

ПРОВ. 1951 г.

СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ИНСТИТУТ ИРРИГАЦИИ

ИРРИГАЦИЯ И ГИДРОТЕХНИКА

№ 5

ЖС-111

САНИИРИ
ТАШКЕНТ

1 9 3 6

Районирование гидротехнических мелиораций поливной зоны Средней Азии.¹

(Окончание)

Объединяя по степени тяжести отдельные типы мелиораций в три группы:

1. Легкие мелиорации — промывки, упорядочение водопользования.

2. Средние мелиорации — промывки со сбросной сетью, редкие коллекторы, редкие коллекторы с промывками, упорядочение водопользования с редкими коллекторами.

3. Тяжелые мелиорации — частые коллекторы с подводящей сетью, частые коллекторы с промывками, дренаж с промывками, получаем следующую картину распространения различных по степени тяжести мелиораций в пределах обарыченной зоны Средней Азии:

Легкие мелиорации	— 820.400 га.
Средние мелиорации	— 1.883.400 га.
Тяжелые мелиорации	— 628.300 га.
Всего мелиораций	3.332.100 га.

Как видно, основное место в мелиорации обарыченного фонда в Средней Азии должны занять среднего качества мелиорации, т. е. промывки со сбросной сетью, редкие коллекторы в различных комплексах.

На втором месте стоят легкие мелиорации и, наконец, тяжелые мелиорации ограничиваются площадью в 628.300 га, т. е. 10,5%, и в том числе дренаж 137.400 га — 2,3% фонда.

Размещаются отдельные категории мелиораций по районам Средней Азии таким образом (см. табл. на стр. 4)

Большая часть обарыченного фонда, не требующего мелиорации, расположена в районах Северной Киргизии, правобережья Чирчика, Дальверзина, в Правобережной, Восточной и Западной Фергане, по Кашка-дарье, в районах Копет-дага и в горных районах.

Легкие мелиорации преобладают по левобережью Чирчика и по Ангрену, по среднему течению Зеравшана, по нижнему течению Сурхан-дарьи и Ширабада, в верхней части Кашка-дарьи, в Гиссарской долине, в Куляб-Пархарском районе, по среднему течению Аму-дарьи.

¹ См. № 4 журнала *Ирригация и гидротехника* за 1936 год.

Степень тяжести

потребных гидротехнических мелиораций по районам Средней Азии (обарыченный фонд)
в %%

Таблица 4

Р а й о н ы	Не треб. мелиораци	Треб. мелиораци	Качество потреб. мелиораци		
			легк.	средн.	тяжел.
1. Север. Киргизия Чу-Талас . . .	75,9	24,1	13,2	10,9	—
2. Чирчик-Ангрен:					
б) правобережье	69,8	30,2	13,8	16,4	—
б) левобережье	12,9	87,1	60,3	2,7	24
в) Ангрен	27,9	72,1	69,7	2,4	—
Итого	40,1	59,9	43,2	8,5	8,2
3. Голод. степь.	11,4	88,3	12,3	5,0	71,0
4. Дальверзин	70,7	29,3	—	29,3	—
5. Фергана:					
а) правобережье	71,7	28,2	1,6	25,7	0,9
б) Восточ. Фергана	65,4	34,6	4,0	30,3	0,3
в) левобережье	35,1	64,9	1,3	37,6	25,4
г) Запад. Фергана	83,1	16,9	1,7	15,2	—
Итого	54,2	45,8	2,5	31,8	11,4
6. Долина Зеравшана:					
а) р-ны Турк. хребта	100	—	—	—	—
б) сред. течение	38,6	61,4	38,6	18,8	4,0
в) Бухарск. оазис	—	100	30,6	53,8	15,6
Итого	31,8	68,2	30,5	29,7	7,9
9. Кашка-дарья	98,8	1,2	1,2	—	—
10. Сурхан-дарья:					
а) верх. и ср. теч	52,0	48,1	32,9	9,1	6,1
б) ниж. течение	—	100	76,8	—	23,2
Итого	39,5	60,5	43,5	6,9	10,2
11. Южн. Таджикист.:					
а) Гиссарск. долина	27,2	72,8	35,6	29,4	7,8
б) Вахшская дол.	17,6	82,4	24,9	53,3	4,2
в) Куляб-Пархар	36,8	63,2	53,5	9,7	—
Итого	25,8	74,2	35,4	38,7	5,1
12. Сред. теч. Аму-дарья	7,0	93,0	37,0	56,0	—
13. Низовья Аму-дарья:					
а) Южн. Хорезм	—	100	—	69,5	30,5
б) Север. Хорезм	—	100	—	100	—
Итого	—	100	—	79,4	20,6
14. Мургаб-Теджен	59,3	40,7	5,2	28,6	6,9
15. Копет-даг	78,7	21,3	21,3	—	—
16. Атрек	—	100	—	52,3	47,7
17. Горные районы	94,2	5,8	5,8	—	—
Средн. Азия	44,6	55,4	13,6	31,3	10,5

Средние мелиорации приходятся, главным образом, на районы Левобережной, Правобережной и Восточной Ферганы, Бухарского оазиса, среднего течения Аму-дарьи, Южного и Северного Хорезма, Вахшской долины, Мургаб-Теджена и Атрека.

Тяжелые мелиорации в основном сосредоточиваются в Голодной степи, в Левобережной Фергане, по Атреку и частично в Бухарском оазисе, в левобережье Чирчика-Ангрена, в Куляб-Пархарском районе и в Южном Хорезме.

Остановившись на анализе размещения и распространения тяжелых мелиораций и, в частности, дренажа, мы констатируем, что тяжелые мелиорации, главным образом, необходимы в Голодной степи, Фергане, Бухаре и Южном Хорезме, частично по Чирчик-Ангрену, по среднему течению Зеравшана, по Сурхая-дарье, в Южном Таджикистане, по Мургаб-Теджену и на Атреке.

Удельный вес тяжелых мелиораций и их концентрация по отдельным районам Средней Азии

Таблица 5

Районы	Тяжелые мелиорации в га				В ‰ к Ср. Азии	
	VI	VII	III	Итого	тяж. мелior.	дренаж
Сев. Киргизия	—	—	—	—	—	—
Чирчик-Ангрен	25300	—	—	25300	4	—
Голод. степь	—	103300	25000	128300	20,5	18,2
Дальверзин	—	—	—	—	—	—
Фергана	—	48400	65600	114000	18,2	47,7
Ср. теч. Зеравш	9000	6200	—	15200	2,4	—
Бухара	—	20200	25200	45400	7,2	18,4
Сурх.-дарья	7200	—	8800	16000	2,5	6,4
Ширабад	—	—	—	—	—	—
Южн. Тадж.	8500	—	2600	11100	1,8	1,9
Ср. теч. Аму-дар.	—	—	—	—	—	—
Южный Хорезм	—	226900	—	226900	36,1	—
Сев. Хорезм	—	—	—	—	—	—
Мургаб-Теджен	16400	—	10200	26600	4,2	7,4
Копет-даг	—	—	—	—	—	—
Атрек	19500	—	—	19500	3,1	—
Горн. районы	—	—	—	—	—	—
Средн. Азия	85900	405000	137400	628300	100	100

Северная Киргизия, Дальверзин, Кашка-дарья, Куляб-Пархар, среднее течение Аму-дарьи, Сев. Хорезм, Копет-даг и горные районы совершенно не нуждаются в тяжелых мелиорациях. Потребность же в дренаже, как видно, ощущается только в районах — Голодная степь, Левобережная Фергана, Бухарский оазис, низовья Сурхан-дарьи и Ширабада, Южный Таджикистан и Мургаб-Теджен.

На долю трех оазисов — Ферганы, Бухары и Голодной степи — приходится 84,3% всех необходимых дренажных работ в Средней Азии.

Следует, однако, отметить, что Южный и Северный Хорезм, не нуждаясь в дренаже, испытывают острую необходимость в работах по регулированию и коренному переустройству ирригационных систем, по обвалованию реки Аму-дарьи и по разгрузке паводков этой весьма неустойчивой водной артерии.

Огромный практический интерес представляет размещение земель, нуждающихся в тех или иных мелиорациях, в пределах эксплуатируемого и неиспользуемого секторов обарыченной территории в отдельности.

В первом—эксплуатируемом секторе, установление потребных типов мелиорации будет иметь чрезвычайно важное значение для уяснения и осуществления актуальнейшей задачи повышения урожайности, во втором—неиспользуемом секторе, определяемые типы мелиораций покажут пути изболее эффективного и целесообразного освоения пустующих внутри оазисов земель, весьма необходимого для полного введения севооборотов, расширения посевов продовольственных и кормовых культур без снижения хлопкового клина.

По Средней Азии потребность в мелиорации в эксплуатируемом и неиспользуемом секторах обарыченного фонда нами ориентировочно определена в размере:

	Общая площадь брутто	Из них требующ мелиор.	В том числе			В т. числе дренаж	Не треб. мелиор. ац
			легк.	средн.	тяжел.		
Валовой обары- чен. фонд . . .	6023600	3332100	820400	1883400	628300	137400	2691500
Используем. часть	3367000	1567000	487200	928700	151100	20300	180000
Неиспользуемая часть	2656600	1765100	333200	954700	477200	117100	891500

Если используемая часть обарыченного фонда составляет 56%, то площадь земель, требующих мелиораций, в эксплуатируемом секторе определяется в 46,2 % от всех земель обарыченного фонда, нуждающихся в мелиорации.

При этом, как правило, в пределах используемого фонда размещаются наиболее простые мелиорации: легкие мелиорации — 59,4%, тогда как в неиспользуемой части обарыченного фонда преобладают тяжелые мелиорации (76,7%). В частности, из площади 490.900 га валового обарыченного фонда Средней Азии, требующей сооружения частых коллекторов, 360.300 га приходится на неиспользуемую часть и только 130.600 га на используемые земли.

По дренажу площадь 137.400 га распределяется соответственно на 117.100 га и 20.300 га.

Итак, в общих чертах мелиоративные мероприятия должны быть:

1. В пределах используемого сектора — по линии промывок, сбросной сети, упорядочения водопользования и редких коллекторов и значительно реже по пути применения тяжелых мелиораций (частые коллекторы, дренаж — 8,7% от всех мелиораций).

2. В пределах неиспользуемого сектора, — наряду с применением простых мероприятий, по линии частых коллекторов и дренажа 22,1% от всех мелиораций).

Таблица 6 (% % тыс)

Республики	Категория земель	Типы потребных мелнораций										Валовой общарщ. фонд	Итого треб. мелнор.	VII не треб. мелнор.	Удельный вес И и Н от валовой общарщ. фонда				Валовой общарщ. фонд	VII не треб. мелнор.	Валовой общарщ. фонд			
		I	II	III	IV	V	VI	V—I	VI—I	IV—V					Легкие	Средние	Тяжелые							
										IV—V	IV—V													
Узбекская ССР	В	9,6	7,6	7,0	18,4	15,2	2,5	11,4	14,6	13,7	58,0	42,0	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	И	12,0	9,4	1,9	19,4	19,7	1,8	13,8	8,6	13,4	55,6	44,4	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	Н	6,1	5,0	14,8	16,9	8,3	3,5	7,6	23,5	14,3	61,6	38,4	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Туркменская ССР	В	13,6	33,7	1,3	9,4	8,9	4,7	—	12,3	16,1	63,7	36,3	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	И	12,4	35,8	0,3	12,6	5,2	2,8	—	—	30,9	59,3	40,7	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	Н	14,2	32,7	1,8	8,4	10,4	5,4	—	17,3	9,8	65,7	34,3	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Таджикская ССР	В	6,4	19,4	3,5	38,9	25,1	4,1	2,6	—	—	44,8	55,2	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	И	10,5	5,5	—	62,0	15,8	2,2	4,0	—	—	31,0	69,0	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	Н	2,0	31,3	6,5	18,8	33,2	5,8	1,5	—	—	72,5	27,5	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
К.-Калпакск. АССР	В	—	15,2	—	—	—	—	9,5	2,4	72,9	100	—	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	И	—	19,6	—	—	—	—	—	—	80,4	100	—	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	Н	—	13,4	—	—	—	—	13,2	3,4	70,0	100	—	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Киргизск. АССР	В	—	25,4	—	52,2	12,4	—	—	—	—	13,5	86,5	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	И	—	23,8	—	60,6	15,6	—	—	—	—	9,5	90,5	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	Н	—	27,2	—	64,2	8,6	—	—	—	—	27,2	72,8	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Средняя Азия	В	8,6	16,3	4,2	16,4	11,9	2,6	7,4	10,8	21,8	55,0	45,0	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	И	10,4	14,5	1,3	21,0	15,4	1,7	9,3	5,7	20,7	46,2	53,8	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	Н	7,0	17,9	6,8	12,3	8,9	3,4	5,7	15,3	22,7	66,0	34,0	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Казахск. ССР	В	—	—	—	—	—	—	—	100	—	100	—	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	И	—	—	—	—	—	—	—	100	—	100	—	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	Н	—	—	—	—	—	—	—	100	—	100	—	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

V. Мелиоративное районирование Средней Азии и очередность мелиоративных объектов

Сравнительное изучение факторов и причин засоления и заболачивания по отдельным оазисам, ирригационным районам Средней Азии позволяет наметить схематично, по преобладающим типам мелиорации следующие мелиоративные районы:

I. Районы промывок со сбросной сетью (простых мелиораций): нижнее течение Сурхана и Ширабад (валовая обарыченная площадь $P = 37900$ га; площадь, требующая мелиорации, $P_1 = 37900$ га, из них требующих промывок без сбросной сети $P_{II} = 29180$ га), Копет-даг ($P = 241900$ га, $P_1 = 51600$ га, $P_{II} = 51600$ га), районы Кашка-дарья ($P = 398700$ га, $P_1 = 5100$ га, $P_{II} = 5100$ га), Дальверзин ($P = 58700$ га), $P_1 = 17200$ га, все требующие промывок со сбросной сетью), Мургаб-Теджен ($P = 386200$ га, $P_1 = 157500$ га, из них требующих промывок и промывок со сбросной сетью 102000 га), Атрек ($P = 40800$ га, $P_1 = 40800$ га, из них требующих промывок со сбросной сетью 21300 га) Западная Фергана ($P = 71800$ га, $P_1 = 12100$ га; вся площадь требует промывок и промывок со сбросной сетью).

Районы характеризуются в основном: уклоны местности от 0,002 до 0,0002 с преобладанием нижних пределов; почвы: суглинки, глины, дренирующий слой (галечники, пески, супеси) залегает на глубине 0,5—5—4 м; близкое от поверхности залегание грунтовых вод в вегетационный период грунтовые воды различной минерализации — от 0,5 до 37—60 гр/лит (Атрек), отток грунтовых вод незначителен; повышение уровня грунтовых вод происходит от взаимодействия грунтового потока с гор и фильтрации вод из русел источников орошения, из ирригационной сети и полей. Основные причины и факторы засоления — сравнительно близкое залегание уровня грунтовых вод, слабый их отток и высокое испарение (от 1000 до 2200 мм в год).

Для борьбы с засолением рекомендуются в основном промывки и устройство сбросной сети, имея в виду возможность использования близкого залегания дренирующего слоя для отвода и понижения уровня грунтовых вод.

II. Районы упорядочения водопользования (простых мелиораций) северная часть Киргизии ($P = 350100$ га, $P_1 = 84200$ га, $P_{II} = 46100$ га) Ангрен ($P = 74300$ га, $P_1 = 53700$ га, $P_{II} = 51900$ га) — Куляб - Пархар ($P = 41000$ га, $P_1 = 25900$ га, $P_{II} = 21900$ га), горные районы ($P = 536000$ га, $P_1 = 31500$ га, $P_{II} = 29200$ га).

Районы характеризуются в основном: уклоны местности в среднем 0,005 и выше; почвы — суглинки, подстилаемые галечниками на глубине 0,5—3,5—7 м; почвы не засолены; грунтовые воды в вегетационный период бывают на отдельных участках близки к поверхности; грунтовые воды в основном пресные, отток грунтовых вод удовлетворительный; максимум стояния грунтовых вод обычно совпадает со временем прохождения паводков; фильтрация поверхностных вод в сети и руслах рек интенсивная, к периферии систем уровень грунтовых вод падает на значительную глубину; системы неинженерного типа.

Основные причины и факторы заболачивания отдельных территорий районов — близость грунтовых вод, обусловленная интенсивной фильтрацией воды на полях и в ирригационных каналах и в руслах рек, связанной во времени с режимом источников орошения.

Для борьбы с заболачиванием рекомендуются мероприятия по упорядочению водопользования (твердые нормы поливов, армирова-

ние и необходимое переустройство систем и др.), каковые должны уменьшить поступление воды в каналы и сеть, уменьшить фильтрацию в сети и каналах и, следовательно, снизить уровень стояния грунтовых вод.

III. Районы редких коллекторов (средних мелиораций): Правобережная Фергана ($P = 138800$ га, $P_1 = 39200$ га, из них требующих редких коллекторов $P_{II} = 22400$ га). Восточная Фергана ($P = 346200$ га, $P_1 = 120000$ га, $P_{II} = 104200$ га).

Районы характеризуются: уклоны местности от 0,06 до 0,001; почвы—хрящеватые суглинки; глубина дренирующего слоя (галечники и пески) 1—2 м; глубина грунтовых вод в вегетационный период достигает среднего замечания; минерализация грунтовых вод 0,2—0,85—1,6 гр/л с содержанием хлора 0,07 гр/л; отток грунтовых вод удовлетворителен; наблюдающийся максимум стояния грунтовых вод обусловлен грунтовым потоком воды с гор и фильтрацией поливной воды на полях и в каналах; ирригационные системы в целом полунинженерного типа.

Основные причины и факторы заболачивания отдельных территорий районов—близость грунтовых вод, обусловленная притоком вод со стороны и фильтрацией воды на ирригационных системах; незначительное засоление обязано притоку минерализованных грунтовых вод. Для борьбы с заболачиванием и косвенно с засолением рекомендуется устройство редких коллекторов для понижения уровня грунтовых вод, в связи с своеобразным характером почв и близостью дренирующего слоя.

IV. Районы редких коллекторов и упорядочения водопользования (средних мелиораций). Правый берег Чирчика ($P = 128100$ га, $P_1 = 38700$ га, из них P_{II} —упорядочение водопользования 17600 га и P_1 —редкие коллекторы 21100 га), верхнее и среднее течение Сурхана ($P = 119600$ га, $P_1 = 57400$ га, из них P_{II} —упорядочение водопользования 28700 га и P_{II} —редкие коллекторы 10900 га), среднее течение Зеравшана ($P = 375200$, $P_1 = 230200$, в том числе упорядочение водопользования—144500, редкие коллекторы—69300), Гиссарская долина ($P = 103400$, $P = 75300$, в том числе упорядочение водопользования—36900, редкие коллекторы—30300 га).

Районы характеризуются: уклоны местности от 0,01 до 0,005; почвы—суглинки и глины; глубина дренирующего слоя (галечники, пески) 1—2—3 м; глубина грунтовых вод в вегетационный период незначительна; максимум стояния грунтовых вод совпадает со временем прохождения паводков; высокое стояние грунтовых вод обусловлено явлениями фильтрации из рек и каналов ирригационных систем; отток грунтовых вод удовлетворительный; грунтовые воды, как правило, пресные; ирригационные системы полунинженерного и неинженерного типа.

Основные причины и факторы заболачивания отдельных территорий районов—близость грунтовых вод, обусловленная фильтрацией воды из реки ирригационных каналов и наличием малопроницаемых почв.

Для борьбы с заболачиванием рекомендуется на верхних участках систем преимущественно урегулирование водопользования (твердые нормы поливов, ограничение забора воды ирригационными каналами) в целях уменьшения притока вод в грунт и понижения уровня грунтовых вод; на нижних участках рекомендуется преимущественное устройство редких коллекторов для понижения уровня грунтовых вод, учитывая наличие близкого залегания хорошо дренирующего слоя на заболоченных территориях.

V. Районы частой коллекторной сети и упорядочения водопользования (простых и тяжелых мелиораций): левый берег Чирчика ($P = 105400$ га, $P_1 = 91800$ га: из них P_{II} — упорядочение водопользования 63700 га, и P_{II} — частая коллекторная сеть 25300 га).

Районы характеризуются: уклоны местности 0,005—0,001—0,0001; почвы—суглинки, глины; глубина дренирующего слоя (суглинки, пески и галечники) 1,5—2 и до м; глубина грунтовых вод в вегетационный период местами весьма незначительная; максимум падает по времени с паводковым периодом; высокое стояние грунтовых вод обусловлено притоком вод с гор, фильтрацией из рек и из ирригационной сети; отток грунтовых вод незначительный; грунтовые воды—пресные; ирригационные системы—неинженерного типа.

Основные причины и факторы заболачивания—близость грунтовых вод, незначительные уклоны (0,0001) для нижних участков систем, плотные малопроницаемые грунты и незначительный отток при наличии постоянного притока вод со стороны и из ирригационных систем.

Для борьбы с заболачиванием на отдельных участках районов рекомендуется упорядочение водопользования там, где особенно сказывается влияние прохождения паводков (в смысле дебита) и поступление излишков воды в системы; наличие плотных грунтов, слабого оттока грунтовых вод, залегание дренирующего слоя до 3 м глубины и поступление вод со стороны, как постоянного фактора, требуют устройства частой заглубленной коллекторной сети.

VI. Районы промывок сбросной и коллекторной сети различной густоты и упорядочения водопользования: Вахш ($P = 7\ 000$ га, $P_1 = 61000$ га, из них P_{II} — упорядочение водопользования 6900 га, промывки и промывки со сбросной сетью 33600 га, редкие коллекторы—17500 га), среднее течение Аму-дарьи ($P = 285200$ га $P_1 = 265400$ га, из них P_{II} — упорядочение водопользования 72200 га и промывки со сбросной сетью 153200 га, редкие коллекторы—40000 га), Южный Хорезм ($P = 746400$ га, $P_1 = 746400$ га, из них P_{II} — упорядочение водопользования с редкими коллекторами 482200 га, частые коллекторы с промывками—226900 га, промывки со сбросной сетью—37300 га). Северный Хорезм ($P = 352700$ га, $P_1 = 352700$ га, из них P_{II} — упорядочение водопользования с редкими коллекторами 231900 га, редкие коллекторы с промывками 46500 га, промывки со сбросной сетью—74300 га).

Районы характеризуются: уклоны местности от 0,002—0,00015; почвы—суглинки, глины, супеси; глубина дренирующего слоя (суглинки и пески, речной песок) 1—4 м, глубина грунтовых вод в вегетационный период различна, местами бывая у поверхности и достигая значительных величин; максимум стояния грунтовых вод совпадает по времени с периодом стояния высоких горизонтов в реке; высокое стояние грунтовых вод обуславливается избыточным забором воды в систему; фильтрацией в сети и на полях и разливами рек; отток вод неудовлетворительный, а в Хорезме отсутствует; минерализация грунтовых вод 0,4—1,3—8,1—15—19,1 гр/л, с содержанием хлора 0,08—0,5—4—7,5 гр/л.

Основные причины и факторы засоления—близость грунтовых вод, их минерализованность, наличие испарения (1470—2200 мм в год); отсутствие необходимых уклонов оттока, неурегулированность водного источника и поступление излишней воды в системы, вызывает повышение уровня грунтовых вод.

Для борьбы с засолением рекомендуется, как одна из первых мер, урегулирование водопользования: сокращение подачи воды в си-

стемы до минимума, борьба с разливами реки, прорывами берегов и пр.; мероприятия по понижению уровня грунтовых вод заключаются в устройстве редких коллекторов или частой коллекторной сети в зависимости от уклонов, свойств грунтов, глубины залегания водопроводящих слоев (конкретно в каждом отдельном случае); близкое залегание песков, как подстилающих грунтов, допускает возможность иногда ограничиться устройством сбросной сети, используемой при промывках.

