.
Днепровский шлюз 327, 329, 331, 381
Днепрострой 12, 35
Дон-Мартин *пл.* 162
Дон *р.* 139, 180, 219
Дунай *р.* 13, 124

Заалах *р.* (Австрия) 87, 172
Запорожье *г.* 16, 22
Земо-Авчальская ГЭС и *пл.* 158, 184, 251, 260, 261, 294, 329
Зибнен *пл.* 464

Иваньковская ГЭС и *пл.* 13, 14, 298, 336, 357, 385, 548
Иерусалим *г.* 22
Иеттенбах *пл.* 236
Изар *р.* 236
Инн *р.* 135, 236
Ирли-Интэйк *пл.* 488
Истон *пл.* 469

Кальмиус *р.* 188
Кама *р.* 139, 249
Камараза *пл.* 148, 248, 470, 489, 490
Камышинская *пл.* 14, 168, 170, 286, 288
Канакирская *пл.* 495
Карамышевская *пл.* 16, 410
Карелия 576
Келли-Бай-Уеш *пл.* 224
Кембс *пл.* 194, 384
Кенско *пл.* 161
Кенигсберг *г.* 114
Кизляр *г.* 78
Каннштатт *пл.* 187
Клостерс *пл.* 469
Кобл-Маунтен *пл.* 160

Ковжа *p.* 106
Колорадо *p.* 160
Кондопожская ГЭС 576
Коновинго *пл.* 259
Корпус Кристи *пл.* 294
Кочетовская *пл.* 170, 219
Краматорская *пл.* 188, 422, 449
Крибштейн *пл.* 186
Кронгфорс *пл.* 471
Кубань *p.* 78, 86, 143, 158, 220
Куйбышевская *пл.* 13, 14, 16, 22, 44, 168
Кулиджа *пл.* 162, 470, 489, 490
Кура *p.* 86, 139, 142, 251
Курбетон *пл.* 539
Кэмберленд *p., пл.* 526

Ладенбург *пл.* 414, 422
Лангман *пл.* 185
Лебринг *пл.* 179, 201
Лек-Плисент *пл.* 162
Ленина им. *пл.* 219
Лех *p.* (Бавария) 85
Лилла Эдет *пл.* 194
Лит *пл.* 297
Локпорт *пл.* 468, 487, 490

Маас *p.* 297
Мадрид *г.* 22
Малка *p.* 285
Маньчжский канал 14, 158
Мариупольская *пл.* 188
Мария-Кристина *вх., пл.* 148
Медден *пл.* 249, 469, 475
Меркфорс-Сольбергфорс *пл.* 302
Мингечаурская *пл.* 220
Мировиц *пл.* 533
Миссисипи *p.* 139, 168, 219, 235
Молога *г.* 168
Монте-Хаке *вх.* 148
Москва-Волга канал 13, 14, 16, 18, 19, 20,
22, 25, 26, 35, 38, 42, 44, 46, 168, 233, 288,
410, 527
Москва *г.* 78
Москва-река 139, 168, 219, 235
Мургаб *p.* 151
Мурмашиная *пл.* 410, 415
Мюлеберг *пл.* 192, 259

Надвоицкая *пл.* 556, 559
Нарорская *пл.* 224
Ниазбекская *пл.* 194
Ниагарский водопад 13
Нива *p.* 14
Нивская 3-я ГЭС 14
Нижнесвирская ГЭС 40
— *пл.* 471, 490, 552, 557
Нил *p.* 22
Норфорсен *пл.* 296

Оберфёринг *пл.* 236
Ока *p.* 94, 224, 632
Ольтен-Гезген *пл.* 194
Остра вица Моравская *p.* 120