VII. Районы частой коллекторной сети и дренажа с промывками (тяжелых мелиораций): левобережная Фергана ($P = 439200$ га, $P_1 = 285100$ га, из них P_{11} — частая коллекторная сеть с промывками 48400 га, дренаж с промывками 63400 га), Бухарский оазис ($P = 291900$ га, $P_1 = 291900$ га, P_{11} — частая коллекторная сеть с промывками 20200 га, дренаж с промывками 25200 га, промывки со сбросной сетью 186300 га), Голодная степь ($P = 179900$ га, $P_1 = 159500$ га, P_{11} — частая коллекторная сеть с промывками 103300 га, дренаж с промывками 25000).

Районы характеризуются: уклоны местности 0,002 — 0,0004; почвы — суглинки, глины; глубина дренирующего слоя (пески, галечники) 1—2—3 м. В Голодной степи галечники на глубине свыше 50 м. Глубина грунтовых вод в вегетационный период имеет разное значение, приближаясь местами близко к поверхности максимум наблюдается в феврале, апреле; высокое стояние грунтовых вод вызывается явлениями фильтрации из каналов ирригационных систем, наличием грунтового тока воды от источника орошения и с гор; отток незначительный и по Голодной степи почти отсутствует; минерализация грунтовых вод 0,2—1,5—7,7 гр/л при хлоре 0,07—0,2—0,6 гр/л.

Основные причины и факторы засоления — близость грунтовых вод, их минерализация, наличие испарения (1700—1800 мм в год), малопроницаемость почв, малые уклоны, отсутствие оттока; поступление в грунт излишней воды из систем и со стороны, вызывающих повышение уровня грунтовых вод.

Для борьбы с засолением рекомендуется устройство водоотводящей коллекторной сети, частой и заглубленной собирательной сети (вследствие малой водопроницаемости грунтов, малых уклонов и максимума стояния грунтовых вод перед началом пахоты). Устройство закрытого дренажа рекомендуется на отдельных участках с уклонами не менее 0,001 при весьма малопроницаемых почвах.

1. Указанные семь крупных мелиоративных районов установлены по преобладающему типу мелиораций, но включают площади и микрорайоны различных типов мелиораций. Например, по Вахшу: валовой обарыченный фонд — 74000 га; в нем земель, требующих мелиораций, 61000 га, эти земли разбиваются по типам мелиораций следующим образом: промывки 11500 га; промывки со сбросной сетью — 22100 га, дренаж с промывками 2600 га, упорядочение водопользования 6900 га, редкие коллекторы 17500 га, частая коллекторная сеть 400 га).

2. Районы, в основном не требующие мелиораций: район рек Туркестанского хребта, Северной Киргизии, Кашка-дарья, Дальверзин, Правобережная Фергана, Западная Фергана, Копет-даг, правобережье Чирчика, располагаются или в северных, или в предгорных частях Средней Азии, обычно по верхнему и частично по среднему течению рек. Общая их площадь $P = 1388300$ га (в том числе требующие мелиораций — 248100 га), что составляет от всех земель, не требующих мелиораций — 2691500 га 51,6%.

3. Районы, нуждающиеся в тех или иных мелиорациях, размещаются в южных и равнинных зонах по среднему и нижнему течению крупных рек.

4. В большинстве мелиоративных районов господствующими типами мелиораций из всего числа земель Средней Азии, требующих мелиораций в 3332100 га, будут: упорядочение водопользования с редкими коллекторами (714100 га), только упорядочение водопользования (538800 га), промывки со сбросной сетью (533600 га), промывки с частой коллекторной сетью (405000 га), редкие коллекторы (392100 га), редкие коллекторы с промывками (243600 га).

5. Основные и крупнейшие хлопковые районы Средней Азии: Голодная степь, Левобережная Фергана, Бухарский оазис, Южный Хорезм расположены в районах применения наиболее тяжелых мелиораций, частой коллекторной сети с промывками и частично дренажа.

6. Основное направление мелиораций орошаемых районов Средней Азии должно идти по линии сооружения систем коллекторов различной густоты с применением промывок и с упорядочением водопользования.

7. Дренаж с промывками найдет частичное применение исключительно в низовых частях ирригационных систем и в основных хлопковых районах (Левобережная Фергана, Бухарский оазис, Голодная степь).

8. Как правило, борьба с засолением и заболачиванием требует для основных хлопковых районов осуществления различного комплекса гидротехнических мелиораций, с преобладанием применения против засоления промывок, промывок со сбросной сетью и дренажа, а против заболачивания—упорядочения водопользования и сети коллекторов.

9. Собственно мелиоративные мероприятия (коллекторы, дренаж, сбросная сеть) должны осуществляться в полной и тесной увязке с мероприятиями по регулированию водопользования.

10. Исходя из значимости отдельных районов и степени влияния факторов засоления и заболачивания на состояние районов, мы намечаем следующую очередность мелиоративных объектов:

а) районы первой очереди—Левобережная Фергана, Бухарский оазис (с Каракульским районом), Голодная степь, Южный Хорезм, среднее течение Аму-дарьи, Вахш;

б) районы второй очереди—все остальные.

Разумеется, что осуществление мелиоративных мероприятий должно быть в первую голову направлено на эксплуатируемую орошаемую площадь и начато с основных, решающих мероприятий. Улучшение же земель неиспользуемой части обарыченного фонда необходимо будет связывать с задачей их орошения и освоения.

Затраты на мелиорацию дадут крупнейший народохозяйственный эффект—огромное возрастание урожайности и продукции на мелиорируемой площади эксплуатируемых земель Средней Азии в 1.240 тыс. аг (брутто 1.550.170 га) и возможность прироста орошаемых используемых земель в 1.380 тыс. га (брутто 1.729.637 га), не говоря уже об улучшении санитарных условий, повышении производительности труда и снижении затрат населения по борьбе с засолением и заболачиванием.

Вне всякого сомнения, что один прирост урожайности (на 30—50%), окупит затраты на 1 га эксплуатируемых земель. Что возможности повышения урожайности после мелиорации и понижения уровня грунтовых вод велики, доказывают следующие данные (из работы Федченковской зональной станции—см. рабочая гипотеза Сазгипровода по Фергане—1932 г.).

1. В Египте, при среднем уровне грунтовых вод в 3 м, собираются урожаи в 62 п. с гектара. При повышении грунтовых вод до 2 м — урожаи падают до 60 п. и далее соответственно:

при повышении до 1 м — 32 п.

до 0,5 м — 17 п.

2. В Голодной степи, по данным Бушуева, урожайность хлопка в зависимости от глубины залегания грунтовых вод составляла:

0,5 арш. — 27 п.

1,25 — 52 п.

2 — 152 п.

По данным Ферганской зональной станции в Федченко, на тяжелых землях с высоким стоянием грунтовых вод, где снимались урожаи не более чем 6,5 центнера, после проведения коллекторной сети на 3-й год урожайность повысилась до 12,5 центнера, т. е. на 100%.

В заключение следует указать на то, что недостаточная исследованность мелиоративных районов Средней Азии вызывает необходимость:

1. Дальнейшего изучения и уточнения характера и размеров необходимых в них мелиораций.

2. Систематического изучения имеющегося мелиоративного опыта у нас в Союзе и за пределами его.

3. Объединения в одной организации и дальнейшего развития опытно-мелиоративного дела.

4. Организации центральной мелиоративной лаборатории в Ташкенте по изучению водных свойств почво-грунтов и мелиоративных районов Средней Азии.

5. Изучения производственного опыта совхозов и колхозов по мероприятиям орошаемых земель.

6. Широкой организации изучения дренажа в производственной обстановке, параллельно с развитием мелиоративных работ.

Применение метода математической статистики к многолетнему регулированию стока при переменном потреблении

Применение теории вероятностей к расчету многолетнего регулирования речного стока в условиях постоянного потребления в основном разработано инж. С. Н. Крицким и инж. И. Ф. Менкель и опубликовано в трудах ВИС'у (Гидротехнический сборник № 4 1932 года). Управление Нижне-Волго-проекта в своих работах по местному стоку столкнулось с необходимостью применить тот же метод к расчету многолетней емкости водохранилища в условиях переменного по годам потребления. Ниже приводится краткое изложение этого способа в свете конкретного разрешения задачи на одном из водохранилищ в системе притоков Средней Волги

Многолетнее регулирование стока при постоянном потреблении

На рис. 1 расположены в хронологическом порядке данные о стоке реки за несколько лет. Из этого графика видно, что чередование маловодных лет по отношению к средней норме стока разнообразно — имеются провалы одногодичные, двухгодичные, трехгодичные и т. д. Очевидно, что при расчете емкости водохранилища необходимо установить такое сочетание маловодных лет, которое дает максимальный дефицит, так как данный ряд прямых наблюдений обычно непродолжителен, следовательно и не исчерпывает возможных сочетаний маловодных лет, то приходится прибегать к методам математической статистики, позволяющей, наряду с имеющимися данными, учитывать еще и наиболее вероятные.

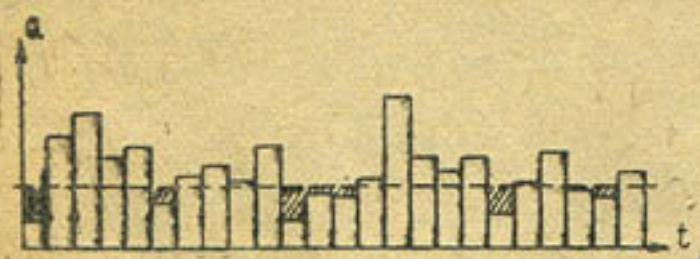


Рис. 1

Очевидно, что при расчете емкости водохранилища необходимо установить такое сочетание маловодных лет, которое дает максимальный дефицит, так как данный ряд прямых наблюдений обычно непродолжителен, следовательно и не исчерпывает возможных сочетаний маловодных лет, то приходится прибегать к методам математической статистики, позволяющей, наряду с имеющимися данными, учитывать еще и наиболее вероятные.

Положим, что имеются данные о расходах или модулях стока за ряд лет $q_1, q_2, q_3, q_4, \dots, q_t$

$$\text{Средняя норма стока } q = \frac{q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_t}{t}$$

Соответственные модульные коэффициенты определяются

$$K'_1 = \frac{q_1}{q}; K'_2 = \frac{q_2}{q}; K'_3 = \frac{q_3}{q} \dots K'_t = \frac{q_t}{q}$$

Среднее значение $K^1 = 1$.

Для простоты решения задачи предполагаем, что потребление для каждого года постоянно и равно средней норме стока $K' = 1$, что отвечает коэффициенту зарегулирования $\alpha = 1$. В таком случае дефициты потребления одногодичных, двухгодичных и вообще n -годичных провалов могут быть выражены в следующем виде:

Для одногодичных провалов:

$$Z'_1 = (1 - K'_1); Z'_2 = (1 - K'_2); Z'_3 = (1 - K'_3);$$

или в общем виде

$$Z'_i = 1 (1 - K'_i).$$

Для двухгодичных провалов:

$$Z''_1 = (1 - K'_1) + (1 - K'_2) = 2 \left(1 - \frac{K'_1 + K'_2}{2} \right) = 2 (1 - K''_1);$$

или в общем виде

$$Z''_i = 2 (1 - K''_i).$$

По аналогии с предыдущим можно написать, что дефицит потребления для трехгодичных провалов равен:

$$Z'''_1 = 3 (1 - K'''_1)$$

$$\text{где } K''_1 = \frac{K'_1 + K'_2 + K'_3}{3}; K'''_1 = \frac{K'_1 + K'_2 + K'_3 + K'_4}{4}; \dots \text{ и т. д.}$$

Общее выражение для определения дефицита n -годичных провалов напишется в виде:

$$Z^n_i = n (1 - K^n_i) \dots \dots \dots (1)$$

На основе модульных коэффициентов одногодичного ряда $K'_1, K'_2, K'_3, \dots, K'_t$ получаем систему осредненных модульных коэффициентов:

двухгодичных рядов $K''_1, K''_2, K''_3, \dots, K''_t$

трехгодичных рядов $K'''_1, K'''_2, K'''_3, \dots, K'''_t$

n -годичных рядов $K^n_1, K^n_2, K^n_3, \dots, K^n_t$

Модульные коэффициенты одногодичного ряда $K'_1, K'_2, K'_3, \dots, K'_t$ характеризуются кривой обеспеченности, параметры которой равны: коэффициентом вариаций

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_1^t (K'_i - 1)^2}{t}} \dots \dots \dots (2)$$

коэффициент асимметрии

$$C_s = \frac{\sum_1^t (K'_i - 1)^3}{t C_v^3} \dots \dots \dots (2')$$

Инженером Алдан Фостером составлена общезвестная таблица при $C_v = 1$ для получения модульных коэффициентов при различных соотношениях $C_s = \gamma C_v$, где γ может иметь значения от 0 до 2,0;

для прямолинейной зависимости $\gamma = 0$; при $\gamma > 2$ кривые обеспеченности меняются главным образом на концах, почему и пользуются пределом $\gamma = 2$.

Для средних двухгодичных, трехгодичных и вообще n -годичных рядов соответствующие значения C_v^n и C_s^n определяются по формуле

$$C_v^n = \frac{C_v'}{\sqrt[n]{n}}; \quad C_s^n = \frac{C_s'}{\sqrt[n]{n}} \dots \dots \dots (3)$$

где C_v' и C_s' — параметры одногодичных рядов.

Необходимо отметить, что случайного подбора годовых модульных коэффициентов в рассматриваемом n -лети быть не может. Это следует из самой структуры осредненных модульных коэффициентов, а именно:

Для первого года — $K_1' = K_1'$

Для второго года — $K_2' = 2K_2'' - K_1'$

Для третьего года — $K_3' = 3K_3''' - 2K_2''$

По аналогии для n -го года — $K_n' = n K_n^n - (n-1) K_{n-1}^{n-1} \dots$ (4)

Таким образом модульные коэффициенты K_1', K_2', K_3' и т. д., входящие в состав расчетного n -летия, связаны между собой определенной зависимостью по уравнению (4). В соответствии с этой зависимостью вполне уместным является предложение инж. П. А. Ефимовича для определения значения C_v^n по формуле, примененной им при расчетах Истринского водохранилища.

$$C_v^n = \frac{C_v'}{n} \sqrt[n]{1 + 2r_1 \frac{n-1}{n} + 2r_2 \frac{n-2}{n} + 2r_3 \frac{n-3}{n} \dots} \quad (5)$$

В этой формуле r_1, r_2, r_3 — коэффициенты корреляции, величин стока: r_1 — для соседних лет, r_2 — через год, r_3 — через 2 года.

По Ефимовичу $r_1 = 0,30$, $r_2 = 0,15$, $r_3 = 0,07$ для европейских рек. Профессор А. В. Огиевский в своей статье „О расчете многолетнего регулирования стока“, помещенной в журнале Гидротехническое строительство № 4 за 1935 год, указывает, что значения C_v^n по Ефимовичу превосходят получаемые по формуле (2), а именно: при $n = 2$ на 14%, при $n = 3$ на 22%, при $n = 4$ на 27%, при $n = 5$ на 31% и при $n = 6$ на 33%.

Это обстоятельство свидетельствует о преуменьшенности показателей при определении дефицита потребления по методу инж. Менкель и Крицкого.

Остановливаясь далее на определении C_v' и C_s' для одногодичных рядов, следует иметь в виду, что при отсутствии прямых гидрометрических наблюдений может быть использована для этой цели формула Д. Л. Соколовского.

$$C_v' = a - 0,063 \cdot \lg (F + 1) \dots \dots \dots (6)$$

где a — климатический параметр, значение которого определяется по карте изолиний,

F — площадь исследуемого бассейна в кв. км;

0,063 — коэффициент линейной регрессии C_v и $\lg (F+1)$.

Применение формулы (6) для крупных бассейнов может дать неточность порядка 10%, для малых же бассейнов эта ошибка значительно возрастает.

Для устойчивого значения C_v необходимо наличие прямых гидротехнических показателей не менее 15 лет. Для C_s эта цифра возрастает до 100 лет, вследствие чего приходится применять указанное выше предельное соотношение для определения C_s , т. е. $C_s = 2C_v$, так сказать, в запас прочности.

Нахождение дефицита объема многолетнего регулирования ведется в пределах заданной обеспеченности, поэтому модульные коэффициенты n -годовых рядов берутся только заданной обеспеченности, отбрасывая более низкие. В таком случае формула (1) для нахождения дефицита приобретает вид:

$$Z^n = n(1 - K_p^n) \dots \dots \dots (7)$$

Практическое разрешение задачи определения дефицита емкости следующее. Положим, что имеется средний многолетний годовой объем стока $M = 43,58 \cdot 10^6 \text{ м}^3$.

Коэффициент вариаций $C_v = 0,432$; $C_s = 1,5 C_v$.

Обеспеченность для стоковых расчетов принята $p = 80\%$.

Пользуясь таблицей А. Фостера, составляем таблицу 1, в которой выписываются для различных n соответствующие значения C_v^n , C_s^n и K_p^n для $p = 80\%$. В последней графе даются дефициты объема для различных n по формуле (7).

Таблица 1

Число лет	V_n	C_v^n	C_s^n	K_p^n	$Z^n = n(1 - K_p^n)$
1	2	3	4	5	6
1	1,000	0,432	0,648	0,629	$Z^I = 0,371$
2	1,414	0,306	0,459	0,739	$Z^{II} = 0,522$
3	1,732	0,250	0,375	0,788	$Z^{III} = 0,636$
4	2,000	0,216	0,324	0,816	$Z^{IV} = 0,736$
5	2,236	0,196	0,289	0,836	$Z^V = 0,820$
6	2,449	0,176	0,264	0,850	$Z^{VI} = 0,900$
7	2,645	0,163	0,244	0,862	$Z^{VII} = 0,966$
8	2,828	0,153	0,229	0,870	$Z^{VIII} = 1,040$

По полученным данным (графа 6 табл. 1) строится кривая дефицита объемов АВ по отношению к средней норме стока $K=1$, чему соответствует коэффициент зарегулирования $\alpha=1$. На оси абсцисс (рис. 2) отложены числа лет $n=1$, $n=2$. На оси ординат — значения Z^n .

Ординаты $a_1, a_1', a_2, a_2', a_3, a_3'$ отвечают дефицитам одногодичного, двухгодичного и т. д. рядов. Эти ординаты определены при коэффициенте зарегулирования $\alpha=1$. Если сток зарегулирован не

полностью, то ординаты дефицита объемов следует отсчитывать не от оси A_n , отвечающей норме стока ($\alpha = 1$), а от прямой AC , уравнение которой имеет вид

$$Z_{\alpha} = n(1 - \alpha) \dots (8)$$

На рисунке 1 прямая AC построена для $\alpha = 0,8$. Величина отрезков $a_1, a_1'', a_2, a_2'', a_3, a_3''$, определяющих дефицит объема при неполном зарегулировании, найдется вычитанием (8) из (7)

$$\begin{aligned} Z_p^n &= Z^n - Z_{\alpha} = \\ &= n(1 - K_p^n) - n(1 - \alpha) = \\ &= n(\alpha - K_p^n) \dots (9) \end{aligned}$$

Максимальное значение Z_p^n является искомым.

Графически этот максимум определяется касательной DE кривой AB ,

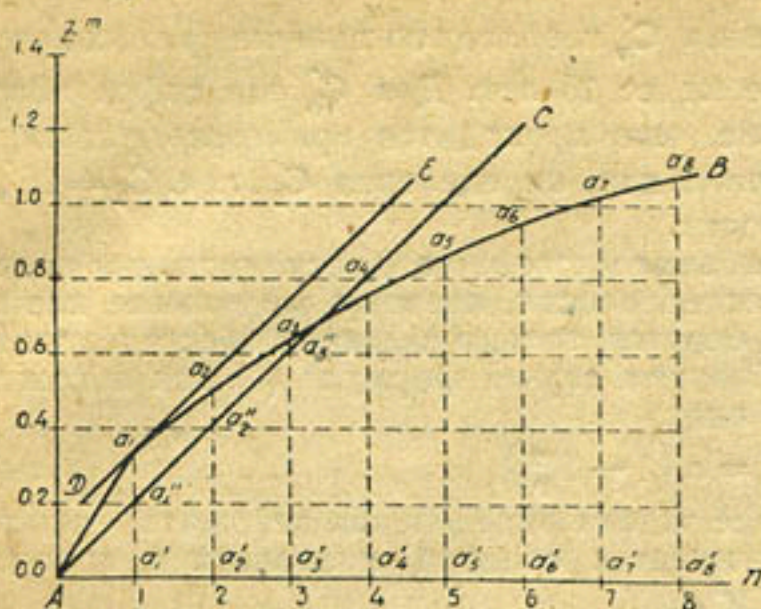


Рис. 2

проведенной параллельно AC .

Для практических целей нет надобности в построении кривых, приведенных на рис. 2. Вычисление Z_p^n по формуле (9) для $n=1, n=2, n=3$ и т. д. и их сопоставление между собой сразу дают возможность определить искомое значение максимума для Z_p^n . Профессор А. В. Огиевский в выше цитированной статье рекомендует пользоваться для определения искомого дефицита следующим приемом.

Найденные по формуле (4) модульные коэффициенты K_1', K_2', K_3' являются одногодичными расчетными модульными коэффициентами заданной обеспеченности, участвующими в n -летних сочетаниях. Дефицит стока для принятого коэффициента зарегулирования α определяется за каждый год по формуле:

$$Z_p = (K_n' - \alpha) \dots (10)$$

где K_n' для первого года равен K_1' , для второго года K_2' , для третьего года K_3' и т. д.

За ряд последовательных лет искомый дефицит равен сумме годовых дефицитов, т. е.

$$Z_p^n = \Sigma(K_n' - \alpha) \dots (11)$$

Результаты по обеим формулам (9) и (11) получаются одинаковыми. По первой (9) формуле дефицит потребления определяется для 1, для 2, для 3, для 4 и т. д. лет (обычно не больше 8—10 лет) и из сопоставления устанавливается максимальное Z_p^n , дающее сразу размер дефицита за n -летие. По рекомендации проф. Огиевского, дефициты находятся отдельно для каждого года, при чем они характеризуются отрицательными знаками. Вычисления ведутся до первого плюса. Число лет до плюса определяет количество лет, участвующих в расчетном n -летии; дефициты каждого года суммируются по формуле (11) за расчетное n -летие. Этот суммарный дефицит яв-

ляется расчетным. Способ проф. Огиевского дает возможность установить значение каждого в отдельности модульного коэффициента заданной обеспеченности, участвующих в расчетном п-летии, что в первом способе скрыто осреднением значений K .

Объемное выражение дефицита многолетнего регулирования найдется умножением Z_p^n на средний многолетний годовой объем стока M , т. е.

$$W = Z_p^n M$$

К найденному объему необходимо прибавить емкость сезонного регулирования.

Положим, что максимальный дефицит определен для среднего двухгодичного ряда при K_p'' . При работе водохранилища объем многолетнего регулирования, собранный в предшествующие годы, расходуется в 1-й маловодный год ($n-1$) и во 2-й маловодный год (n) (рис. 3). Следующий третий за ними год ($n+1$) предполагается равным по стоку коэффициенту зарегулирования $K = \alpha$. Этот сток целиком идет на покрытие потребления. Однако, распределение этого стока во времени может не совпасть с потреблением, как это представлено в виде кривой АВ на рис. 2. Очевидно следует предусмотреть при расчете многолетней емкости водохранилища добавочную емкость покрытия сезонного потребления — $W_{\text{сезонное}}$.

Для получения же общей емкости следует прибавить еще мертвый объем $W_{\text{мертвый}}$. Таким образом

$$W_{\text{общий}} = W_{\text{мг.}} + W_{\text{сезн.}} + W_{\text{мерт.}}$$

Потребление переменное¹

При расчетах на постоянное потребление, например, среднезасушливую оросительную норму, применяется изложенный выше метод, при этом покрытие

потребления выражается коэффициентом зарегулирования. Ординаты дефицита стока в таком случае отсчитываются от прямой АС. Если норма потребления переменная, то линия АС обращается в кривую АF (рис. 4) с выпуклостью к оси абсцисс.

Положим, что имеются оросительные нормы брутто за ряд лет $M_1, M_2, M_3, M_4, \dots, M_t$.

Для нахождения наибольшего дефицита потребления применяется тот же метод математической статистики; обозначим среднюю

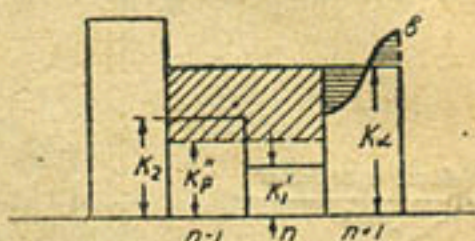


Рис. 3.

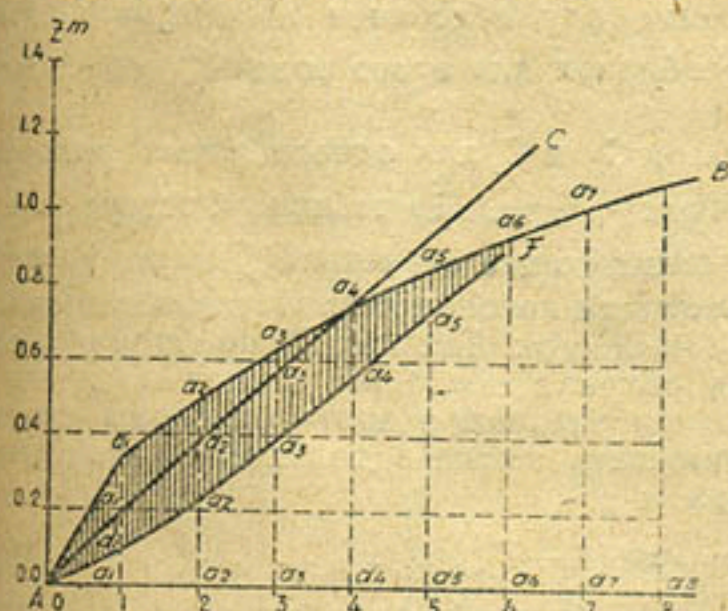


Рис. 4.

¹ Вопрос прорабатывался В. Трофимовым.

многолетнюю норму потребления через M . Тогда модульные коэффициенты потребления будут: $K_1 = \frac{M_1}{M}$; $K_2 = \frac{M_2}{M}$; $K_3 = \frac{M_3}{M}$ и т. д.

Среднее $K = 1$; дефицит потребления для средних n -летних сочетаний напишется аналогично формуле (7)

$$Z^m = n(1 - K_{p_1}^m) \dots \dots \dots (12)$$

где $K_{p_1}^m$ — модульный коэффициент потребления средних n -годовых сочетаний при заданной обеспеченности p_1 процентов (p_1 индекс).

Этот процент, относящийся к потреблению, в предельно невыгодном положении может быть принят $p_1 = 100\%$, т. е. отнесен к норме сухого года; однако, в практике водохозяйственных расчетов критические годы отбрасываются и

расчеты невыгодных сочетаний следует относить к средне-сухой норме или близкой к ней, которая по кривой обеспеченности определяется в 20—25%. Таким образом, для 80% обеспеченности покрытия потребления по нисходящей кривой берется $p_1 = 20\%$ (рис. 5).

Сущность вопроса заключается в том, что для расчета стока берется норма стока средне-сухого года или близкая к ней, обеспеченная по

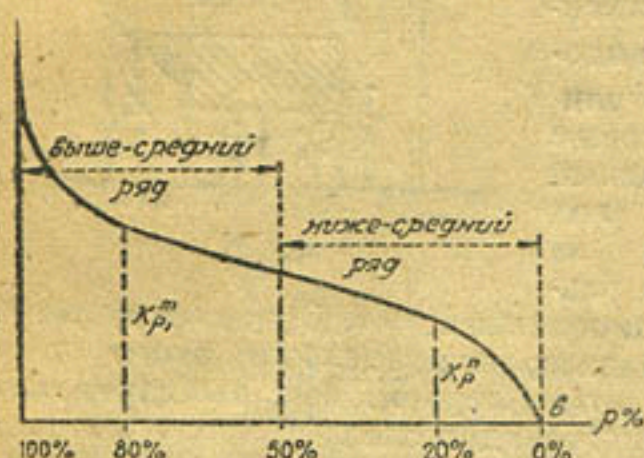


Рис. 5

нисходящей кривой на 75—80%. Потребление же в этот год, наоборот, возрастает и выражается нормой орошения средне-сухого года или близкой к ней, обеспеченность которой по нисходящей кривой обеспеченности равна 20—25%. Таким образом, 80-процентной обеспеченности покрытия потребления по нисходящей кривой отвечает потребление обеспеченное по той же кривой на 20%. На рис. 5 изображена кривая обеспеченности $a-b$; модульный коэффициент стока, близкого к средне-сухому году, обеспечен на 80% — K_p^n . Модульный же коэффициент потребления для этого года $K_{p_1}^m$ обеспечен по той же кривой на 20%.

Далее по данным K находим C_v и C_s для одногодичных рядов и C_v^m и C_s^m для средних n -годовых рядов. По таблице Фостера определяем для различных n соответствующие значения $K_{p_1}^m$ и по уравнению (12) находим дефицит покрытия потребления. Последнее должно поглощать весь зарегулированный сток. Так как Z^m по формуле (12) выражено в долях от нормы потребления, а все элементы предшествующих стоковых расчетов определены в долях от нормы стока, необходимо и потребление выразить также в долях стока, для чего уравнение (12) умножается на α :

$$Z^m \alpha = \alpha n(1 - K_{p_1}^m) \dots \dots \dots (13)$$

Положение точек кривой AF (рис. 4), определяющей дефицит покрытия переменного потребления, найдется суммированием двух уравнений (8) и (13).

$$Z^m = n(1 - \alpha) + \alpha n(1 - K_{p_1}^m) = n(1 - \alpha K_{p_1}^m) \dots \dots \dots (14)$$

Так как $K_{p_i}^m$ больше единицы, то уравнение (13) дает отрицательные величины, т. е. ординаты уравнения (14) получаются из (8) путем уменьшения их на αZ^m .

Размер ординат $a_1, a_1^1, a_2, a_1^2, a_3, a_1^3$, определяющих дефицит объема многолетнего регулирования при переменном потреблении, найдется вычитанием из уравнения (7) уравнения (14)

$$Z^{mn} = n(1 - K_p^n) - n(1 - \alpha K_{p_i}^m) = n(\alpha K_{p_i}^m - K_p^n) \dots (15)$$

Максимальное значение Z^{mn} находится путем решения этого уравнения для $n=1, n=2$ и т. д.

Значение Z^{mh} выражено в долях от среднего многолетнего годового объема стока M .

Емкость водохранилища $W_{\text{много}} = Z^{mn} M$.

Для принятого выше примера имеем:

Средняя оросительная норма $M = 2340 \text{ м}^3$.

Коэффициент вариаций для переменных оросительных норм за период в 30 лет определен (расчеты не приводятся)

$$C_v = 0,216; C_s = 1,5 \quad C_v = 0,353.$$

На основе этих данных составляется таблица 2 модульных коэффициентов потребления заданной обеспеченности $K_{p_i}^m$

Таблица 2

Число лет n	$\sqrt{n}$	C_v^m	C_s^m	$K_{p_i}^m$	$Z^m - n(1 - K_{p_i}^m)$
1	2	3	4	5	6
1	1,000	0,215	0,322	1,177	$Z^I = 0,177$
2	1,414	0,152	0,228	1,126	$Z^{II} = 0,252$
3	1,732	0,124	0,186	1,103	$Z^{III} = 0,309$
4	2,000	0,107	0,160	1,089	$Z^{IV} = 0,356$
5	2,236	0,096	0,144	1,080	$Z^V = 0,400$
6	2,449	0,088	0,132	1,073	$Z^{VI} = 0,438$
7	2,645	0,081	0,121	1,067	$Z^{VII} = 0,469$
8	2,828	0,076	0,114	1,063	$Z^{VIII} = 0,504$

Имея модульные коэффициенты $K_{p_i}^m$ стока при обеспеченности $p = 80\%$ и потребления $K_{p_i}^m$ при $p_i = 20\%$ обеспеченности средних для $n=2, n=3$ годовых рядов, составляем таблицу 3 дефицита объемов для различных $\alpha = 0,6, 0,7, 0,8$.

Таблица 3

Число лет n	K_p^n	$K_{p_i}^m$	$\alpha K_{p_i}^m$			$Z^{mn} - n(\alpha K_{p_i}^m - K_p^n)$		
			$\alpha=0,6$	$\alpha=0,7$	$\alpha=0,8$	$\alpha=0,6$	$\alpha=0,7$	$\alpha=0,8$
1	0,629	1,177	0,706	0,824	0,942	0,077	0,195	0,313
2	0,739	1,126	0,676	0,788	0,901	0,126	0,098	0,324
3	0,788	1,103	—	0,772	0,882	—	0,048	0,312

Из этой таблицы видно, что максимальное значение для коэффициента зарегулирования $\alpha = 0,6$; $Z^{\max} = 0,077$; для $\alpha = 0,7$; $Z^{\max} = 0,195$ определяется по одногодичному ряду и для $\alpha = 0,8$ максимальный дефицит $Z^{\max}$ отвечает двухгодичному ряду $Z^{\max} = 0,324$.

Отрицательное значение $Z^{\max}$ указывает на отсутствие надобности в многолетнем регулировании, что имеет место в принятом примере для $\alpha = 0,2 - 0,5$. Следовательно, для этих случаев достаточно применение сезонного регулирования стока.

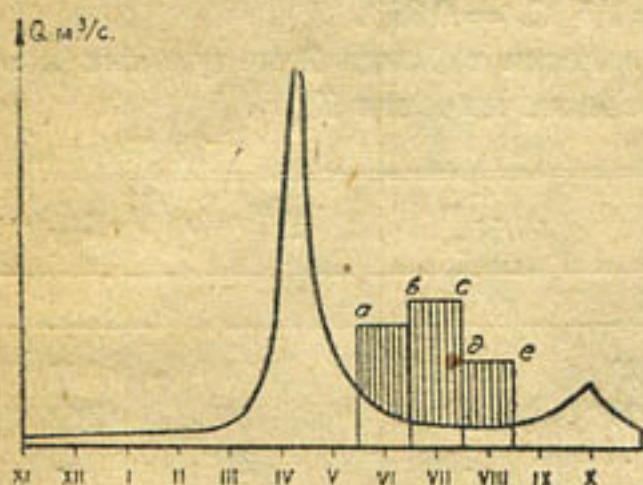
Многолетняя емкость водохранилища для различных α найдется:

$$W_{0,6} = 0,077 \cdot 43,58 \cdot 10^6 = 3,35 \cdot 10^6 \text{ м}^3;$$

$$W_{0,7} = 8,5 \cdot 10^6 \text{ м}^3; \quad 0,8 = 14,2 \cdot 10^6 \text{ м}^3.$$

Сезонная емкость водохранилища

На рисунке 6 представлена схема распределения стока и потребления по сезонам года. Заштрихованная часть графика потребления изображает дефицит сезонного потребления года, следующего за расчетным. Расчет сезонной емкости водохранилища производится по методу суммарных кривых.



ис. 6

Суммарная кривая притока строится для года, модульный коэффициент которого равен коэффициенту зарегулирования $K = \alpha$. Интегральная кривая отдачи строится по графику гидро модуля. Модульный коэффициент потребления принимается для одногодичного ряда заданной обеспеченности K'_{p_i} . Суммарная величина отдачи равна $\alpha K'_{p_i}$.

Путем совмещения суммарных кривых отдачи и потребления определяется дефицит потребления. Положим, что распределение стока по сезонам дано в долях от единицы (100%) — p_i , и распределение потребления β_i применительно к графику гидро модуля.

Модульный коэффициент стока $K = \alpha$; модульный коэффициент потребления K'_{p_i} , берется из таблицы (3). Сток q_i^c и потребление q_i^p сезонно за периоды ав, вс, сд определяются:

$$q_i^c = \alpha p_i; \quad q_i^p = \alpha K'_{p_i} \beta_i \quad \dots \dots \dots (16)$$

Стоки и потребление интегрально за периоды от а до в, от а до с, от а до д

$$\Sigma q_i^c = \alpha \Sigma p_i \text{ и } \Sigma q_i^p = \alpha K'_{p_i} \beta_i \quad \dots \dots \dots (17)$$

Дефицит покрытия потребления найдется в виде разности

$$Z_i^c = \alpha (K_{p_i} \Sigma \beta_i - \Sigma p_i) \quad \dots \dots \dots (18)$$

Исчисления приведены в таблице 4.

Сезоны	Распреде- ление по се- зонам		$\sum \rho_i$	$K_p \sum \rho_i$	$K_p' \sum \rho_i - \sum \rho_i$	$Z_i^c = \alpha (K_p' \sum \rho_i - \sum \rho_i)$						
	Сток ρ_i	Потреб- лен. β_i				$\alpha=0,2$	$\alpha=0,3$	$\alpha=0,4$	$\alpha=0,5$	$\alpha=0,6$	$\alpha=0,7$	$\alpha=0,8$
V	0,13	0,304	0,13	0,358	0,228	0,0456	0,068	0,091	0,114	0,137	0,159	0,182
VI	0,01	0,345	0,14	0,763	0,623	0,124	0,186	0,249	0,311	0,374	0,436	0,499
VII	0,01	0,157	0,15	0,948	0,798	0,159	0,239	0,319	0,399	0,479	0,559	0,669
VIII	0,01	0,194	0,16	1,177	1,017	0,203	0,353	0,406	0,508	0,610	0,712	0,814
IX	0,12	0,00	0,28	—	—	—	—	—	—	—	—	—
X	0,72	0,00	1,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Таким образом, полная емкость для различных α будет складываться для α от 0,2 до 0,6 — сезонная и для $\alpha=0,6; 0,7; 0,8$ сезонная плюс многолетняя

$\alpha=0,2$	$w=0,203 \text{ М } 10^6 \text{ м}^3$
$\alpha=0,3$	$w=0,353 \text{ М } 10^6 \text{ м}^3$
$\alpha=0,4$	$w=0,406 \text{ М } 10^6 \text{ м}^3$
$\alpha=0,5$	$w=0,508 \text{ М } 10^6 \text{ м}^3$
$\alpha=0,6$	$w=(0,610+0,577) \text{ М } 10^6 \text{ м}^3$
$\alpha=0,7$	$w=(0,712+0,195) \text{ М } 10^6 \text{ м}^3$
$\alpha=0,8$	$w=(0,814+0,313) \text{ М } 10^6 \text{ м}^3$

По предыдущим данным строится кривая ОВ полной емкости водохранилища. Из графика (рис. 7) видно, что эта кривая быстро возрастает с увеличением процента зарегулирования. Линия ОА — прямая полной отдачи для различных α .

Кривая ОС полезной отдачи получается вычитанием из полной емкости потерь на испарение и фильтрацию. Кривая полезной отдачи может иметь максимум (на рисунке точка Д), отвечающий условиям выбора коэффициента зарегулирования.

Если эта емкость согласуется с экономической стороной строительства, то решение является наиболее рациональным.

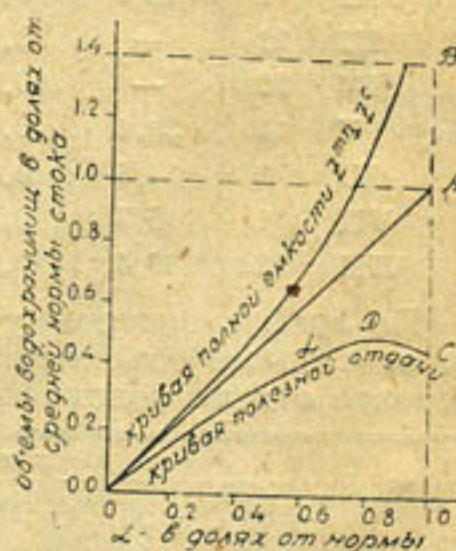


Рис. 7.

Работа водохранилища

График работы водохранилища строится для n — плюс одного года. Так, если дефицит Z^{mn} определен для трехгодичного ряда $n=3$, то график работы водохранилища строится для 4 лет. Построение ведется с меженей первого года и заканчивается меженью последнего года, следующего за расчетным: для $n=1$ $K_p^n = K_p'$ и $\alpha K_p^m = \alpha K_p'$; для $n=2$ $K_p^n = K_p''$ и $\alpha K_p^m = \alpha K_p''$, и т. д. При этом для $n=2-3-4$ и т. д. для каждого года модульные коэффициенты принимаются одинаковыми.

Модульными коэффициентами следующего за расчетным $n+1$ годом являются: а) для стока $K_p^n = \alpha$, т. е. равен коэффициенту зарегулирования, и б) для потребления принимается $\alpha K_{p1}'$.

В первом приближении график работы водохранилища строится без учета потерь, затем вводятся поправки, учитывающие потери на испарение и фильтрацию.

Сток и потребление расчетного года для численного примера следующие: по таблице 3 при $M=43,58 \cdot 10^6 \text{ м}^3$; $n=1$ $\alpha=0,6$ сток $V_c=0,629 M=27,412 \cdot 10^6 \text{ м}^3$, 10^6 потребление $V_n=0,706 M=30,770 \cdot 10^6 \text{ м}^3$.

Сток и потребление следующего за расчетным годом для $\alpha=0,6$ $V_c=0,6 M=26,148 \cdot 10^6 \text{ м}^3$; $V_n=0,706 M=30,77 \cdot 10^6 \text{ м}^3$.

На основе этих данных составляется таблица 5 работы водохранилища, без учета потерь.

Таблица 5 для $\alpha=0,6$

Годы	Сезон	Распредел. стока в %	Распредел. потребл. в %	Объем в млн. куб. метров				Убыль из водохр. за сезон. 10^6 м^3	Объем водохр. конца сезона 10^6 м^3
				Приток		Отдача			
				За сезон	С начала периода	За сезон	С начала периода		
1	V	13	30,4	3,563	3,563	9,353	9,353	—5,790	37,440
	VI	1	34,5	0,274	3,837	10,615	19,968	—10,341	21,309
	VII	1	15,7	0,274	4,111	4,830	24,798	—4,556	16,753
	VIII	1	19,4	0,274	4,385	5,969	30,767	—5,695	11,058
	III	12	—	3,289	7,674	—	30,767	+3,289	14,347
	IV	72	—	19,738	27,412	—	30,767	+19,738	34,085
2	V	13	30,4	3,400	30,812	9,353	40,120	—5,953	28,132
	VI	1	34,5	0,261	31,070	10,615	50,735	—10,354	17,778
	VII	1	15,7	0,261	31,334	4,830	55,565	—4,569	13,209
	VIII	1	19,4	0,261	31,595	5,969	61,534	—5,708	7,500

По графику потерь устанавливается размер потерь в зависимости от средних объемов водохранилища и составляется таблица 6 полезной отдачи водохранилища.

Таблица 6

Годы	Сезон	В миллионах куб. метров										Разность между отдачей с уче- том потерь и без учета пот.	Исправленный объем водохр. к концу сезона
		Средн. объем водохранилища без учета потерь	Потери		Полезн. от- дача		Полезн. от- дача потерь		Отдача без учета потерь				
			За сезон	С начала периода	За сезон	С начала периода	За сезон	С начала периода	За сезон	С начала периода			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
1	V	34.545	1.380	1.380	7.599	7.599	8.979	8.979	9.353	9.353	+0,374	32.024	
	VI	26.479	1.260	2.540	8.624	16.223	9.884	18.863	10.615	19.968	+1,105	22.414	
	VII	19.031	1.130	3.770	3.925	20.148	5.055	23.918	4.830	24.798	+0,880	17.633	
	VIII	13.905	0.780	4.550	4.849	24.997	5.629	29.547	5.969	30.767	+1.220	12.278	
	IX-III	12.702	2.220	6.770	—	24.997	2.220	31.767	—	30.767	-1.000	13.347	
	IV	24.216	0.680	7.450	—	24.997	0.680	32.447	—	30.767	-1.680	32.405	
2	V	31.108	1.300	8.750	7.599	32.596	8.899	41.346	9.353	40.120	-1.226	26.906	
	VI	22.955	1.140	9.890	8.624	41.220	9.764	51.110	10.615	50.735	-0.375	17.403	
	VII	15.493	1.000	10.890	3.925	45.145	4.925	56.035	4.830	55.565	-0.470	12.739	
	VIII	10.353	0.650	11.540	4.849	49.994	5.449	61.534	5.969	61.534	-0.000	7.500	

Для получения цифр графы (6) следует из интегрального объема отдачи графы 11 вычесть суммарные потери (гр. 5.) $61.534 - 11.540 = 49.994$. Получаем суммарную полезную отдачу гр. 5. Эта отдача раз-
носится пропорционально потреблению по сезонам (таблица 5, графа 4).
Так, например, для VI месяца имеем $\frac{49.994 \cdot 34,5}{200} = 8,624$. Графа 13

получена из последней графы предыдущей таблицы путем введения по-
правок из графы 12.

В виду того, что раз-
ность между отдачей с
учетом потерь незначи-
тельная, нет надобности
вносить повторные испра-
вления. При наличии зна-
чительных отклонений
представилось бы необхо-
димым вести пересчет по
новым средним объемам
(гр. 3) до тех пор, пока
не будет достигнута в
гр. 12 допустимая раз-
ность.

По данным таблицы 6
построен график работы
водохранилища (рис. 8).

Обозначения: а) кри-
вые АвсдЕ и Ав'с'д'Е—
исправленный и первоначальный график работы
водохранилища; б) инте-
гральная кривая полез-
ной отдачи исправленная
АстпК и первоначальная
А'с'т'п'К.

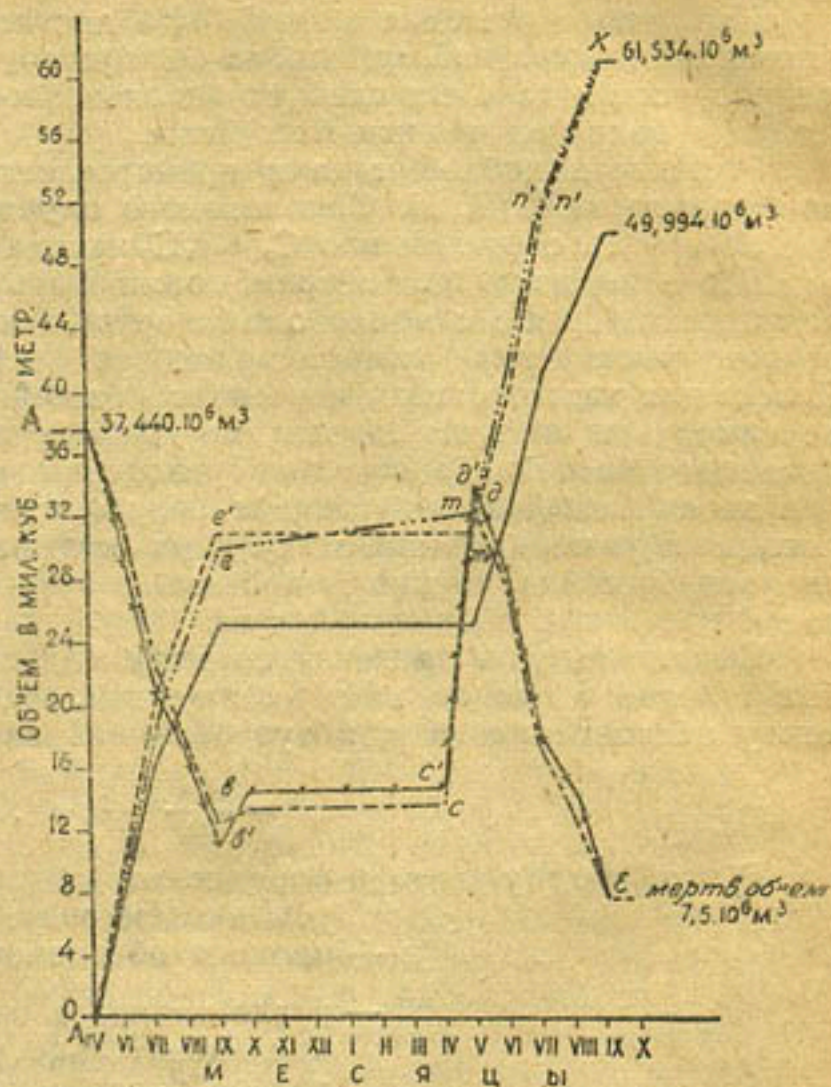


Рис. 8

Определение оросительной способности

Полезная отдача за расчетный год по таблице 6 определяется в $24.997 \cdot 10^6 \text{ м}^3$. Норма орошения средне-сухого года 4510 м^3 — оро-
сительная способность:

$$\text{для } \alpha = 0,6 \quad \omega = \frac{24.997.000}{4.510} = 5540 \text{ га.}$$

$$\text{для } \alpha = 0,7 \quad \omega = \frac{29.920.000}{4.510} = 6500 \text{ „}$$

$$\text{для } \alpha = 0,8 \quad \omega = \frac{31.232.000}{4.510} = 69000 \text{ „}$$

Предложенный метод расчета емкости водохранилищ многолет-
него регулирования представляется пока что единственным для
условий, когда прямых гидрометрических наблюдений не имеется
вовсе или когда они ограничены коротким периодом; однако, этот
метод имеет некоторые недостатки, а именно:

1. Этот метод имеет в виду получение периода дефицита и не разрешает вопроса о длине регулирования; таким образом, вопрос о периоде наполнения расчетной емкости водохранилища остается неопределенным.