Панамский канал 19
Парахибе *p., пл.* 470
Пассирио *p.* 103
Перервинская *пл.* 219, 235, 410
Пернегг *пл.* 179, 194, 236, 302, 367
Персано *пл.* 503
Перэк *пл.* 475
Пит-Ривер *пл.* 187
Поз *пл.* 531, 533
По *p.* 86
Порт-Вилье *пл.* 507
Претциен *пл.* 531
Припяты *p.* 89, 90

Раанасфосс *пл.* 253, 422, 469, 475, 487
Рамплонд *пл.* 469
Ранзерн *пл.* 532, 533
Ревель *г., пл.* 268
Редриж *пл.* 162
Рейн *p.* 13, 90, 120
Рейхенгалль *пл.* 172, 231
Ремпен *пл.* 188, 501
Рибург-Шверштадт *пл.* 369, 547
Рионская *пл.* 324—331—371
Родригец *пл.* 162
Рочестер *пл.* 469, 475, 487
Рыбинское *вх.* 168
Рыбинская ГЭС 13, 14

Самарская лука 14
Сандалка *p.* 576
Сан-Чьяра д'Ула *пл.* 470, 489
Саратов *г.* 170
Саратовский мост 168
Сарран *пл.* 246
Свирская ГЭС 14, 158, 188, 216, 230, 238
278, 281, 285, 286, 287, 288, 294, 300
Свирь *p.* 14, 40, 625
Северный Донец *p.* 171
Селенга *p.* 286
Сен-Габриель *пл.* 161
Сен-Френсис *пл.* - 245
Сиг *вх.* 151
Сикфорс *пл.* 471
Скежит *p.* 161
Скотленд *г.* 297
Сухона *p.* 139
Суэцкий канал 19
Сызранская ГЭС 181, 251, 260, 294
Сюренская *пл.* 234, 371, 385, 547

Таларн *пл.* 249
Тенесси *p.* 181, 249
Тентиковский карьер 39
Тепукс-Тепек *пл.* 248
Терек *p.* 78, 86, 158, 159, 285
Тертер *p.* 14
Тертерская ГЭС 14
Тисса *p.* 124
Тлела *вх.* 151
Точе *p., пл.* 503
Тремп *пл.* 148
Триест *г.* 268
Туапсинка *p.* 77, 81
Тура *p., пл.* 422
Тюльберг *пл.* 380

Углич *г.* 13
Угличская ГЭС 14
Ульяновск *г.* 170

Фаустовская *пл.* 523
Фитчбург *пл.* 259
Форхувудфорсен *пл.* 193
Форт-Пек *пл.* 232
Фреминг *пл.* 259

Хельс-Бер *пл.* 249
Храм *р.* 14
Храмская ГЭС 14

Чено *р., пл.* 503
Чиппева *р., пл.* 259
Чирчик *р.* 14
Чирчикская ГЭС 14, 158, 194
Чирчикская *пл.* 382

Шаваньская *пл.* 162, 565, 616, 618, 620
Шаннон *пл.* 302
Шанси-Пуны *пл.* 194, 369
Шату *пл.* 548
Швейнфурт *пл.* 419
Шексна *р.* 139
Шекснинская *пл.* 507
Шербурн *пл.* 488
Шерман-Айленд *пл.* 295

Эгюзон *пл.* 494
Эддерсейм *пл.* 195
Энгельс *г.* 168
Эттенбах *пл.* 351

Янги-Арыкский головной регулятор 180
Ярославская *пл.* 195

Сдано в набор 2/XI 1937 г. Подписано в печать 23/IV 1938 г. 41¹/₄ печ. л. Формат 72X105¹/₁₆. Индекс С-55-5-2. Изд. № 1255. Уч. № 5055. Уполн. Главлита № Б-43892. Уал. 59,4. Бум. л. 20⁵/₈. Тираж 4.000 Тип. зн. в 1 бум. л. 124352 Заказ № 2665. Отпечатано на бумаге Камской фабрики.

2-я тип. ГОНТИ им. Евг. Соколовой, Ленинград, пр. Кр. Командиров, 29