2. Расчет по осредненным модульным коэффициентам за p -летие не соответствует фактическому распределению годовых модульных коэффициентов.

Наилучшее решение может быть достигнуто на основе прямых гидрометрических наблюдений за период порядка 30—40 л. В случае же отсутствия таковых следует использовать метод аналогии с ближайшим более изученным бассейном.

Решение подобной задачи представляется в следующем виде. по формуле инж. Д. П. Соколовского определится C_v для данного бассейна и по соотношению $C_s = v C_v$ находится коэффициент асимметрии. По этим двум параметрам может быть построена кривая обеспеченности. То же самое делается для изученного бассейна на основе имеющихся гидрометрических данных за период t лет. Далее, для каждого года изученного бассейна находится его обеспеченность и по этим данным, по графику обеспеченности рассматриваемого бассейна, могут быть получены модульные коэффициенты для этого бассейна, отвечающие ряду фактических лет. Имея график погодичного чередования модульных коэффициентов для рассматриваемого бассейна, можно подобрать соответствующее p -летие, близкое к расчетной обеспеченности.

Выделенные по признаку средних модульных коэффициентов любые p -летия в данном ряду наблюдений, отвечающие заданному проценту обеспеченности p , могут быть найдены по формуле

$$m = \frac{pN_n}{100} + 0,5 \quad \dots \dots \dots (16)$$

В этой формуле m — порядковый номер любого p -летия в их убывающем ряду;

p — процент обеспеченности;

N_n — число членов в комбинированном ряду из последовательно рассматриваемых периодов по p лет в каждом.

— для любого p -летия $N_n = N - (p - 1)$, где N число всех членов в ряду.

Если по рассматриваемому бассейну имеется недостаточно данных, а смежный бассейн обладает хорошей изученностью, следует использовать уравнение связи по методу теории корреляции.

Что касается оценки точности приведенного выше расчета переменного потребления, то следует отметить, что в расчете принимаются для стока и потребления невыгоднейшие p -летия в условиях совпадения процента обеспеченности 80% для стока и 20% для потребления. Между тем совершенно не обязательно такое совпадение, так как сток засушливого года может не совпадать с потреблением этого года по этой норме, так как период вегетации может оказаться дождливым и, следовательно, норма потребления будет понижена. Это положение подтверждается истекшим 1935 годом по За-волжью, когда годовой сток по многим гидрометрическим пунктам был близок к нулю, между тем урожай был выше средний, так как в периоде вегетации были дожди.

Следовательно, предлагаемый метод расчета дефицита емкости водохранилищ при переменном гидромодуле может быть несколько

преувеличенным объемом, если пользоваться для определения C_v формулой Ефимовича; в противном случае это обстоятельство сглаживается несколько преуменьшенными значениями C_v .

По затронутой теме наша литература бедна, и лишь в последние 2—3 года в печати появился ряд трудов, посвященных этим вопросам. Первая по времени критическая статья метода инж. С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля появилась в 1934 году в Известиях Ленинградского научно-исследовательского института гидротехники, том XII. Статья написана инж. Х. М. Полиным. Довольно полную и правильную оценку этой статье дал проф. Огиевский в своей вышеуказанной работе. Общий вывод проф. Огиевского следующий: построения, выполненные инж. Х. М. Полиным для проверки результатов, даваемых методом Крицкого и Менкеля, принципиально и фактически искажены, а следовательно неверны и выводы.

Новая работа инж. Крицкого и Менкеля, опубликованная в журнале Гидротехническое строительство, по вопросу учета переменного потребления при многолетнем регулировании, не может быть использована в ирригационном проектировании, так как эта работа рассматривает вопрос в совершенно ином разрезе; в 1934 году вышла из печати, отдельной книгой,¹ работа инж. В. И. Барабанова, посвященная графо-аналитическому методу расчета многолетнего регулирования. Эта работа по существу не вносит каких-либо новых положений в методику расчета, предлагаемый же графо-аналитический метод не отличается необходимой простотой.

В 1935 году появился еще один труд — инж. А. Д. Саваренского „Водохозяйственные расчеты при регулировании стока“. Работа издана Куйбышевским краевым управлением ирригации. Работа в значительной части является компилятивной, по существу же выдвигаемых положений спорной. Большого внимания заслуживает недавно опубликованная статья инж. Н. А. Задубина — „Новые методы расчета многолетних и сезонных емкостей водохранилищ“. Статья опубликована в журнале Гидротехническое строительство. В этой статье инж. Задубин указывает на то обстоятельство, что всякий асимметричный ряд может быть приведен к симметричному путем установления соответствия между стандартными отклонениями от нормы (стандартное отклонение в единицах, равных C_v) с одинаковой обеспеченностью. Для построения переходной кривой от несимметричного ряда к симметричному рекомендуется пользоваться таблицами Фостера.

На основе этих положений дается теоретическое разрешение задачи определения емкости водохранилища. Автор ограничился положениями общего порядка и не облек своего предложения в конкретные формы. Было бы весьма интересно развить эту статью в приложении к какому-либо реальному объекту.

Москва

¹ Издание Гидронито.

Опыт определения коэффициента водопроницаемости по установлению уровня воды в колоде после откачки

В практике работ по определению коэффициента водопроницаемости в естественных условиях залегания грунтов посредством пробных откачек используются обыкновенно данные только дебита и соответствующих величин депрессии (пониженного) уровня, хотя по окончании откачек почти всегда производятся наблюдения и за восстановлением уровня. Результаты таких наблюдений нередко самым тщательным образом изображаются графически. Выраженные графически, они представляют собой обыкновенно весьма плавные параболические кривые, неизменно помещаемые в отчетах в качестве иллюстрации только самого факта восстановления уровня или, в лучшем случае, темпа этого восстановления.

А между тем данные наблюдения за восстановлением уровня после откачки могут иметь для определения коэффициента водопроницаемости не меньшее значение, чем данные самой откачки.

Теоретические указания на это имеются в ряде руководств по гидрогеологии, в которых рекомендуется всегда после откачки производить наблюдения за восстановлением уровня, но, к сожалению, только иногда делаются ссылки на возможность использования этих наблюдений для определения коэффициента водопроницаемости. При этом указываются обыкновенно чрезвычайно громоздкие и весьма трудно разрешимые уравнения, в которые к тому же входит обыкновенно еще неизвестная величина радиуса влияния колодца (шурфа или буровой скважины). Таким образом, в литературе до сих пор нет удобных способов вычисления коэффициента водопроницаемости по данным наблюдения за восстановлением уровня после откачки и неизвестно примеров использования таких данных для вычисления коэффициента водопроницаемости.

Однако, благодаря легкости и изяществу получения полных данных по восстановлению уровня соответствующее использование их весьма упростит и уточнит определение коэффициента водопроницаемости.

Опыт такого определения был произведен автором при работе на промысле № 2 им. ОГПУ Ухтинского месторождения радиоактивных вод.

Ухтинское месторождение радиоактивных вод относится к типу напорных вод, находящихся в свите метаморфических сланцев, залегающих на глубине от 100 — 150 м до 600 — 700 м и глубже.

По наблюдениям на многочисленных образцах, извлекаемых в виде кернов и обломков пород при бурении скважин, метаморфические

сланцы на указанных глубинах не имеют заметной пористости, но определенно трещиноваты. Правда, размеров трещин непосредственно наблюдать не приходилось, так как вынимаемые при бурении образцы трещиноватых пород распадаются по этим трещинам на отдельные куски. И только по минеральным отложениям, в виде жильных выполнений, находящихся в некогда бывших трещинах, можно судить об их величине в прошлом. Поперечные режимы таких жилок обыкновенно только в отдельных точках достигают нескольких миллиметров, большею же частью они значительно меньше 1 мм.

По наблюдениям в местах выходов этих сланцев на поверхность земли, они состоят из крупных полиэдров, ограниченных здесь сильно разверзшимися трещинами. Но такие резко выраженные трещины на поверхности земли представляют естественный результат воздействия разрушительных сил поверхностного выветривания, отсутствующих на глубине.

Согласно воззрений много поработавшего по геологии Ухто-Печорского края геолога Н. Н. Тихановича, водоносные метаморфические сланцы, находящиеся на глубине, имеют там те же полиэдрические отдельности. Но естественно, что трещины, ограничивающие эти полиэдры, на глубине имеют, очевидно, несравненно меньшие размеры как в силу отсутствия на глубине разрушительных сил выветривания, так и в силу большого всестороннего давления. Таким образом, по существующим геологическим воззрениям, метаморфические сланцы на глубине представляют собой как бы песчаники, сложенные из гигантских песчинок—полиэдров. Вопрос же о геометрических размерах, ограничивающих эти полиэдры трещин, остается пока открытым.

Впрочем, с точки зрения применения гидравлики подземных вод не важно, если только единичные (отдельные) крупные трещины ограничивают полиэдры, но не образуют между собой единой гидравлически связанной системы трещин. Тогда как наличие в этом случае тонких трещин, связывающих другие трещины в систему, неизбежно обуславливает режим ламинарного (капиллярного) движения воды в породе (режим Пуазейля), к которому применим как закон „фильтрации“ Дарси, так и все основанные на нем формулы капиллярной гидравлики подземных вод.

И наоборот, в том случае, когда тонкие трещины ограничивают только единичные (отдельные) полиэдры, остальные же окружающие их трещины крупнопроницаемы для воды и представляют собой систему гидравлически связанных путей движения воды, неизбежно будет иметь место при сколько-нибудь заметных градиентах напора турбулентное движение воды, подчиняющееся закону Торричелли-Шези, т.е. закону течения воды в обыкновенных трубах и каналах. Ламинарное движение воды в этом случае ограничивается только пограничным (микронным) слоем Прандтля, не имеющим здесь практического значения в дебите.

В соответствии с геологическими условиями залегания метаморфических сланцев, в которых производились опыты, выводимые ниже формулы определения коэффициента водопроницаемости (K) составлены для случая напорных вод, исходя из двух крайних предположений о характере трещиноватости водоносных пород:

1. Трещиноватость пород тонкая — движение воды происходит под преобладающим влиянием капиллярных сил (режим Пуазейля, закон Дарси).

2. Трещиноватость пород крупная — движение воды происходит

под преобладающим действием гравитационных сил тяжести (турбулентный режим, закон Шези).

Предположим, что в пределах глубины восстановления уровня воды после откачки колодец (шурф или буровая скважина) проведен диаметром D , а в пределах собственно водоносного слоя диаметром d . Обозначим мощность (толщину) водоносного слоя, открытую рабочей частью колодца (длину рабочей части колодца, длину рабочей части фильтра) буквой m .

Тогда, если глубина до уровня воды в момент времени t равна S (см. схему), а через бесконечно малый промежуток времени dt уменьшится на величину dS , то объем воды в колодце увеличится вследствие этого на величину $\frac{\pi D^2}{4} dS$. Этот объем представляет, очевидно,

приток воды в колодец за промежуток времени dt и равен Qdt где Q —дебит колодца при депрессии (понижении) уровня S .

Приравнявая оба выражения для одного и того же объема воды в колодце друг другу с обратным знаком и в виду прямой противоположности изменения величин t и S (при увеличении t уменьшается S), получаем основное дифференциальное уравнение:

$$Qdt = - \frac{\pi D^2}{4} dS \dots \dots \dots (1)$$

для возможности интегрирования которого необходимо выразить величину Q в функции от переменного S (так как от переменного t дебит Q при достаточно длительной предварительной откачке не зависит). Это выражение находится, как известно, в зависимости от характера водопроницаемости водоносной породы. Для тонко проницаемой породы¹ наиболее универсальным выражением для Q может быть принята формула Самсиоля²

$$Q = \frac{2\pi K m S}{\ln \frac{4m}{d}} \dots \dots \dots (2)$$

а для крупно проницаемой породы Q может быть выражено упрощенной формулой Краснопольского³

$$Q = 2\pi K m \sqrt{0,5 d S} \dots \dots \dots (3)$$

В первом случае уравнение (1) приобретает вид:

$$\frac{2\pi K m S}{\ln \frac{4m}{d}} \cdot dt = - \frac{\pi D^2}{4} dS \dots \dots \dots (4)$$

¹ Деление пород на тонко-проницаемые и на крупно-проницаемые было введено в начале 900-х годов известным бельгийским гидрогеологом Андримоном.

² Почти тождественное выражение для Q , может быть взято также и по формуле Форхгеймера:

$$Q = \frac{2\pi K m S}{\ln \frac{\pi m}{d}}$$

³ Полное выражение для Q по Краснопольскому имеет вид

$$Q = 2\pi K m \sqrt{\frac{H-h}{\frac{1}{r} - \frac{1}{R}}}$$

где $H-h=S$, а $\frac{1}{R} \cong 0$ по сравнению с $\frac{1}{r}$, если через z обозначить $0,5d$.

которое после предварительного разделения переменных и интегрирования, дает равенство:

$$\frac{2\pi Km (t_2 - t_1)}{\ln \frac{4m}{d}} = \frac{\pi D^2}{4} (\ln S_1 - \ln S_2),$$

из которого определяем K в функции независимых переменных t и S для тонкопроницаемых пород:

$$K = \frac{D^2}{8m} \ln \frac{4m}{d} \left\{ \frac{\ln S_1 - \ln S_2}{t_2 - t_1} \right\} \dots \dots \dots (5)$$

Во втором случае уравнение (1) приобретает вид:

$$2\pi Km \sqrt{0,5 d} dt = - \frac{\pi D^2}{4} dS \dots \dots \dots (6)$$

которое после предварительного разделения переменных и интегрирования дает равенство:

$$2\pi Km \sqrt{0,5 d} \cdot (t_2 - t_1) = \frac{\pi D^2}{4} (\sqrt{S_1} - \sqrt{S_2})$$

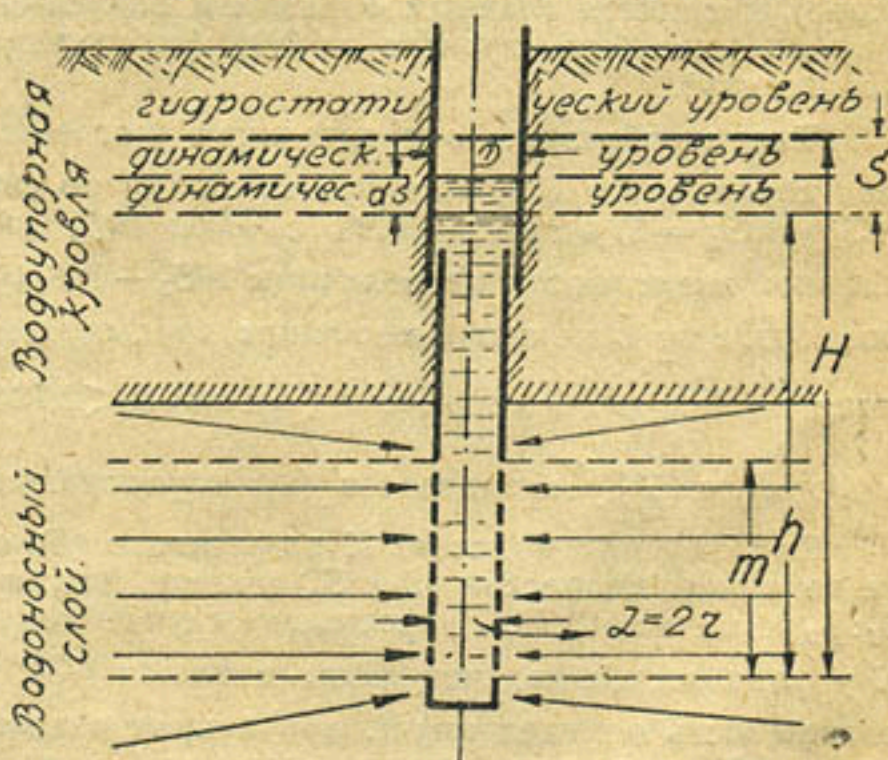
из которого определяем K в функции независимых переменных t и S для крупнопроницаемых пород:

$$K = \frac{D^2}{4m \sqrt{0,5 d}} \left\{ \frac{\sqrt{S_1} - \sqrt{S_2}}{t_2 - t_1} \right\} \dots \dots \dots (7)$$

Как видно из формул (5) и (7) коэффициент водопроницаемости (K) зависит: во-первых, от диаметра (D) скважины на глубине поднимавшегося уровня; во-вторых, от мощности (толщины) или длины вскрытой (рабочей) части (m) водоносного слоя; в-третьих, от диаметра (d) скважины в пределах водоносного слоя; в-четвертых, от величины депрессий (S_1 и S_2) уровня, и, в-пятых, от соответствующих им моментов времени (t_1 и t_2) после прекращения откачки.

Имея, таким образом, по формулам (5) и (7) функциональную зависимость коэффициента водопроницаемости (K) от вышеприведенного ряда величин, легко вычислить относительную погрешность

$\left(\frac{dK}{K}\right)$ определения коэффициента водопроницаемости. Для этого берем



полные логарифмические дифференциалы $\frac{dK}{K}$ на основании формул (5) и (7), относя знаки к самим дифференциалам:

$$\frac{dK}{K} = 2 \frac{dD}{D} + \frac{dm}{m} + \frac{dt}{t} + \frac{1}{\ln S_1 - \ln S_2} \frac{dS}{S} \dots \dots \dots (5')$$

$$\frac{dK}{K} = 2 \frac{dD}{D} + \frac{dm}{d} + \frac{dt}{t} + \frac{1}{2} \frac{dS}{S} + \frac{1}{2} \frac{d(d)}{d} \dots \dots \dots (7')$$

Здесь $\frac{dD}{D}$ и $\frac{d(d)}{d}$ представляют величины относительной погрешности определения диаметров колодца (шурфа или буровой скважины). Величины их находятся в зависимости, главным образом, от конструкции колодца, но обыкновенно заключаются в пределах от 0,025, до 0,05 т. е. $2 \frac{dD}{D} =$ от 0,05 до 0,10.

$\frac{dm}{m}$ представляет величину относительной погрешности определения мощности водоносного слоя или длины вскрытой (рабочей) части колодца (бур. скважины или шурфа), находится в зависимости от способа замера глубин залегания (смены) грунтов, от внимательности при выполнении этих замеров и других факторов и обыкновенно может быть принято не больше 0,05.

$\frac{dt}{t}$ представляет величину относительной погрешности определения времени, зависит главным образом от наличия при наблюдениях секундомера или часов с секундной стрелкой, от внимательности наблюдателя и может быть оценена от 0,01 до 0,05.

$\frac{dS}{S}$ представляет величину относительной погрешности определения глубины до уровня воды в колодце (в шурфе или в бур. скважине), находится главным образом в зависимости от способа замеров и может быть принята от 0,01 (наблюдения по рейке) до 0,05 (по канату).

Таким образом, относительная погрешность $\left(\frac{dK}{K}\right)$ определения коэффициента водопроницаемости (K) по формуле (5) равна (при $\ln S_1 - \ln S_2 = 1$) от 0,1 до 0,25, т. е. от 10% до 25%, и находится в сильной зависимости от величины $\ln S_1 - \ln S_2 = \ln \frac{S_1}{S_2}$, т. е. в конечном счете от отношения величины предыдущей депрессии (S_1) к величине последующей депрессии (S_2): при $S_1 < 2,72 S_2$ член $\frac{1}{\ln S_1 - \ln S_2} \frac{dS}{S}$ в формуле (5') увеличивается (пропорционально $\ln \frac{S_1}{S_2}$).

Поэтому при подсчете K по формуле (5) следует брать только те величины депрессии (S и S_2) уровня, отношение между которыми $S_1 : S_2$ не меньше 2,72. В противном случае погрешность определения K увеличивается за счет уменьшения $\ln \left(\frac{S_1}{S_2}\right)$. Например, при $\frac{S_1}{S_2} = 2$ погрешность определения K, при прочих равных условиях, возрастет на 2—4%, т. е. погрешность будет от 8% до 20% и т. д.

Однако, это правило не имеет места при определении коэффициента водопроницаемости (K) по формуле (7), т. е. при крупнопроницаемом водоносном слое. В этом случае погрешность определения K равна от 0,13 до 0,25, т. е. от 13% до 25%.

Степень точности определения K может быть повышена путем увеличения числа замеров уровня. Так, например, при n замерах степень точности определения величины K , как среднее арифметической, повышается в $\sqrt{n(n-1)}$ раз. Например, при 8 замерах степень точности повышается в $\sqrt{8 \cdot 7} = 7.5$ раз, т.е. до 2—4%.

Такого значительного повышения степени точности определения K весьма трудно достичь одними только пробными откачками, не используя данных наблюдения за восстановлением уровня после откачки, как как пришлось бы производить достаточно длительные откачки при n различных положениях (депрессиях) уровня что связано не только с весьма сильным удорожанием, но и с весьма значительными техническими затруднениями.

Данные наблюдений за восстановлением уровня обыкновенно, изображаются на графике, при чем величины (S) депрессий (понижений) уровня, считаемые от первоначального (гидростатического уровня) имевшего место перед откачкой, откладываются вниз по перпендикуляру к горизонтальной оси, а соответствующие отсчеты (t) времени наносятся на горизонтальной оси вправо.

Как видно из формул (5) и (7), получаемые в результате такого построения графические кривые должны представлять собой некоторые параболические кривые: полу-логарифмическую параболу для случая крупнопроницаемых пород (по формуле 7)

Формула (5) в изображении на полулогарифмической бумаге дает прямую:

$$\ln S_2 = - \frac{8 Km}{D^2 \ln \frac{4m}{d}} \cdot t_2 - \frac{8 Km}{D^2 \ln \frac{4m}{d}} t_1 + \ln S_1 \dots \dots \dots (a)$$

уравнение которой упрощается при $t_1 = 0$, т.е. в том случае, когда за начало отсчетов времени принимается момент времени ($t_1 = 0$), при котором величина депрессии уровня $S = S_1$

$$\ln S_2 = - \frac{8 Km t_2}{D^2 \ln \frac{4m}{d}} + \ln S_1 \dots \dots \dots (8)$$

Из уравнения (8) видно, что прямая графика образует с осью времен (с осью t) угол α , тангенс которого равен

$$- \frac{8 Km}{D^2 \ln \frac{4m}{d}}, \text{ т. е. } \alpha = \arctg \left(- \frac{8 Km}{D^2 \ln \frac{4m}{d}} \right)$$

Приводя ур-ние (8) к каноническому виду:

$$\frac{t_2}{D^2 \ln S_1 \ln \frac{4m}{d}} + \frac{\ln S_2}{\ln S_1} = 1 \dots \dots \dots (9)$$

находим величины отрезков, отсекаемых прямою графика на осях координат: на оси времен (на оси t) отрезок $\frac{D^2 \ln S_1}{8 Km} \ln \frac{4m}{d}$, а на оси $\sqrt{S}$ отрезок $\ln S_1$ (см рис. 1).

При нанесении данных наблюдений за восстановлением уровня на полулогарифмическую сетку все точки графика должны располагаться на одной прямой.

В действительности, вследствие неполной точности производства наблюдений, все эти точки только более или менее близко распола-

гаются вдоль этой прямой и те из них, которые слишком отходят от этой прямой, должны быть отброшены при подсчете величины коэффициента водопроницаемости, так как они могут лишь отчасти служить критерием точности производства наблюдений.

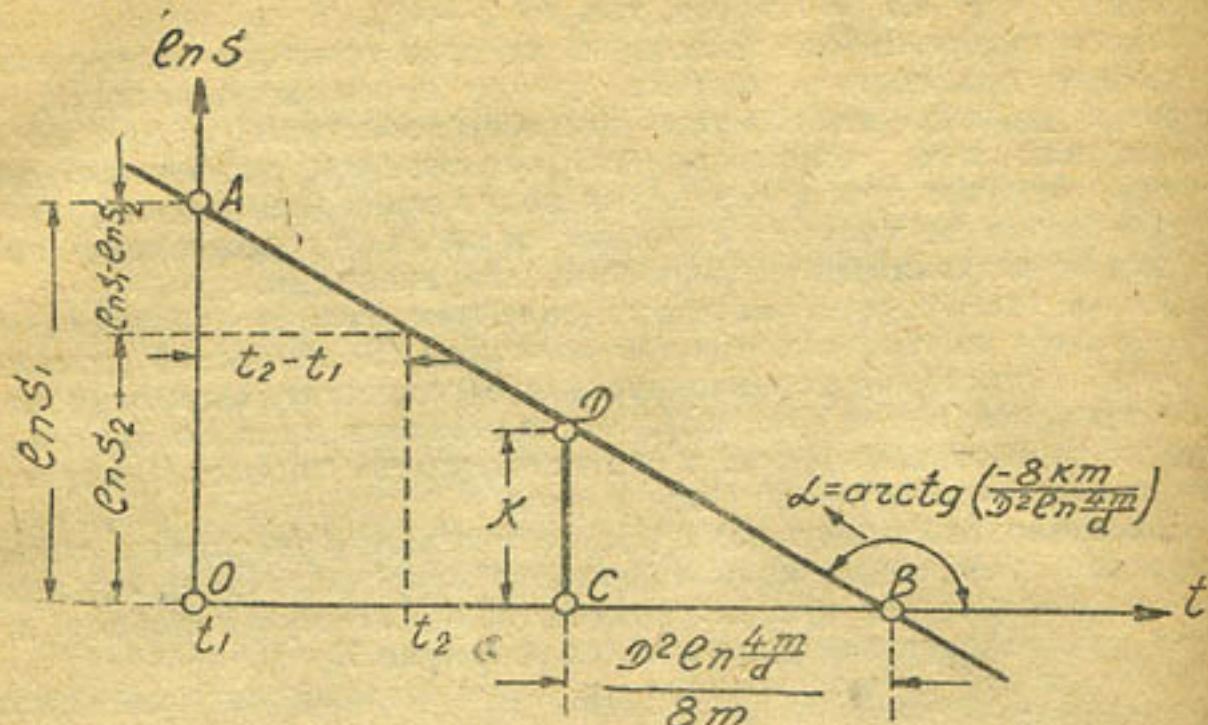


Рис. 1.

Формула (7) также легко изображается в виде прямой линии в ортогональной системе координатных осей, если на одной из них (обыкновенно на вертикальной) наносить величины корней квадратных из депрессий уровня, т. е. $\sqrt{s}$, а на другой — соответствующие отсчеты (t) времени.

Уравнение такой прямой имеет вид:

$$\sqrt{s_2} = \frac{-4Km \sqrt{0.5d}}{D^2} t_2 + \sqrt{s_1} + \frac{4Km \sqrt{0.5d}}{D^2} \dots \dots \dots (6)$$

и упрощается, если за начальный момент отсчетов времени принять время ($t_1=0$) замера наибольшей депрессии (s_1) уровня. В этом случае уравнение прямой приобретает вид:

$$\sqrt{s_2} = \frac{-4Km \sqrt{0.5d}}{D^2} t_2 + \sqrt{s_1} \dots \dots \dots (10)$$

Из уравнения (10) видно, что прямая графика в этом случае образует с осью времен угол α , тангенс которого равен $\frac{-4Km \sqrt{0.5d}}{D^2}$, т. е.

$$\alpha = \arctg \left(\frac{-4Km \sqrt{0.5d}}{D^2} \right)$$

Приводя уравнение (10) к каноническому виду:

$$\frac{t_2}{\frac{4Km \sqrt{0.5d}}{D^2}} + \frac{\sqrt{s_2}}{\sqrt{s_1}} = 1 \dots \dots \dots (11)$$

находим величины отрезков, отсекаемых прямой графика на осях

координат: на оси времен (на оси t) отрезок $\frac{4 Km \sqrt{0,5 d S_1}}{D^2}$ и на оси $\sqrt{s}$ отрезок $\sqrt{s_1}$ (см. рис. 2).

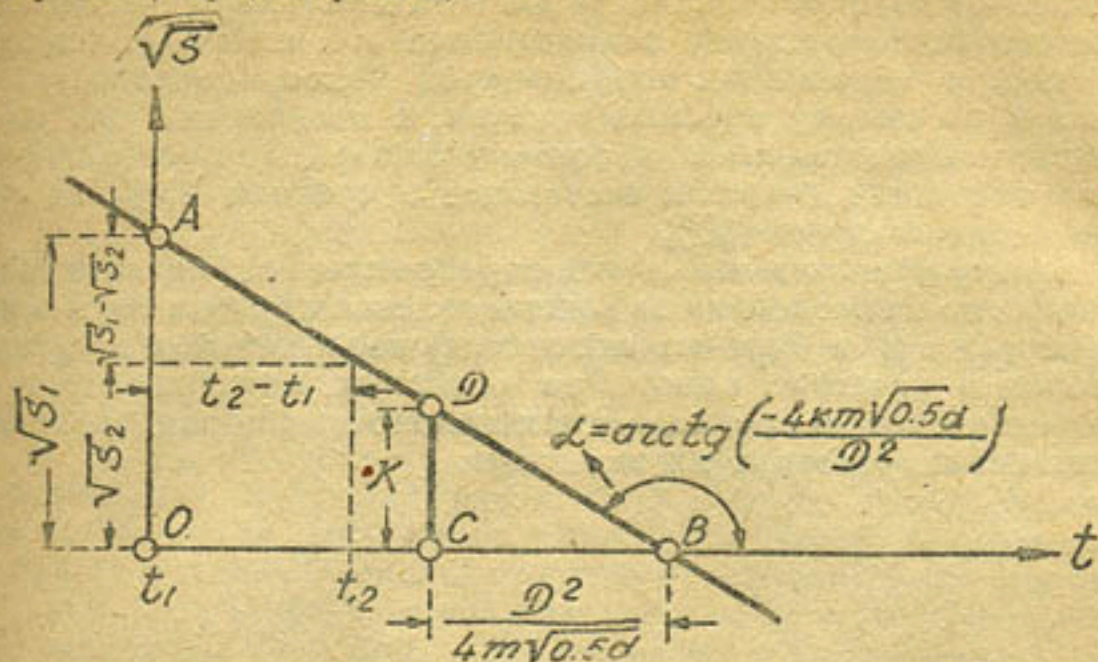


Рис. 2.

Для графического отыскания величины K предварительно преобразуем ф-лы (5) и (7) к виду:

$$\frac{\ln S_1 - \ln S_2}{t_2 - t_1} = \frac{K}{\frac{D^2 \ln \frac{4m}{d}}{8m}} \dots \dots \dots (5'')$$

$$\frac{\sqrt{S_1} - \sqrt{S_2}}{t_2 - t_1} = \frac{K}{\frac{D^2}{4m \sqrt{0,5 d}}} \dots \dots \dots (7'')$$

Тогда на чертеже (см. рис. 1) полученная пропорция (5'') выражается подобием двух прямоугольных треугольников, из которых первый имеет вершину в точке A и катеты: один — прилежащий к вершине A , равный $\ln S_1 - \ln S_2$, и другой — противолежащий вершине A , равный $t_2 - t_1$; второй прямоугольный треугольник находится построением по известной величине $\frac{D^2 \ln \frac{4m}{d}}{8m}$ катета BC , прилежащего к вершине B и откладываемого по оси времен влево от точки B . Вторым, противолежащим вершине B , катет CD этого треугольника численно, очевидно, равен искомому K .

Аналогично предыдущему пропорция (7'') на чертеже (смотри рис. 2) выражается подобием двух прямоугольных треугольников, из которых первый имеет вершину в точке A и катеты: один — прилежащий к вершине A , равный $\sqrt{S_1} - \sqrt{S_2}$ и другой, — противолежащий вершине A , равный $t_2 - t_1$; второй прямоугольный треугольник находится построением по известной величине $\frac{D^2}{4m \sqrt{0,5 d}}$ катета BC прилежащего к вершине B и откладываемого по оси времен влево от

точки В. Противолежащий вершине В катет С численно представляет искомую величину К.

Выполненные автором сравнительные опыты по определению коэффициентов водопроницаемости для свиты метаморфических сланцев Ухтинского месторождения радиоактивных вод показали, что расхождение между величинами коэффициентов водопроницаемости, определенными по методу пробных откачек, и величинами тех же коэффициентов, определенными методом наблюдений за восстановлением уровня воды после откачки, составляет в среднем 25%, не превышая ни в одном случае 50%.

А потому предлагаемый метод определения коэффициента водопроницаемости по наблюдениям за восстановлением уровня воды в колодцах (в шурфах и в буровых скважинах) после откачки рекомендуется автором в качестве одного из основных методов определения коэффициентов водонепроницаемости водоносных пород, находящихся в естественных условиях их залегания.

Москва

К вопросу фильтрации через земляные плотины¹

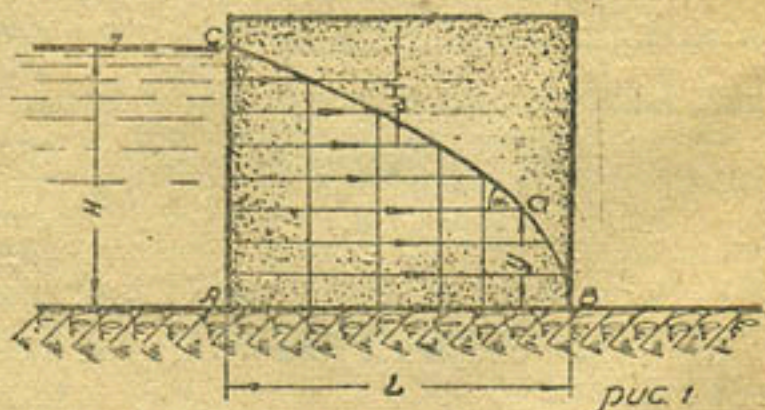
§ 1. Своей работой „О фильтрации воды через земляные плотины“¹ акад. Н. Н. Павловский привлек внимание к одному из важных вопросов. Его приближенное исследование показало наличие весьма больших затруднений в разрешении этого вопроса и трудность при этом приближенном подходе установить даже достаточно правильную расчетную картину фильтрационного потока через земляные плотины. Последнее, как оказалось в дальнейшем, было в частности связано с общим отсутствием представления об участке выхода (конец „депрессии“) и условий на этом участке выхода. Только дальнейшие исследования в порядке накопления опытного материала, необходимого для выработки представления об этом участке и о всей картине фильтрационного потока, и применение уже средств не гидравлических — приближенных, а гидромеханических, позволили выработать представление как об этом участке выхода, так и о действительной картине потока, и разработать граничные условия более точно, чем это могло быть сделано акад. Н. Н. Павловским на основе гидравлических приемов.

Постановка у нас акад. Н. Н. Павловским этого вопроса и помогла привлечь внимание к нему не малого количества исследователей и в результате дать впервые у нас же выявление условий для построения точной картины фильтрации через земляную плотину.

В связи с выходом в свет статьи проф. Е. А. Замарина „Фильтрация через земляные плотины“² мы считаем необходимым обратить внимание на некоторые принципиальные вопросы движения грунтовых вод.

Прежде всего следует остановиться на основных предпосылках схемы движения по Дюпюи.

Проф. Замарин в указанной статье (на стр. 27 — 28) считает, что предпосылки Дюпюи приводят к схеме движения „представляемой горизонтальным параллельно-струйным потоком, имеющим, следовательно, потенциалами вертикали“ и т. п. (рис. 1) (см. также рис. 9 статьи проф. Е. А. Замарина).



¹ Печатается в порядке обсуждения

^{1а} Ленинград, 1831 г.

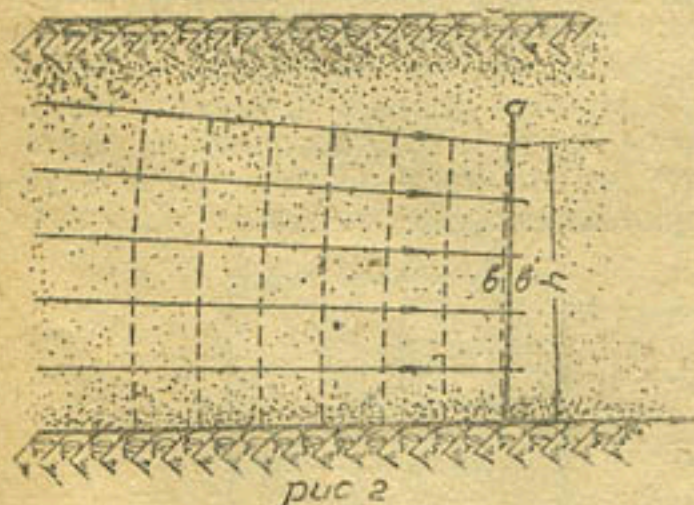
² „Ирригация и гидротехника“, № 8, 1935 г.

Далее (на стр. 28) проф. Замарин считает (см. рис. 8 его статьи), что если в нижнем бьефе глубина воды $h > 0$, то по схеме Дюпюи получаются два вида движения: в нижнем слое глубиной h имеет место равномерное движение с постоянным уклоном $i = \frac{H-h}{L}$ и в верхнем слое имеет место движение с переменной глубиной от $H-h$ до нуля и т. д.. Проф. Замарин пишет: „Характерна для всех случаев движения по Дюпюи роль депрессионной кривой: фильтрационные горизонтальные струйки, дойдя до депрессии, далее движутся по ней как по общему коллектору; первая фаза движения учитывается даваемыми Дюпюи уравнениями, вторая им не рассматривается“. Здесь неправильно использована основная схема Дюпюи. Акад. Н. Н. Павловский³ (стр. 9) дает такую правильную оценку работ Дарси и Дюпюи: „Указанными работами Дарси и Дюпюи было положено начало учению о движении грунтовых вод и как бы пред-указаны пути дальнейшего развития вопроса: с одной стороны, в направлении эксперимента“ (Дарси) „с другой — в отношении теоретического объяснения основного закона фильтрации и приложений его к исследованию различных конкретных случаев движения подземных вод“ (Дюпюи).

В своих работах по неравномерному движению грунтовых вод^{4,5} акад. Н. Н. Павловский дает значительное развитие работ Дюпюи.

Почему все же основные предпосылки Дюпюи кладутся до сего времени в основу ряда работ? Дело все в том, что основные предпосылки Дюпюи значительно отличаются от того освещения, которое им дано в статье проф. Е. А. Замарина. Поэтому следует остановиться на предпосылках Дюпюи.

Попутно отметим, что сам Дюпюи не применял своей теории к расчету земляных плотин, и это было уже введено дальнейшими исследователями, и одним из первых был Форхгаймер, предложивший (см.



его „Гидравлику“) определение коэффициента фильтрации в лотке на модели плотины с вертикальными откосами.

Основные предпосылки Дюпюи хорошо изложены в работе акад. Н. Н. Павловского. Рассмотрим их для частного случая установившегося движения грунтовых вод при уклоне подстилающего слоя, равном нулю (рис. 2).

Расход элементарной струйки с площадью сечения $d\omega$ выражается

$$dQ = v \cdot d\omega \quad \dots \dots \dots (1)$$

При этом скорость фильтрации струйки в случае применимости закона Дарси

$$v = k \cdot J \quad \dots \dots \dots (2)$$

³ Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями и ее основные приложения. Ленинград, 1922.

⁴ Неравномерное движение грунтовых вод, 1930 г. г. Москва.

⁵ Неравномерное движение грунтовых вод (дальнейшее развитие вопроса). Ленинград, 1932.

где при неравномерном движении грунтовых вод J —пьезометрический уклон в точке, т. е.

$$J = - \frac{dH}{ds} \dots \dots \dots (3)$$

где H —пьезометрический напор, и следовательно

$$v = -k \frac{dH}{ds} \dots \dots \dots (4)$$

Значением фиктивных сил инерции, как известно, обычно при исследовании движения грунтовых вод пренебрегается, что вообще, за исключением исследования течения около некоторых точек, названных акад. Н. Н. Павловским „фокусами размыва“, не приводит к сколь-либо, с практической точки зрения, существенным неточностям при относительно больших размерах области грунтового потока.

Называя живым сечением сечение перпендикулярное к направлению струек и вообще криволинейное (см. напр. $a-v-c$ на рис. 2), получаем расход через площадь живого сечения.

$$Q = \int_{\omega} v \cdot d\omega = -k \int_{\omega} \frac{dH}{ds} d\omega \dots \dots \dots (5)$$

Для возможности решения этого интеграла необходимо знать распределение скоростей по живому сечению. В общем случае эпюру распределения скоростей возможно получить только на основе гидромеханического решения.

Одним из основных различий между гидравликой и гидромеханикой является то, что гидромеханика стремится определить скорости в потоке во всех его точках, гидравлика же стремится определить главным образом лишь средние скорости течения⁶ (стр. 8).

Однако, в ряде случаев как в гидравлике „поверхностного“ потока, так и в гидравлике грунтового потока, именно в случаях медленно изменяющегося течения, мы можем значительно упростить решение. Именно при малой кривизне струек и малом угле расходимости между ними мы можем без существенных для наших инженерных задач неточностей принимать живое сечение за плоскость, как, например, показано на рис. 2 прямой линией $a-v^1-c$ (вместо $a-v-c$), и струйки для каждого живого сечения перпендикулярными к нему и, следовательно, у каждого живого сечения между собою параллельными.

А это в свою очередь непосредственно приводит к тому, что для этой плоскости распределение давления следует закону гидростатики, т. е.

$$H = \frac{p}{\gamma} + z = \text{Const} = y + \frac{p_0}{\gamma} \dots \dots \dots (6)$$

где p_0 —давление на свободной поверхности и y —отметка свободной поверхности. Это основная предпосылка, имеющая силу как при учете сил инерции, так и без учета сил инерции, к решению всех гидравлических задач, а не только задач грунтового потока. Далее для медленно изменяющегося течения расстояние между двумя весьма близкими живыми сечениями можно принимать для всех струек одинаковым¹ и равным ds . В результате вдоль плоскости живого сечения

$$\frac{dH}{ds} = \frac{dy}{ds} = \text{Const.} \dots \dots \dots (7)$$

⁶ Н. Н. Павловский. Гидравлика. Часть I Ленинград. 1928

¹ Что вытекает из принятой параллельности струек на бесконечно малом участке у живого сечения.

И тогда

$$Q = -k \int_{\omega} \frac{dH}{ds} d\omega = -k \frac{dy}{ds} \int_{\omega} d\omega = -k \frac{dy}{ds} \omega \quad \dots (8).$$

Мы видим, что предпосылка Дюпюи весьма отличается от того описания схемы движения „по Дюпюи“ (рис. 1), которое дано проф. Замариным. Ясно, что одно дело заменить слабо исправленное при медленно изменяющемся движении живое сечение плоскостью и считать струйки параллельными на бесконечно малом участке у этого живого сечения, и совершенно другое—считать, что струйки на всем своем пути между собой параллельны и „упираются“ вследствие этого в депрессионную линию.

Предложение Дюпюи для случаев медленно изменяющегося движения, как видим, дает возможность в этих случаях весьма просто взять интеграл, входящий в уравнение (5). Мы также видим, что это уравнение Дюпюи (8) вовсе не предполагает приписываемых ему проф. Е. А. Замариным двух видов движения, тем паче двух кривых депрессий.

Далее, не трудно заметить из рис. 2, что не будет большой ошибкой считать живое сечение вертикальным. Это справедливо, конечно, в соответствующих пределах. Рассмотрение точности такой замены дано акад. Н. Н. Павловским в его работе⁴ на стр. 11.

При этом, если поток „плоский“, то

$$\omega = B h \quad \dots \dots \dots (9)$$

и т. к. уклон подстилающего слоя $i = 0$, то

$$y = h + a \quad \dots \dots \dots (10)$$

где a — постоянная величина (на рис. 2 $a = 0$) и, следовательно, при $q = \frac{Q}{B}$ имеем

$$q = -k \cdot \frac{dh}{dx} \cdot h \quad \dots \dots \dots (11)$$

Это и является собственно основным дифференциальным уравнением Дюпюи. Решение этого дифференциального уравнения приводит к,

$$\int_0^L q \cdot dx = -k \int_{h_2}^{h_1} h \cdot dh = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2} \quad \dots \dots \dots (12)$$

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} = k \cdot \frac{(h_1 + h_2)}{2} \cdot \frac{(h_1 - h_2)}{L} \quad \dots \dots \dots (13)$$

т. е. мы и получили хорошо известное уравнение Дюпюи.

Для кривой депрессии имеем

$$y^2 = h_1^2 - \frac{2q}{k} x \quad \dots \dots \dots (14)$$

т. е. уравнение параболы.

Являются ли все эти уравнения Дюпюи точными? Нет, не являются. Но принципиально они имеют ту же точность¹, что и уравнения неравномерного движения для поверхностного потока, выводимые также на основе предпосылок медленно изменяющегося движения, и в которых так же, как и в уравнения Дюпюи и Павловского для грун-

¹ Отметим, что в строительной механике мы имеем гипотезу Бернулли о плоском сечении, в конечном счете аналогичную приему Дюпюи.

тового потока, вовсе не предполагается того, что струйки на всем пути двигаются параллельно и упираются в свободную поверхность.

Но при медленно изменяющемся движении уравнения Дюпюи и Павловского несомненно имеют вполне достаточную с практической точки зрения точность и могут помочь решить не мало задач по движению грунтовых вод.

Когда же уравнения Дюпюи и Павловского не могут дать точного решения? Очевидно, тогда, когда их будут применять не для тех случаев, для которых они выведены, т. е. если их применять к участкам уже не медленно изменяющегося течения. К таким участкам относится, например, конец кривой спада депрессии грунтовых вод и так называемый „участок выхода“ (участок выклинивания грунтовых вод на „сухом“ откосе плотины, канавы и пр.). В этих участках уже криволинейность струек и, следовательно, живых сечений весьма заметна, и поэтому здесь движение уже не медленно изменяющееся. Совершенно так же и в гидравлике „поверхностного“ потока мы не можем применять уравнение Бернулли, выведенное для целого потока, например, при истечении через отверстие в сечении отверстия, хотя уравнение Бернулли для отдельных струек имеет свою силу и здесь, и применяем уравнение Бернулли для целого потока только в так называемом „сжатом“ сечении, где струйки уже мало искривлены.

Вследствие этого весьма мало применимы уравнения Дюпюи, например, для расчета фильтрации через земляную плотину, потому что как при входе фильтрационного потока, т. е. у мокрого откоса, так и при выходе, т. е. у „сухого“ откоса, струйки весьма сильно искривлены, а длина плотины относительно глубин фильтрационного потока мала для того, чтобы можно было пренебречь влиянием этих обоих участков на расход. И задача по фильтрации через земляную плотину вообще может получить общее точное решение лишь средствами гидромеханики, дающими возможность определить скорости течения в любой точке и, следовательно, решить интеграл, входящий в уравнение (5).

Однако, эта задача пока еще является весьма сложной (см. § 3) и неразрешенной, и поэтому здесь могут пока найти методы приближенных решений, в частности, например, метод Павловского деления потока на три участка, при чем для среднего участка, выделяемого так, что на нем движение мало изменяющееся, можно применить формулу Дюпюи, а для остальных искать решение тем или иным путем, в частности, например, применяя приближенное предложение Дахлера⁷, который использует для получения решения в этих частях с той или иной степенью удаи как некоторые гидродинамические готовые решения, так и опыты.

§ 2. В ряде работ смешивается понятие напора и давления, и линии равного потенциала называются линиями равного давления, (см. например^{8, 9, 10} и др.). На недопустимость такой ошибки обращает большое внимание акад. Н. Н. Павловский^{3, 4}. В работах проф. Н. Е. Жуковского, акад. Н. Н. Павловского и др. показано, что потенциал скорости φ может быть при пренебрежении силами инерции выражен через напор H в следующем виде:

$$\varphi = -k H \dots \dots \dots (15)$$

⁷ R. Dachler. Der Sickervorgang in Dammböschungen. Die Wasserwirtschaft, 1933, № 4

⁸ А. Н. Костяков — Основы мелиораций, 1933, стр. 555, черт. 363 (см. также 1927 стр. 482 черт. 302 и 303).

⁹ Е. А. Замарин — Расчет движения грунтовых вод. Ташкент, 1928.

А напор вовсе не равен давлению, а равен, по уравнению (6), сумме высоты давления и высоты положения.

В результате же своей предпосылки проф. Е. А. Замарин в работе ¹⁰ на стр. 71 и 72 пришел к выводу, что кривая свободной поверхности потока (кривая депрессии) постепенно снижается от наибольшей отметки H_1 до наименьшей H_2 , следовательно вдоль нее потенциальная функция давлений непостоянная, а поэтому кривая депрессия не может быть линией равных давлений. Принимая же во внимание соображения предыдущего пункта, приходим к заключению, что линия свободной поверхности воды будет первой линией течения. Это положение в корне расходится с самим определением свободной поверхности. Именно, основным свойством свободной поверхности и является то, что она в первую очередь является линией равного давления. На это обращалось внимание уже во многих работах по движению грунтовых вод и на основе то этого проф. Жуковским и был предложен метод решения некоторых задач по движению грунтовых вод со свободной поверхностью, использованный в частности и в некоторых наших работах.

Переходя дальше к способу проф. Коцени, отметим, что решение Коцени было дано значительно раньше проф. Форхгаймером в не большой его заметке¹⁴. Исследование проф. Коцени представляет интерес в том отношении, что показало, что решению Дюпюи отвечает вполне определенная гидромеханическая задача, и им была показана картина потока для случая Дюпюи. И таким образом задача Дюпюи является не только гидравлической, но и гидромеханической. Ценным является и то, что проф. Коцени на основе этого дает и приближенное решение о высоте участка выхода, отбрасывая правую часть потока (см. рис. 1-а статьи проф. Е. А. Замарина).

Но не трудно заметить, что в результате своих исследований проф. Коцени пришел по определению расхода к формулам Дюпюи.

Однако, далее именно проф. Коцени делает ту неточность, которую проф. Замарин приписывает Дюпюи (на стр. 28 своей статьи), т. е. в случае, если за призмой имеется в нижнем бьефе слой воды глубиной h , то проф. Коцени делит весь поток на два (см. стр. 22 статьи проф. Замарина). Дюпюи же, как мы выше показали, этого не делал.

Переходя далее к своей расчетной схеме однородных плотин, проф. Замарин указывает (стр. 32 и рис. 11), что в его лабораторных опытах подмечено, что депрессионная линия не начинается от уреза воды в верхнем бьефе плотины и что начало депрессионной линии пересекает верхний откос ниже уреза воды. К сожалению, проф. Замарин не дает никаких пояснений такому факту. Укажем, что в наших опытах этого пока не замечалось. Ведь в таком случае мы получили бы, что в точке начала депрессионной линии имеются два различных давления. Возражал прежде против этого же и проф. Замарин в своей рецензии¹⁵ по поводу работы инж. I. Schmied „Die Wasserbewegung im Dammkörper“¹⁶.

¹⁰ Е. А. Замарин — Движение грунтовых вод под гидротехническими сооружениями Ташкент 1931

¹¹ Zunker статья в „Handbuch der Bodenlehre“ 1930 г.

¹² Просачивание воды через плотины, Москва, 1923.

¹³ Фльтрация из каналов, Москва, 1934 г.

¹⁴ Ph. Forchheimer. Ueber den freien Spiegel bei Grundwasserströmung. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik. 1922. Heft 1.

¹⁵ Вестник ирригации 1929 г. № 9 стр. 115.

¹⁶ Vien 1928 г.

Проф. Замарин писал: „Таким образом получается, что вода может вступить в тело земляной плотины только на участке ВС смоченного откоса, выше этого участка, т. е. на длине ВА, вода нигде не, может проникнуть в грунт. Такой абсурдный, противоречащий здравому смыслу результат получился от того, что автор (Шмид) принял уровни воды в нижних пьезометрах тождественными с уровнями свободной поверхности воды (для одних и тех же вертикалей). Естественно ожидать, что ценность выводов автора, полученных на основе неверного исходного положения, будет не выше ценности этого исходного положения“. Непонятно, почему теперь проф. Замарин именно на основе своих опытов 1928 г. решил разделить точку зрения инж. Шмида на положение начала депрессионной линии.

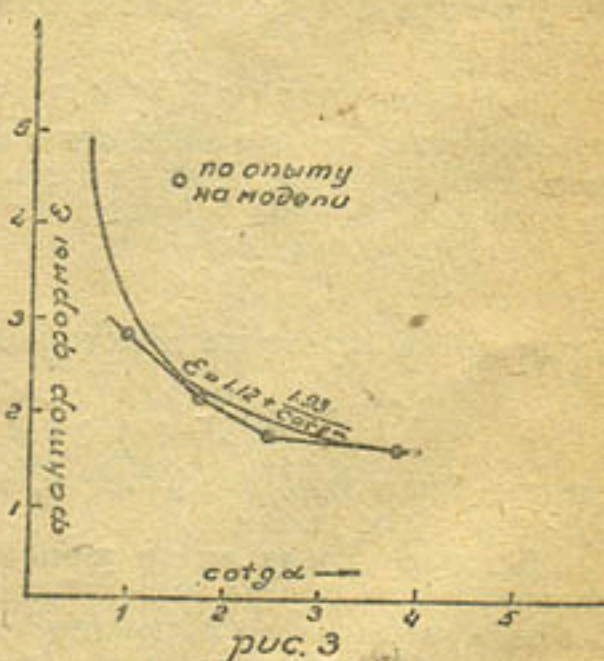
Если же мы обратимся как раз к тем опытам проф. Замарина, на которые (т. е. опыты 1928 г.) он здесь ссылается, то увидим, что эти опыты (см. рис. 56 и 57, стр. 80 и 81 в ¹⁰ показывают, что кривая депрессии начинается от уреза воды в верхнем бьефе, а не ниже. Если бы в опытах 1928 г. это действительно наблюдалось, то непонятна столь сильная рецензия, данная в 1929 г. и затем повторенная в 1931 г. в ¹⁰ (стр. 64), т. е. после опытов 1928 г. Именно опыты, приведенные на рис. 56 и 57 в ¹⁰ представляли весьма значительный интерес, так как подтверждали ту правильную критику, которую проф. Замарин давал методам определения положения кривой депрессии Шмида и Давиденкова. И нельзя не пожалеть, что проф. Замарин теперь отказался от этих положений и ссылается на те же самые опыты 1928 г., как на подтверждающие уже точку зрения Шмида.

Для низового клина проф. Замарин, не приводя никаких обоснований, предлагает свою формулу (55).

Отметим, что, бракуя выводы Дахлера об оценке роли верхового „клина“ и устанавливая свои, проф. Замарин не приводит ни более точных теоретических подсчетов, ни результатов и методики постановки своих опытов, в которыхим в частности подмечено теперь то положение начала депрессионной линии, которое требует, исходя из точки зрения проф. Замарина в 1929 г. и 1931 г., весьма серьезных обоснований и вызывало весьма серьезные возражения со стороны проф. Замарина же.

Вследствие этого мы считаем необходимым здесь, на рис. 3, привести сопоставление Дахлера его приближенных теоретических выводов коэффициента формы с результатами опытов. Нельзя сказать, чтобы результаты его опытов давали большое расхождение с теоретическими подсчетами.

Дахлер также отмечает условность своих выводов, отмеченную проф. Замариным на стр. 30 в ² и исследует возможность влияния этой неточности на результат.



¹ Т. е. что на верхней линии тока не соблюдается условие того, что она должна являться и линией равного давления.

Предложение проф. Замарина использовать решения инж. Сницар для трубчатого дренажа имеет ту же ценность, что и сами решения инж. Сницар, именно: не удовлетворяются условия на свободной поверхности и на дрене. В точке d (рис. 4-а), в которой касательная к свободной поверхности вертикальна, из уравнений инж. Сницар, приведенных проф. Замариным, скорость получается равной нулю, в то время как в этой точке скорость должна равняться коэффициенту фильтрации.

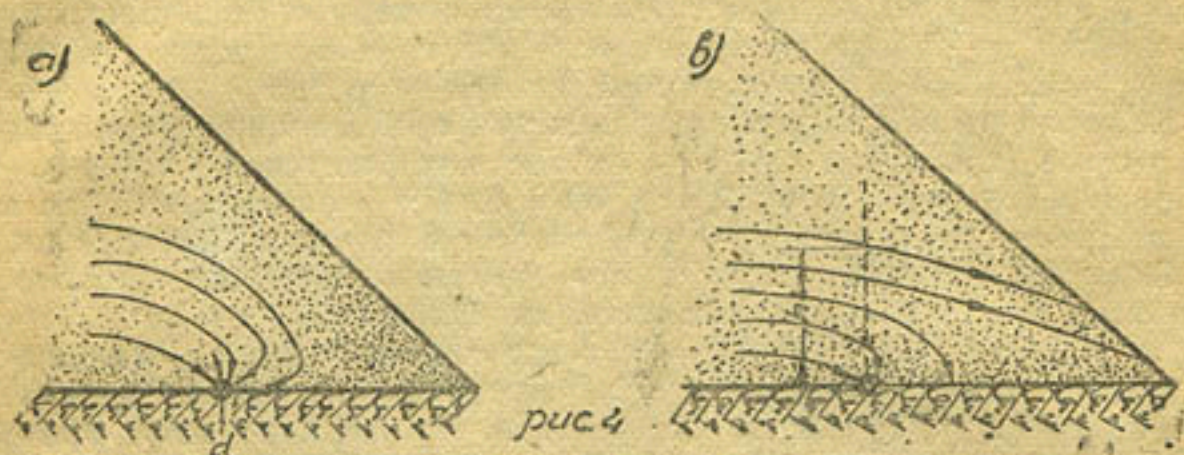


рис. 4

Далее нами установлено, что дренаж должен иметь определенные минимальные размеры с точки зрения условий притока грунтового потока, на что, к сожалению, до сего времени не обращалось вообще внимания (см. соответствующие пособия). Так, в частности, при притоке к дрене со всех сторон размер дрены должен быть ¹⁷

$$d \geq 0,26 \frac{Q}{k} \dots \dots \dots (16)$$

где Q — приток грунтовых вод на единицу длины дрены, диаметром d , а k — коэффициент фильтрации.

При притоке Q только с одной стороны

$$d \geq 0,52 \frac{Q}{k} \dots \dots \dots (17)$$

При наличии же вблизи под дренажной «непроницаемого» подстилающего слоя диаметр должен быть более, доходя в пределе приблизительно до

$$d \approx \frac{Q}{k}$$

когда дрена лежит на подстилающем слое, и следовательно вообще

$$d \approx m \frac{Q}{k} \dots \dots \dots (18)$$

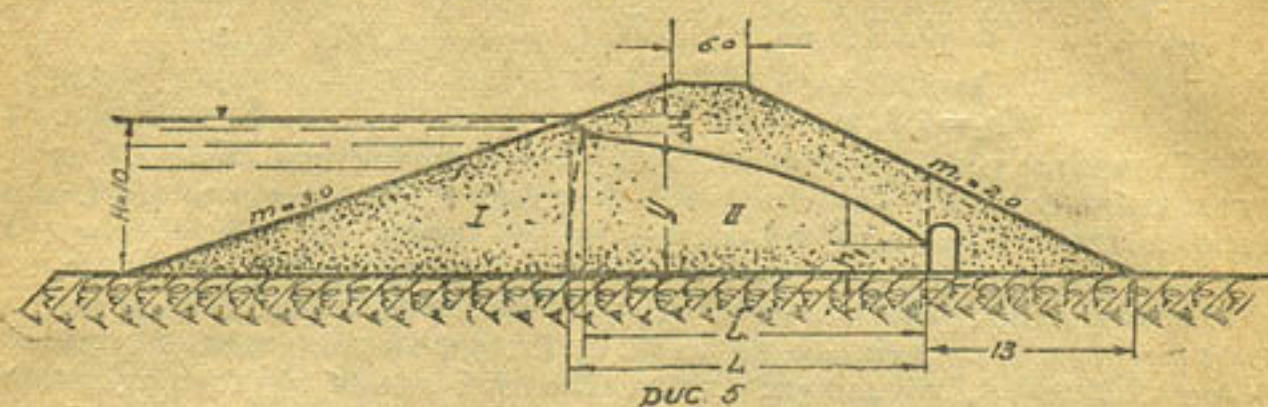
где m — некоторый коэффициент, зависящий от условий притока грунтовой воды к дрене.

Если же дрена имеет меньшие, чем нужно, размеры, то в рассматриваемом случае поток будет все равно выклиниваться в нижнем бьефе, как показано на нашем рис. 4-в, поясняющем действительную картину работы трубчатого дренажа взамен указаний проф. Замарина-Сницар (см. также напр.⁸ Как видим, по обычным решениям получается, что весь грунтовой поток будет уходить в дренаж вне зависимости от ее размеров, чего на самом деле не будет.

¹⁷ См. нашу работу в «Научных записках МИИВХ», т. 3 (в печати).

Таким образом, при расчете плотины с трубчатым дренажем является важным не только определение положения депрессионной линии, но и размеров дрены.

И по сути дела трудно говорить о „трубчатом“ дренаже, так как его размеры, как увидим, получатся весьма отличные от тех, при которых обычно говорят о трубчатом дренаже.



Дадим здесь приближенное решение по фильтрации через земляную плотину (рис. 5) при наличии „трубчатого“ дренажа. (Этот же расчет может быть применен и для расчета другого вида дренажа, например, при наличии дренажного клина в конце плотины).

Предположим, что горизонт воды в дренаже, или, точнее, дренажной галлерее, находится ниже непроницаемого основания плотины.

При этом решение уравнений возможно без подбора, что облегчает решение задачи.

Для верхового клина (I) по формуле Даклера расход на погонный метр плотины

$$Q = k \cdot \Delta H_1 \cdot \epsilon \dots \dots \dots (19)$$

где

$$\epsilon = 1,12 + \frac{1,93}{m} \dots \dots \dots (20)$$

$m = \text{ctg} \alpha$ — коэффициент заложения верхового откоса;

ΔH_1 — потеря напора в верховом клине;

ϵ — „коэффициент формы“.

Для остальной части (II), используя решение Дюпюи (ниже в § 3 будет показана точность этого для призмы с вертикальными откосами), имеем

$$Q = k \frac{(H - \Delta H_1)^2}{2L} = k \cdot \frac{y^2}{2L} \dots \dots \dots (21)$$

где H — напор перед плотинной;

L — расстояние от уреза воды до дренажной галлерей или дренажной отсыпи.

Высота выхода по Коцени

$$h_1 = \frac{Q}{k} \dots \dots \dots (22)$$

Решая совместно уравнения (19) и (21), получаем

$$Q = k \cdot \epsilon \cdot \left(L \cdot \epsilon + H - L \cdot \epsilon \sqrt{1 + \frac{2H}{L \cdot \epsilon}} \right) \dots \dots \dots (23)$$

$$h_1 = \epsilon \cdot \left(L \cdot \epsilon + H - L \cdot \epsilon \sqrt{1 + \frac{2H}{L \cdot \epsilon}} \right) \dots \dots \dots (24)$$

Дадим пример, используя цифры проф. Е. А. Замарина (стр. 35). Высота плотины $H_n = 12$ м, глубина воды в верхнем бьефе $H = 10$ м., мокрый откос $m = 3$, сухой откос $m_1 = 2$, ширина по верху $b = 5$ м, расстояние передней стенки коллектора или переднего откоса дренажа от подошвы плотины 13 м.

Тогда $L = 5 H_n + 5 - 13 - 3 H = 22$ м.

$$E = 1,12 + \frac{1,93}{3} \approx 1,77$$

$$Q = 1,82 \text{ к}$$

$$h_1 = 1,82 \text{ м.}$$

Следовательно, высота водосборного коллектора или обычной дренажной отсыпки должна быть не менее $h_1 = 1,82$ м для того, чтобы был перехвачен весь фильтрационный поток. Кроме того, передняя стенка водосборного коллектора должна выходить вверх до пересечения с низовым откосом, как это показано пунктиром на рис. 5, по причинам, изложенным ниже (§ 4). Если же использовать горизонтальный дренаж, то „конец“ депрессионной линии будет от начала дренажа на расстоянии

$$l = \frac{h_1}{2} = 0,91 \text{ м.}$$

Применение горизонтального дренажа по причинам, также изложенным в § 4, должно быть значительно ограничено.

Однако, мы считаем все же нужным указать, что значительно более точное решение по сравнению с такого рода приближенными решениями можно получить путем построения гидромеханической сетки методами, указанными в конце § 3.

Прием деления всего фильтрационного потока земляной плотины на три более или менее самостоятельные части вообще является приемом условным.

§ 3. Чрезвычайно большое отношение к рассматриваемому вопросу имеет работа советского исследователя Б. Б. Девисона¹⁸ работа которого не учтена, в частности, проф. Е. А. Замариным^{18, 19}

Именно в работе Девисона впервые рассмотрены условия распределения скоростей на свободной поверхности и участке выхода, и поставлена задача по движению грунтовых вод через перемычку с вертикальными откосами. И если мы обратимся к этой работе, то увидим, что те условия на участке выхода, которые после Девисона даны в статье Дахлера,²¹ и относительно которых проф. Замарин пишет, что „серьезного упрека заслуживает недоказанное положение, что тангенциальные скорости вдоль откоса постоянны“ (стр. 31). и т. д. по сути дела весьма ясны, и указания Дахлера совершенно правильны.

Как и во всех гидромеханических и гидравлических рассмотренных задач по движению грунтовых вод, предполагается, что движение подчиняется закону Дарси и пренебрегается влиянием сил инерции. Последнее приводит к тому, что в некоторых точках получаются скорости, равные бесконечности.

Понятно, что это не имеет физического смысла и не может быть на самом деле. Последнее, конечно, понимают и Коцени, и Дахлер (по-

¹⁸ Справочник по мелиорации и гидротехнике, том I, Сельхозгиз, 1934

¹⁹ Е. А. Замарин, Фильтрационная эффективность экранов. Гидротехническое строительство, 1936 г. № 3

²⁰ Б. Б. Девисон, Об установившемся движении грунтовых вод через земляные плотины. Записки Государственного гидрологического института, том VI, 1932 г.

²¹ R. Dachler, Ueber den Strömungsvorgang bei Hangquellen. Wasserwirtschaft 1934, № 5—6.

то получаем для свободной поверхности

$$v_y = \frac{v_x^2 + v_y^2}{-k} \dots \dots \dots (29)$$

или

$$v_x^2 + (v_y + \frac{k}{2})^2 = (\frac{k}{2})^2 \dots \dots \dots (30)$$

Если мы по оси абсцисс будем откладывать значения v_x и по оси ординат значения v_y , то это уравнение Девисона при сравнении с обычным уравнением окружности с центром в начале координат

$$x^2 + y^2 = r^2$$

говорит о том, что в области (v_x, v_y) свободная поверхность изобразится дугой окружности радиусом равным

$$r = \frac{k}{2}$$

и с центром, удаленным от начала координат вниз по оси ординат на $\frac{k}{2}$ (см. рис. 6-в).

Для прямолинейного участка выхода мы в свою очередь можем найти величину проекции v_t скорости на направление откоса, зная, что давление вдоль участка выхода постоянное и равно атмосферному. Имеем

$$v_t = -k \frac{\partial H}{\partial t} = -k \frac{\partial (\frac{p}{\gamma} + y)}{\partial t} = -k = -\frac{\partial y}{\partial t} \dots \dots \dots (31)$$

Опять таки геометрически находим

$$v_t = -k = \frac{\partial y}{\partial t} = -k \cdot \sin \alpha \dots \dots \dots (32)$$

где α — угол наклона откоса к горизонту.

При $\alpha = 90^\circ$ имеем $v_t = -k$. Из уравнения (33) получаем, что составляющая скорости вдоль прямолинейного участка выхода — величина постоянная.

Из условия непрерывности непосредственно следует то, что кривая депрессии должна быть касательна к низовому откосу. Иначе в области скорости мы будем иметь разрыв между значениями скоростей в конце свободной поверхности и на участке выхода.

Давно известно и из уравнения (26) непосредственно следует, что раз наибольшее значение косинуса равно единице, то наибольшее абсолютное значение скорости на свободной поверхности равно

$$v_{\max} = k \dots \dots \dots (33)$$

Теперь проф. Замарин возражает против уравнения (32) так же, как он возражает, — см. 10, стр. 50, исходя из своей предпосылка о том, что свободная поверхность не является линией равного давления, против равенства (33). В силу последнего и мы сочли необходимым в работе (13) (стр. 14) указать, вследствие чего скорость фильтрации на свободной поверхности не может превышать значения коэффициента фильтрации.

Даже чисто геометрически нетрудно доказать, что свободная поверхность при $\alpha \leq 90^\circ$ касательна к низовому откосу. Действительно, если мы допустим, что она пересекает его под каким то углом β ,

то проекция скорости в конце свободной поверхности на направление откоса по уравнению (26) должна была бы быть равной

$$\begin{aligned} v_t &= v \cdot \cos \beta = -k \cdot \cos(s, y) \cdot \cos \beta = \\ &= -k \cdot \cos(90^\circ - \alpha + \beta) \cdot \cos \beta = \\ &= -k \sin(\alpha - \beta) \cdot \cos \beta. \dots \dots \dots (34). \end{aligned}$$

Но по уравнению (32)

$$v_t = -k \sin \alpha$$

Так как составляющая скорости в одной точке, принадлежащей одновременно свободной поверхности и участку выхода, не может иметь двух значений, то при $\alpha \leq 90^\circ$

$$\beta = 0$$

и свободная поверхность, следовательно, касательна к участку выхода (при $\alpha \leq 90^\circ$).

Проф. Замарин пишет, что Дахлер¹, не приводя никаких ни доказательств, ни соображений, принимает, что в точке А депрессия касается откоса. На самом же деле Дахлер¹ приводит и соображения, и доказательство, сходное до известной степени с данным здесь нами.

Также не трудно показать правильность и остальных положений Дахлера о распределении скоростей по низовому откосу, что не требует даже и доказательств, и мы непосредственно получим, например, то, что точка Д уреза воды в нижнем бьефе является „фокусом размыва“.

На рис. 6-в показано очертание фигуры фильтрации в области гидрографа скорости (v_x, v_y) (рис. 6-а).

Исследования Девисона по распределению скоростей на свободной поверхности и участка выхода весьма помогли нам на основе метода Кирхгофа и цитированных работ Жуковского и Павловского разработать относительно элементарные способы для решения некоторых задач по фильтрации со свободной поверхностью^{23, 24} и дать решения по фильтрации из каналов, ранее полученные в¹³ с искривлением откосов, уже без искривления откосов²⁵ и некоторые другие²⁴.

Нельзя согласиться с применением теоремы Шварца к области фильтрации, так как формула Кристофеля-Шварца применима только к конформному изображению фигур, ограниченных прямыми линиями (ср., например, ¹⁰ стр. 72); также нельзя согласиться и с другими указаниями, сделанными Е. А. Замариным на той же странице, так как если задача представляет практический интерес, то научных работников (как и всех вообще работников в нашем Союзе), не могут останавливать трудности (мы уже имеем достаточно к этому примеров в других областях), тем паче, если бы это сводилось только к „утомительности“. Отметим, что доведение решения до численных результатов действительно требует нередко значительного упорства.

¹ Ueber den Strömungsvorgang bei Hangquellen. Wasserwirtschaft H. 5 — 6. 1934.

²³ Метод для решения некоторых задач по фильтрации со свободной поверхностью. Гидротехническое строительство № 9, 1935 г. (в уравнение на стр. 13, второй столбец после слов „на откосах“ вкралась понятная опечатка, именно в коэффициент

при минимом должен входить множитель $\lg \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right)$]

²⁴ „Sur la solution du problème à deux dimensions du courant des eaux souterraines à surface libre“ Доклады французской Академии наук, 1936, № 13 и № 16.

²⁵ Фильтрация из треугольных и трапециoidalных каналов. Научные записки МИИВХ, том 2, 1936 г.

Решение, может быть, на первый взгляд и простой задачи по движению грунтовых вод через плотину с вертикальными откосами оказалось в общем весьма сложным и Девисон в этой своей работе дал пока лишь общую постановку задачи, сведя проблему на первую пограничную задачу теории потенциала в области (v_x, v_y) , при чем употребляются модулярные функции.

Исследование Девисона показало, что при точном решении поставленной им задачи по фильтрации через земляную плотину формула Кристофеля-Шварца вообще не может быть применена. Поставленная Девисоном задача представляет чрезвычайно большой интерес не только с чисто практической точки зрения, но и с теоретической точки зрения. Это объясняет то, что через два года после Девисона данная задача была поставлена и Hamel'ем²⁶. Давая то же исследование, что и Девисон, он, в частности исследуя изображение контура задачи в области (v_x, v_y) , доказывает необходимость существования участка выхода, т.е. разрыва между концом депрессионной линии и поверхностью воды в нижнем бьефе. В этой работе он также привел лишь постановку и метод решения задачи.

Нельзя здесь не пожалеть, что работа Девисона не была своевременно опубликована за границей и поэтому теория Девисона носит заграничной пока имя Hamel'я, да и у нас работа Девисона стала более известной после появления работы Hamel'я.

Появление работы Hamel'я привлекло сразу большой интерес к поставленной задаче, и весьма быстро появляются в разных странах работы, которые, несмотря на „утомительность“ и сложность численных решений, дают таковые.

Во первых, в 1935 г. сам Hamel совместно с Günther'ом²⁷ дал окончательное решение для одного частного случая, изображенного на рис. 7. На этом же рисунке дано для сравнения и очертание свободной поверхности „по Дюпюи“. Но в этой работе не было дано определения расхода. А последнее, как увидим далее, и приводит к чрезвычайно интересному и, пожалуй, весьма неожиданному результату.

В том же году американский ученый Muskat, списавшись с Hamel'ем, получив от него рукопись и ознакомившись по ней с методом уже численного решения, дал дополнение к работе Hamel'я. В своей работе²⁸ Muskat дал рассмотрение еще пяти случаев для плотины с вертикальными откосами, из них один (плюс один, данный Hamel и Günther) при наличии воды в нижнем бьефе и четыре при отсутствии воды в нижнем бьефе, и для всех, включая и рассмотренные Hamel и Günther, подсчитал высоту участка выхода, распределение скоростей фильтрации по откосам и расход на фильтрацию. А наличие уже шести случаев дало возможность сделать и выводы. Считая, что итоги вычислительной работы Muskat'a представляют весьма значительный интерес, приведем здесь сводную таблицу результатов его подсчетов.

В этой таблице приняты следующие обозначения:

H_1 — глубина воды в верхнем бьефе;

H_2 — глубина воды в нижнем бьефе;

²⁶ G. Hamel. Ueber Grundwasserströmung. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik. 1934. № 3.

²⁷ G. Hamel und E. Günther. Numerische Durchrechnung zu der Abhandlung über Grundwasserströmung. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik 1935, № 5.

²⁸ Morris Muskat. The seepage of water through dams with vertical faces. Physics. December. 1935.

Случай	I	II	III	IV	V	VI
H_1/k	0,3223	0,6695	0,67204	0,8715	1,2857	1,8234
H_2/k	0,0842	0,1579	0	0	0	0
n/k	0,1225	0,2019	0,4300	0,5192	0,6455	0,7185
L/k	0,1619	0,4439	0,3293	0,4843	0,9063	1,6923
q/k^2	0,3015	0,4802	0,6871	0,7828	0,9129	0,9830
qD/k^2	0,2989	0,4768	0,6865	0,7841	0,9120	0,9823

h — высота участка выхода (над горизонтом воды в нижнем бьефе);

L — длина основания плотины;

q — расход на единицу ширины плотины по точной теории Девисона—Hamel;

$qD = k \frac{H^2 - H_2^2}{2L}$ — расход на единицу ширины плотины по формуле Дюпюи.

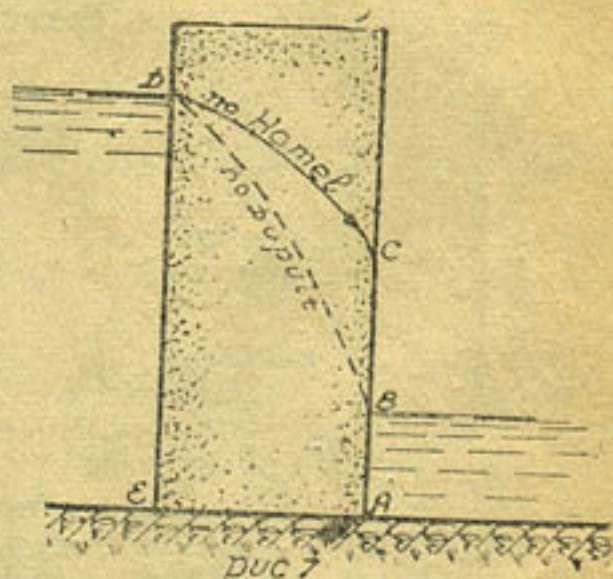
k — коэффициент фильтрации.

Что же дает как рис. 7, так и эта таблица?

Она дает прежде всего то, что и следовало ожидать — именно депрессионная линия по Дюпюи лежит ниже, чем по точному выводу, т. к. по Дюпюи не учитывается высота выхода, причем наибольшее расхождение получается при весьма малой длине L по сравнению с H_1 , т. е. при очень узкой плотине.

Таким образом, подсчет ординат депрессионной линии, особенно при узкой плотине и вблизи участка выхода, по соображениям, уже изложенным в § 1 (т. е. вследствие уже заметной кривизны струек в этих условиях), по Дюпюи дает неточные результаты, и главное, в сторону заведомого снижения депрессионной линии.

Но наиболее интересным результатом является то, что разница в расходах, подсчитанных по точному решению и по Дюпюи, составляет не свыше 1%. Таким образом, по результатам подсчетов Muskat'a можно считать, что формула Дюпюи вполне применима для определения расхода и дает достаточно точный результат (но по этому поводу см. § 4). Это результат до известной степени неожиданный. Очень важным итогом проделанной работы Девисона, Hamel'я Günther'a и Muskat'a является то, что оказалось, что для определения расхода такая простая формула, как формула Дюпюи, дает достаточно точные результаты даже в таких заведомо редко встречающихся в практике случаях, кроме разве лишь перемычек для строительных работ. Однако, сейчас же следует оговориться: если мы будем в формулу Дюпюи в этих узких перемычках подставлять вместо глубин воды перед и за перемычкой высоты депрессионной кривой, полученные



по точному решению, то мы будем получать уже сравнительно значительную разницу.

Так, например, если мы возьмем за глубину в конце участка не глубину воды в нижнем бьефе, а глубину H_2^1 грунтовых вод перед выходом (как предлагал Кусакин), т. е. примем

$$H_2^1 = H_2 + h$$

то формула Дюпюи уже будет давать заниженный расход. Например, для VI случая будем иметь

$$Q/k^2 = \frac{1,8234^2 - 0,7185^2}{2 \cdot 1,6923} \approx 0,832$$

т. е. ошибка составляет

$$\frac{0,983 - 0,832}{0,983} 100 = 15,4\%$$

и для III случая

$$Q/k^2 = \frac{(0,67204^2 - 0,430^2)}{2 \cdot 0,3293} = 0,403$$

и ошибка составляет

$$\frac{0,687 - 0,403}{0,687} = 41,4\%$$

Чем больше отношение длины рассматриваемого участка L к глубине H_1 , тем меньше эта ошибка. Это дает такой практический вывод: при подсчете расхода грунтовых вод по имеющимся наблюдениям за положением депрессионной кривой:

- I — брать за глубину H_2 глубину в нижнем бьефе, а не перед участком выхода;
- II — глубину H_1 брать возможно дальше от участка выхода.

Этот результат подсчетов Muskat'a дает возможность Muskat'у полагать, что формула Дюпюи и для определения расхода по притоку воды к колодцам тоже не даст больших расхождений с точным решением, учитывающим наличие участка выхода.

Интересно теперь сравнить полученные в результате точного решения высоты участка выхода при отсутствии воды в нижнем бьефе с формулой Коцени

$$\text{или} \quad h_1 = \frac{Q}{k} \quad \frac{h_1}{k} = \frac{Q}{k}$$

На основе подсчетов Muskat'a составляем следующую таблицу,

в которой даны теоретические $\frac{h \cdot k}{Q}$ в зависимости от $\frac{L}{H_1}$

Случай	III	IV	V	VI
L/H_1	0,49	0,555	0,705	0,91
$\frac{h \cdot k}{Q}$	0,625	0,663	0,707	0,73

Мы видим, что формула Коцени дает значения для высоты выхода большие, чем точное решение, как это и предполагал Коцени, ибо по формуле Коцени

$$\frac{h \cdot k}{Q} = 1$$

Однако, эта же таблица показывает, что чем больше отношение $\frac{L}{H}$, тем разница между формулой Коцени и точным решением становится все меньше.

Для целей практических расчетов пользование формулой Коцени дает, следовательно, известный запас. Если мы будем строить депрессионную кривую уже по Коцени, для отсутствия воды в нижнем бьефе, то она будет ложиться выше депрессионной кривой точного решения, что также дает известный запас. Необходимость пользования формулой Коцени для построения кривой депрессии остается до тех пор, пока не будет иметься соответствующих таблиц для точного решения. Таким образом, на основе точного решения для практических расчетов мы имеем следующее:

1. Формула Дюпюи достаточно точна для определения расхода (но см. § 4).

2. Формула Коцени для определения высоты участка выхода и построения депрессионной кривой при отсутствии воды в нижнем бьефе дает некоторый запас при построении депрессионной кривой.

Но все это решение и итоги его относятся ведь только к плотине с вертикальными откосами (и к случаю определения расхода при движении подземных вод).

Решение же задачи по плотине трапециoidalного сечения приводит уже к автоморфным функциям, сама теория которых весьма мало разработана.

Далее, при расчете плотин на проницаемом основании вопрос с точным решением обстоит еще сложнее.

Но существуют методы, которые дают возможность получения решения достаточно точного и более точного, чем рассмотренные в § 2 гидравлические приемы.

Этих методов два: первый — метод электрогидродинамических аналогий (Э. Г. Д. А.), предложенный и разработанный акад. Н. Н. Павловским, и второй — метод графического построения сетки движения. Основной недостаток этих обоих методов — это то, что решение надо искать для каждого частного случая, и нет тех возможностей в обобщениях, которые имеются в теоретическом решении.

Основные положения для графического построения сетки движения и пользования ею достаточно освещены в статье инж. Айвазян²⁹, к которой и отсылаем. Можно было бы лишь указать на некоторые дополнительные условия построения и проверки правильности построения сетки, но это в настоящей статье не имеет большой необходимости.

В отношении применения метода Э. Г. Д. А. для изучения просачивания через плотины весьма интересные исследования были поставлены в связи с цитированной работой Muskat'a, Wyckoff и Reed.³⁰ Основным затруднением при применении метода Э. Г. Д. А. к решению задач со свободной поверхностью является то, что заранее неизвестно очертание свободной поверхности.

²⁹ Гидротехническое строительство 1933, № 7.

³⁰ R. D. Wyckoff and D. W. Reed. Electrical Conduction Models for the Solution of Water seepage Problems. Physics. 1935. № 12.

Кроме того, например при фильтрации через земляные плотины, имеется участок выхода, в общем случае, как мы это знаем из работы Девисона, не являющийся линией равного потенциала или линией тока.

Последнее обстоятельство Wuskoff и Reed довольно удачно преодолели. Именно в отношении участка выхода известно, что на нем напор изменяется только с изменением высоты и равен отметке y , т. е. иначе вдоль участка выхода имеет линейное падение напора.

Это и навело Wuskoff и Reed на мысль о том, что вдоль участка выхода заранее неизвестной высоты проложить проводник F. B., в котором будет обеспечено падение потенциала в достаточной степени по линейному закону. Схема их установки Э. Г. Д. А. показана на рис. 8.

Линейное падение потенциала вдоль проводника вообще в точности не может быть соблюдено в силу того, что на „участке выхода“

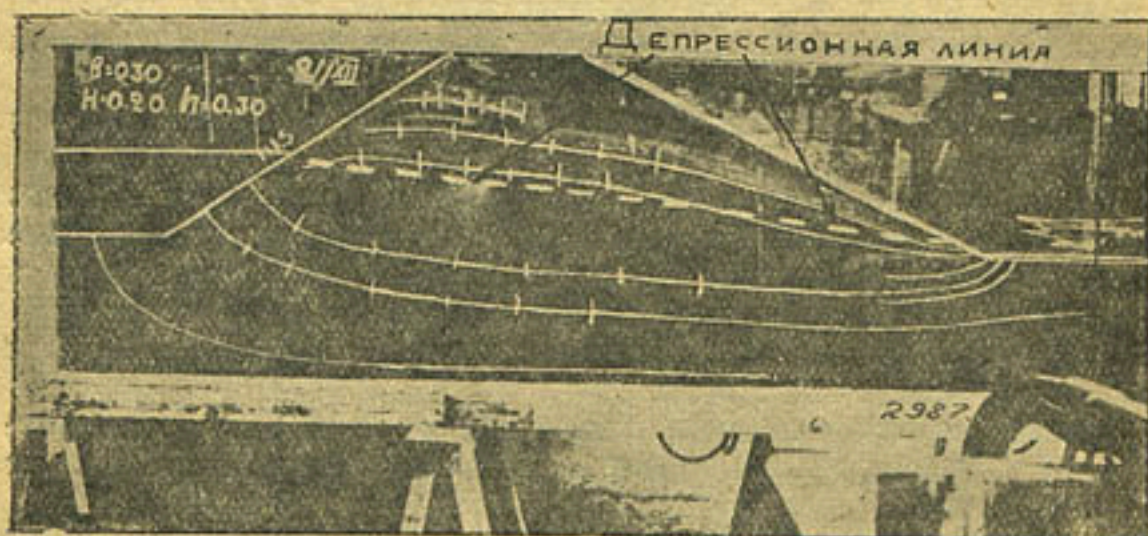


Рис. 8.

СВ будет вообще сила тока изменяться. Однако, условие линейного падения потенциала может быть соблюдено с достаточной точностью, если проводник F. B. будет иметь весьма малое сопротивление по сравнению с сопротивлением пластинки модели А. F. D. E. Так, в работе Wuskoff и Reed сопротивление проводника F. B. составляло сотые доли ома, в то время как сопротивление пластинки А. F. D. E. составляло около 50 ом на погонный сантиметр пластинки.

Материалом для пластинки А. F. D. E. служил коллоидальный графит, растворявшийся в дистиллированной воде и разбрызгиванием тонкими слоями наносившийся на бристоольский картон.

Каждый следующий слой наносился после высыхания предыдущего. Всех наносилось от 12 до 20 слоев. Положение свободной поверхности находилось путем ряда проб постепенным отрезанием кусков картона острым ножом до тех пор, пока не получали очертания свободной поверхности CD, удовлетворяющего условию

$$H = y$$

Верхний и нижний бьефы представлены шинами DE и AB.

При наличии свободной поверхности методом Э. Г. Д. А. можно найти положение только линий равных напоров, так как в этом случае отсутствует необходимая для получения линий токов обратимость.

Однако, положение линий токов при готовом очертании линий равного напора найти весьма незатруднительно.

С помощью метода Э. Г. Д. А. Wyскоff и Reed получили решение для ряда моделей плотин как с вертикальными, так и с другими откосами. Сравнение полученных решений на тех моделях, для которых имелись строения, теоретические решения Hamel'я и Muskat'a показали весьма высокую точность решений, полученных методом Э. Г. Д. А. (расхождение лишь в третьем знаке).

§ 4. Перейдем к одному вопросу, весьма мало освещенному в литературе, именно вопросу о поведении воды в капиллярной зоне. Если мы обратимся к основным в настоящее время мелиоративным пособиям, то увидим, что проф. А. Н. Костяков³¹ (стр. 554) считает, „что касается количественной стороны поступления грунтовой воды в канавы или дрены, то таковая очень сильно зависит от капиллярных свойств, какими обладает грунт водоносного слоя, так как в почве движется только та вода, которая находится под влиянием сил тяжести, т. е. свободная вода, равная разности между наличной влажностью и капиллярной скважностью данной почвы“.

Нужно сказать, что это утверждение связано с классификацией воды в почве, данной этим же автором на стр. 50 и имеющей следующий вид:

1. Гигроскопическая или пленочная вода.
2. Капиллярная вода, или вода, заполняющая капиллярные промежутки или поры почвы.
3. Свободная или гравитационная вода, находящаяся под влиянием сил тяжести или гидростатического напора; эта вода заполняет крупные некапиллярные промежутки почвы.

Эту же классификацию в общих чертах находим и в ряде других работ. Так, например, проф. Н. В. Поляков³² безоговорочно признает, что „капиллярная вода не реагирует на действие сил тяжести“. Также и доцент А. А. Черкасов³³ (стр. 431) считает, что капиллярная вода не является гравитационной, и выделяет особую гравитационную воду.

Акад. В. Р. Вильямс³⁴ (стр. 49) также считает, что капиллярная или волосная вода не подчиняется ни силе тяжести, ни гидростатическому давлению (и на основе этого он доказывает ряд положений).

Такого же воззрения на капиллярную воду придерживается и проф. А. Д. Брудастов³⁵, говоря, что „капиллярная вода не подчиняется действию силы тяжести; поэтому она не может стекать в дрены или каналы“.

Широкое распространение таких воззрений на состояние воды в почве, особенно на капиллярную воду, нашло отражение и в работах гидрологов и гидротехников. Обычным являлось утверждение, что слой капиллярных вод над грунтовыми водами не принимает участия в общем потоке грунтовых вод, как, например, пишет проф. О. С. Шестопа³⁶ и т. д. В этом воззрении, как видим, достаточно общим для целого ряда смежных наук, является неправильное разделение между капиллярной водой и свободной или „гравитационной“ водой,

³¹ Основы мелиораций, 1933.

³² Основы мелиоративного грунтоведения. Сельхозгиз, 1933 г.

³³ А. А. Черкасов—Движение грунтовых вод. ВНИИГиМ. Справочник по мелиорации и гидротехнике. Том I. Сельхозгиз, 1934 г.

³⁴ В. Р. Вильямс.—Травопольная система земледелия на орошаемых землях. Сельхозгиз, 1935 г.

³⁵ А. Д. Брудастов.—Осушение минеральных и болотных земель. Сельхозгиз, 1934 г., стр. 46 и 47.

³⁶ О. С. Шестопа.—Гидрология и гидрометрия. Гострансиздат, 1935 г., стр. 26.

в понимании, что только последняя вода подвержена действию силы тяжести и гидростатического давления. Само определение, что „свободная“ или „гравитационная“ вода заполняет некапиллярные промежутки почвы, с большим трудом вяжется с понятием о почвах, так как особенно в таких почвах, как мелкий песок, почти отсутствуют некапиллярные промежутки, т. е. такие, которые вода не могла бы заполнить под влиянием поверхностного натяжения на менисках этих промежутков. Только ведь такие промежутки и могли бы быть названы „некапиллярными“. Исходя из такой классификации, просто невозможно объяснить самый факт, все же против силы такой классификации существующий, вытекания воды из грунтов в дрены, осушительные каналы и пр.

В противоречии с этими всеми работами находится работа А. Ф. Лебедева³⁷, в которой капиллярная вода по условиям хотя бы и лишь вертикального движения называется гравитационной, и классификация и взгляды проф. А. Ф. Лебедева все же имеют достаточно широкое распространение в ряде работ, хотя ряд взглядов проф. А. Ф. Лебедева и вызывает, с нашей точки зрения, весьма серьезные возражения (на чем мы остановимся когда-либо особо).

Утверждение, что капиллярная вода не подчиняется действию силы тяжести и гидростатическому давлению, с действием силы тяжести связанному, ничем не может быть подтверждено. Наоборот, оно просто противоречит теории „капиллярной“ или „волосной“ трубки. Определение высоты капиллярного поднятия связано с действием не одних только сил поверхностного натяжения, а с результатом равнодействующей сил поверхностного натяжения и действия силы тяжести на воду, заключенную в этой трубке³⁸. Если бы на эту капиллярную воду не действовала сила тяжести и в ней не передавалось бы гидростатическое давление^{38-а}, являющееся лишь результатом действия силы тяжести и сил поверхностного натяжения, то высота капиллярного поднятия была бы безграничной.

В связи со всем этим некоторые исследователи в своих опытах по фильтрации через земляные плотины и не предполагали возможности движения воды в капиллярной зоне. А последнее, как увидим, весьма существенно может в некоторых случаях изменить картину всего потока и количественные выводы.

Мы в свое время обратили внимание на опыт Ребока (см. фиг. 29 „Фильтрации из каналов“), опыт проф. Жуковского³⁹ и пр.

Однако, Ребок не давал никаких пояснений к фотографии своего опыта, проф. же Жуковский не связывал возможности работы пор грунта на подобие сифона с существованием капиллярной зоны „грунтового потока“.

Эта работа проф. Н. Е. Жуковского является дальнейшим продолжением его работы.⁴⁰

Проф. Н. Е. Жуковский предполагал, что при откачке грунтовой воды, при осушении и т. п. на поверхности грунтовой воды образуются вогнутые мениски и, следовательно, в части грунтовой воды появляется вакуум, и что вследствие этого воронка зеркала не отвеча-

³⁷ Почвенные и грунтовые воды. 1930. (2-е издание)

³⁸ О. Д. Хвольсон. — Курс физики, том I. 1923 г.

^{38-а} Под гидростатическим давлением разумеется, как известно, внутреннее напряжение в жидкости.

³⁹ Просачивание воды через плотины, 1923 г.

⁴⁰ Теоретическое исследование о движении подпочвенных вод. Журнал русского физико-химического общества при С.-Петербургском университете.

Том XXI, часть физическая. Отдел I, 1889.

ет верхней границе грунтовой воды, а находится ниже. В случае же обратной картины, т. е. при поступлении воды в грунт, фильтрации через земляные плотины, фильтрации из каналов и т. п., проф. Н. Е. Жуковский (ibid, стр. 32) предполагал, что на свободной поверхности будут выпуклые мениски и вследствие этого на ней давление будет уже более атмосферного, что и принималось проф. Н. Е. Жуковским при решении задач. Это предположение проф. Н. Е. Жуковского о возможности давления на свободной поверхности (верхней линии тока) при фильтрации через земляную плотину больше атмосферного не подтвердилось в наших опытах, так как его предположение о возможности выпуклых менисков воды не отвечает природе смачиваемых грунтов. Также и проф. Е. А. Замарин¹⁰ (стр. 44) не смог дать правильного объяснения факту проф. Н. Е. Жуковского. Сам же опыт проф. Н. Е. Жуковского, как и аналогичные опыты других авторов; весьма помогли выяснению истинной картины условий капиллярной зоны.

В работе „Фильтрация из каналов“ мы сделали попытку наметить некоторые положения (в „Заключении“) по влиянию капиллярности грунта на фильтрацию. Не останавливаясь здесь более детально на дальнейшем обзоре соответствующей литературы, укажем, что, заинтересовавшись фотографией опыта Ребока, опытами Жуковского и им аналогичными, мы провели в 1933 г. небольшую серию опытов на средства ВНИИГиМ'а. Эта серия опытов и дальнейшие теоретические исследования привели к разработке картины фильтрации с учетом капиллярности грунта, изложенной в работе „Влияние капиллярного поднятия на фильтрацию из каналов“⁴¹. В этой работе даны схемы по фильтрации из каналов, по фильтрации под гидротехническими сооружениями, по фильтрации в случае залегания сильно водопроницаемой прослойки грунта и, в частности, и по фильтрации через земляную плотину. В итоге разработки мы пришли к выводу, что движение воды в капиллярной зоне и в зоне грунтовой воды представляет одно нераздельное и целое. Движение в этих зонах отличается в знаке давления воды по отношению к атмосферному давлению и некотором относительном уменьшении скоростей фильтрации по высоте капиллярной зоны в соответствии с уменьшением влажности (и давления) по высоте зоны по сравнению со скоростями фильтрации при том же пьезометрическом уклоне в грунтовой зоне. Ясно, что движение воды в капиллярной зоне или зоне „вакуума“ подчиняется тем же силам, что и движение в зоне грунтовой воды, т. е. происходит под действием разности напора (в указанном здесь в § 1 гидравлическом его понимании). Особое внимание в этой работе было обращено на условия перехода воды из одной зоны (состояния) в другую⁴².

Для иллюстрации высказанных в этой статье положений приведем здесь на рис. 8 и 9 фотографии с некоторых наших опытов, проведенных в застекленном с одной стороны лотке, длиной 2,68 м, высотой около 0,75 м.

Из рис. 8 и из рис. 9 ясно видно, что депрессионная линия (полученная по отсчетам пьезометров и вакуумметров в задней стенке

⁴¹ Гидротехническое строительство, № 5 1935. В этой статье, однако, много опечаток (часть из них дана в № 10, 1935) и напр., фиг. 2 и 9 при перечерчивании их для клише искажены. Поэтому просьба обращаться к нашей статье „Der Einfluss des kapillaren Aufstieges auf die Sickerung aus Kanälen, Wasserkraft und Wasserwirtschaft, 1935, № 21 (где наши чертежи не перечерчивались)

⁴² См. также В. В. Ведерников. Влияние капиллярности грунта на фильтрацию со свободной поверхностью. Доклады Академии наук СССР, 1936 г.

лотка), показанная пунктиром, не является линией тока, ибо ее пересекают струйки, проходящие в капиллярной зоне. Рис. 8 показывает ясно, что вода, движущаяся в капиллярной зоне, должна для того, чтобы вытечь на откос плотины, перейти в состояние грунтовой воды (т. е. с давлением более атмосферного) и поэтому пересекать депрессионную линию. Здесь же на этом фото видна наша попытка исследовать соотношение между скоростями движения в зоне грунтовой воды (ниже депрессионной линии) и по высоте капиллярной зоны путем засечки по времени продвижения струйки краски и вычисления затем градиента напора по данным пьезометров и вакуумметров для этих линий.

Высота дна верхнего и нижнего бьефов над дном лотка равна 0,30 м. Глубина воды в верхнем бьефе $H = 0,20$ м и в нижнем бьефе около нуля (т. е. горизонт воды в отводном колодце поддерживался на уровне дна нижнего бьефа).

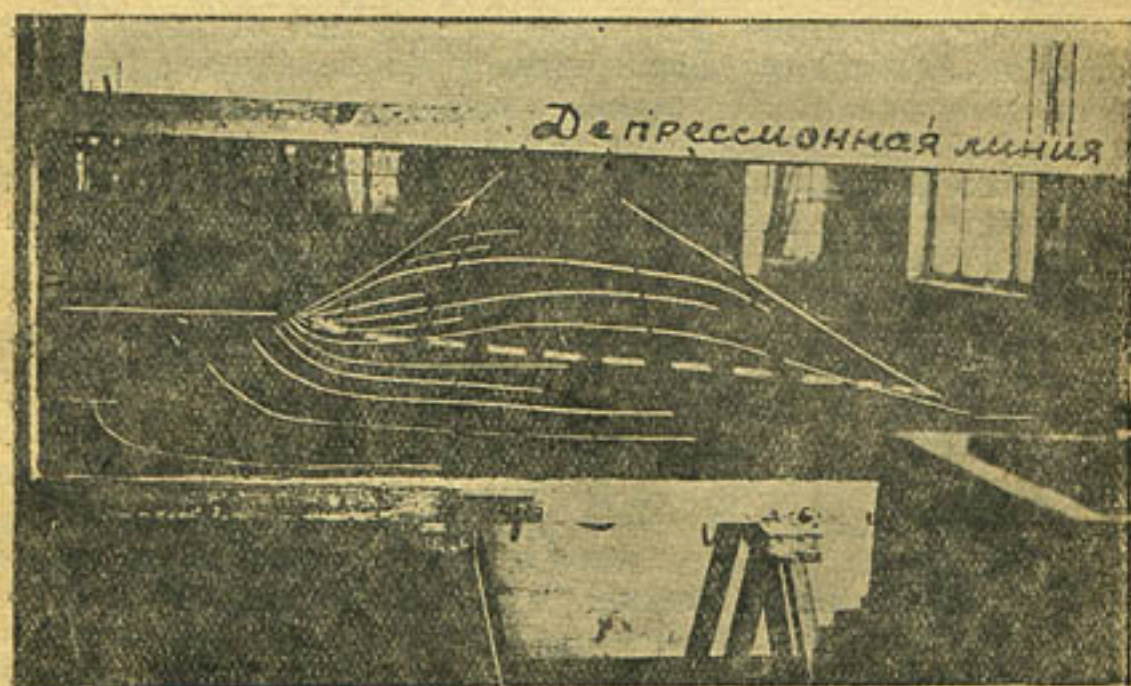


Рис. 9.

На рис. 9¹ показан поставленный в дальнейшем опыт, в котором более детально были прослежены условия движения воды в верхней части плотины (мокрого откоса); из этих обоих рисунков ясно видно, что движение воды в обеих зонах представляет одно целое, и что вода переходит из одного состояния в другое и обратно. Поэтому трудно и говорить о расходе капиллярной зоны, как о чем-то самостоятельном. Депрессионная же линия представляет собой лишь линию равного давления, но не линию тока.

De Vos⁴³, несмотря на знание возможности движения в капиллярной зоне (см. его же доклад), считал, благодаря подчеркнутому им же отсутствию представления о причинах и законах движения в капиллярной зоне (стр. 289), что депрессионная линия является линией тока и должна быть перпендикулярной к мокрому откосу плотины, и это было одной из основных причин признания им неправильности результатов исследований, произведенных на плотине Ono-Dam. Отметим, что лишь на этом конгрессе⁴³ Ребок обратил внимание на цитированный нами выше его опыт. Очень жаль, что

¹ Горизонты воды и дно бьефов на рис. 8 и 9 показаны белыми линиями.

⁴³ 1-er Congress des Grandes Barrages. Scandinavie, 1933, vol. IV.

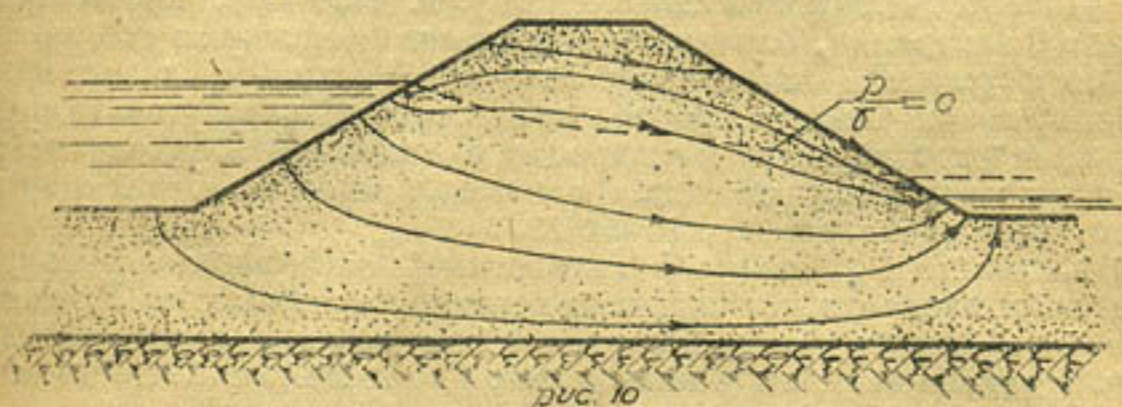
мы не имели возможности тогда же обратить внимание на результаты указанных выше наших опытов, проведенных в 1933 году.

На основе этих опытов на рис. 10 и составлена схема по фильтрации через земляную плотину с учетом капиллярности грунта (см. также фиг. 9⁴¹).

Здесь депрессионная кривая показана пунктиром. Депрессионная кривая, как известно, та кривая равного давления, на которой пьезометрическая высота (т. е. высота избыточного давления)

$\frac{p}{\gamma} = 0$. Правая часть рис. 10 дает картину притока воды к осушительным каналам, колодцам и пр. Отметим, что во изменение условий, данных Девисоном, здесь уже свободная поверхность (крайняя линия тока) в начале (у верхового откоса) и в конце (у низового откоса) имеет горизонтальные касательные.

При этом отметим, что весьма часто фильтрация через земляную плотину будет происходить без образования свободной поверхности по причинам, уже указанным в ⁴¹.



В основу дальнейших исследований и должна быть положена наша основная предпосылка, состоящая в том, что движение воды в капиллярной и грунтовой зоне грунтового потока представляет одно целое, ограниченное верхней границей капиллярной зоны, т. е. нельзя говорить, что только капиллярная вода находится под действием сил поверхностного натяжения. Весь поток находится, с одной стороны, под действием сил поверхностного натяжения, действующих на свободной поверхности, силы тяжести и прочих внешних сил, и, с другой стороны, возникающих вследствие этих сил внутренних сил напряжения жидкости, называемого гидростатическим и гидродинамическим давлением, и „внутренних“ сил трения, возникающих при движении грунтового потока как целого.

При этом следует отметить здесь некоторую неравноценность условий движения воды в верхней (большей) части всей капиллярной зоны.

На основе этих предпосылок нами и было дано гидромеханическое решение по фильтрации из канала с учетом влияния капиллярности грунта ⁴¹. И это решение дало возможность проследить основные изменения в картине фильтрационного потока и произвести некоторую и количественную оценку влияния капиллярности грунта.

Не трудно обратить внимание на то, что действительная картина фильтрации через земляную плотину, данная на рис. 10, весьма отличается от той, которая рассматривалась ранее в §§ 1, 2 и 3. Понятно, что наличие капиллярной зоны приводит к неточности вообще всех предыдущих выкладок, при чем эта неточность является не постоянной, а переходной. Действительно, высота капиллярной зоны является величиной более или менее постоянной, в то время как глубина

в верхнем (и нижнем) бьефе — переменная. Чем меньше высота капиллярной зоны по отношению к глубинам воды в верхнем и нижнем бьефах, тем меньше и относительное влияние ее наличия на картину фильтрационного потока и его расход. Этим-то и объясняется то, что, например, в опытах проф. Замарина коэффициент фильтрации модели плотины получался не постоянным, а переменным (в то время как он при установившемся движении должен быть постоянным), причем чем больше глубина воды в верхнем бьефе, тем он получался меньше (см., напр., рис. 50 в „Движении грунтовых вод под гидротехническими сооружениями“). Понятно, что действительный коэффициент фильтрации при этом (если исключить другие факторы) более правильным получается при наибольших глубинах воды в верхнем и нижнем бьефах, т. к. влияние капиллярной зоны при этом наименьшее. Однако, при этом, конечно, требуется подсчеты производить по формуле, которая, хотя и не учитывает влияния капиллярности, но является точной, т. к. только при этом могут быть исключены факторы неточности самой формулы. Поэтому, принимая коэффициент фильтрации, близкий к наибольшему значению его, полученному по формуле Дюпюи, проф. Замарин¹⁰ (стр. 75) делал ошибку в сторону значительного преувеличения коэффициента фильтрации. На „изменение“ коэффициента фильтрации в модели, связанное в действительности с неучетом движения в капиллярной зоне, мы обратили особое внимание в своих опытах 1933 г.

В частности Р. Nemenyi⁴⁴ „изменение“ коэффициента фильтрации в модели объяснял исключительно неточностью формулы Дюпюи при применении ее для моделей плотин с вертикальными откосами и считал, что движение воды в капиллярной зоне мало объяснимо и скорее является ошибкой в опытах.

Как мы видели в § 3, по результатам подсчетов Muskat'a можно считать, что формула Дюпюи для определения расхода и, следовательно, коэффициента фильтрации, достаточно точна, и таким образом попытка объяснить „изменение“ коэффициента фильтрации за счет неприменимости вообще закона Дарси⁴⁵ или неприменимости формулы Дюпюи для определения расхода отпадает.

Для возможности учета расхода, проходящего в капиллярной зоне при равномерном движении грунтовых вод по наклонному непроницаемому слою, мы предложили⁴¹ ввести вполне закономерную поправку: именно, принимать за расчетную глубину грунтового потока не глубину t грунтовых вод ниже уровня грунтовых вод (депрессивной линии), а глубину

$$h = t + a \cdot h_k \dots \dots \dots (35)$$

где h_k — полная высота капиллярной зоны, $a < 1,0$ — коэффициент, учитывающий уменьшение скоростей фильтрации по высоте зоны.

При этом отметим, что

$$a \cdot h_k > h_{kn}$$

где h_{kn} — высота нижней части капиллярной зоны — части капиллярного насыщения. При приближенных расчетах можно пока принимать для определения расхода глубину грунтового потока равной

$$h = t + h_{kn} \dots \dots \dots (36)$$

⁴⁴ Р. Nemenyi. Ueber die Gültigkeit, des Darcy'schen Gesetzes und deren Grenzen Wasserkraft und Wasserwirtschaft. 1934. Н. 14. См. также его же Wasserbauliche strömungslehre. 1933.

⁴⁵ Chr. Keutner. Die Wasserbewegung in durchlässigen Bodenschichten. Die Bautechnik, 1933.

В порядке первого приближения можно ввести эту нашу поправку и в формулы Дюпюи для неравномерного движения грунтовых вод, принимая и в них (на участках медленно изменяющегося движения)

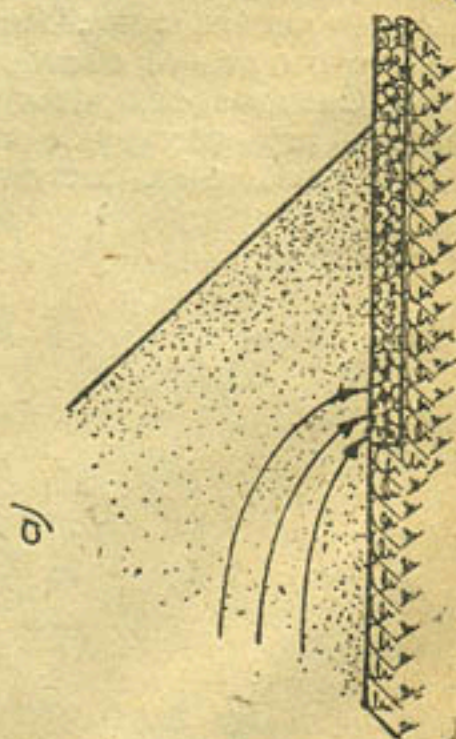
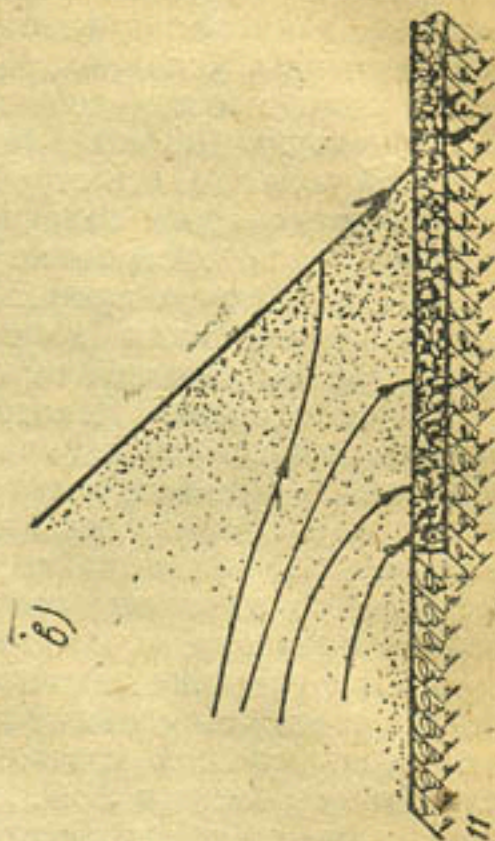
Или
$$h \approx t + a \cdot h_k \dots \dots \dots (37)$$

$$h \approx t + h_{\text{ин}} \dots \dots \dots (38)$$

Влияние капиллярности грунта вносит существенное изменение в картину фильтрационного потока, например, над горизонтальным дренажем.

Условия фильтрации в случае наличия под менее проницаемым грунтом грунта значительной водопроницаемости с весьма малой высотой капиллярного поднятия достаточно разобраны и доказаны в работе ⁴¹ (см. рис. 6). Именно доказано, что над границей грунта значительной водопроницаемости фильтрационный поток должен растекаться, и высота слоя фильтрационного потока, который при этом создается, не менее высоты капиллярного поднятия для верхнего грунта. На рис. 11-а показана обычно предполагаемая схема движения над горизонтальным дренажем, а на рис. 11-в показана действительная (т. е. с учетом капиллярности верхнего грунта) картина фильтрационного потока.

В силу изложенного в этом § 4, мы приводили в § 2 результаты исследования Дахлера по верховому клину, но ничего не упомянули об его предложении для низового клина. Если для верхового клина, судя по его фото, влияние капиллярности грунта на результаты опытов и не вносит вероятно существенного изменения в выводы, то для его решения для низового клина к тому же построенного исключительно по опытным данным, судя опять-таки по размерам фильтрационного потока на его фотографиях (так как сам Дахлер ничего не упоминал о движении воды в капиллярной зоне, так как очевидно об этом он не имел представления), влияние капиллярности грунта, вероятно было, весьма значительным. В силу же этого, мы весьма скептически относимся к выводам по грунтовому потоку, построенным исключительно на опытно-лабораторных данных, без оценки влияния капиллярности грунта (конечно, там, где оно имеет место, а это влияние, как мы видим, отличается тем, что оно не имеет постоянного значения, а является переменным и зависит от размеров модели).



§ 5. Заключение. В результате нашего краткого обзора мы приходим к следующим выводам:

1. Критика проф. Замарина, являющаяся весьма ценной в том отношении, что критика у нас вообще мало развита, по отношению к ряду положений Дюпюи, Дахлера и пр. недостаточно приемлема и в известных своих частях вводит в заблуждение.

2. Прием Дюпюи, аналогичный обычным гидравлическим приемам для исследования неравномерного движения воды в открытых руслах и сходный с гипотезой Бернулли о плоском сечении в строительной механике, является приемом, дающим приемлемые результаты в соответствующих условиях, за исключением участков, где струйки являются сильно искривленными.

3. Формула Дюпюи для плотин с вертикальными откосами, несмотря на то, что здесь струйки искривлены, дает результат для определения расхода, не отличающийся от точного решения, но она не применима для построения кривой депрессии.

4. Предложение проф. Коцени для определения высоты участка выхода и построения депрессии дает запас. Формулы Коцени для расхода не отличаются от формул Дюпюи.

5. Исследования Девисона (и затем Дахлера и др.) не вызывают никаких возражений с точки зрения обычной постановки гидромеханического решения задач (без учета сил инерции) по грунтовому потоку и, наоборот, являются, как и исследования Жуковского и Павловского, чрезвычайно ценными на пути нашего познания. И здесь можно отметить, что наша советская наука в лице этих исследований показала, что мы не только не отстаем, но идем впереди.

6. При решении задач по фильтрации через земляную плотину следует стремиться отказываться вообще от применения приближенных гидравлических приемов, а переходить к построению сетки движения путем метода Э. Г. Д. А. и графического метода.

7. При дальнейших исследованиях следует учитывать действительную картину фильтрации, т. е. с учетом явления капиллярности грунта, например, по картине рис. 10, и то, что депрессионная кривая не является линией тока. Методы пункта 6 дают возможность решения и с учетом этого обстоятельства.

8. Следует отказаться от тех взглядов, которые, как мы видели выше, еще существуют в значительном ряде работ на капиллярную воду и вообще на состояние воды в грунтах.

Москва

Мелкие ирригационные сооружения

Число мелких сооружений на ирригационных системах довольно значительно; так, для всхолмленных местностей (напр., Ангрен, Нижний Хан и др.) можно считать около 20 га приходящихся на одно сопрягающее бьефы сооружение (перепад, быстроток и т. п.).

Если же учесть и другие сооружения (выпуски, перегораживающие и др.), то число гектаров орошаемой площади, приходящееся на 1 сооружение, уменьшится в несколько раз (3—4 и даже более).

За последнее время в практику ирригации стали сильнее внедряться типовые сооружения, что должно рассматриваться как положительное явление, однако, если вспомнить, что большинство типовых сооружений было разработано еще в 1925—1932 гг., то естественно задать вопрос, а не устарели ли конструкции типовых сооружений, как они соответствуют стахановской организации работы?

Просматривая альбомы типовых сооружений Средазводпроиза (Сазгипровода), нельзя дать положительного ответа на поставленные вопросы, по крайней мере для всех сооружений.

Принципиальное замечание по типовым проектам ирригационных сооружений относится к методу их проектирования.

Не рассматривая в настоящей статье всего комплекса типовых сооружений, остановлюсь на группе мелких сопрягающих сооружений.

Вполне понятно, что проектирование типовых сооружений было основано на базе современного им развития методов расчета; уже одно интенсивное и успешное развитие советской гидротехники за последние пять лет заставляет поэтому критически отнестись к имеющимся проектам типовых сооружений.

Другое замечание касается самого метода проектирования типовых сооружений; на рис. 1 приведен продольный разрез типового быстротока, взятый из альбома типовых проектов Сазгипровода 1933 г. по чертежу № 9 С-1 (для расходов от 50 до 350 литров в сек.).

Не трудно видеть, что представленное на рис. 1 сооружение не только по форме повторяет установившиеся формы крупных сооружений, но и по существу является их копией, моделью.

Казалось, малость сооружений позволяла бы отказаться от метода копирования; здесь невелики расходы, скорости, иные условия для фильтрационного потока; между тем, копирование проведено весьма полно. Так, например, поставлены обратные фильтры так часто, что их число можно было бы сократить и для крупного сооружения.

Постройка хотя не дорогих, но многочисленных мелких сооруже-

ний капитального типа может уменьшить маневренность ирригационных систем при их переустройстве в связи с введением более мощ-

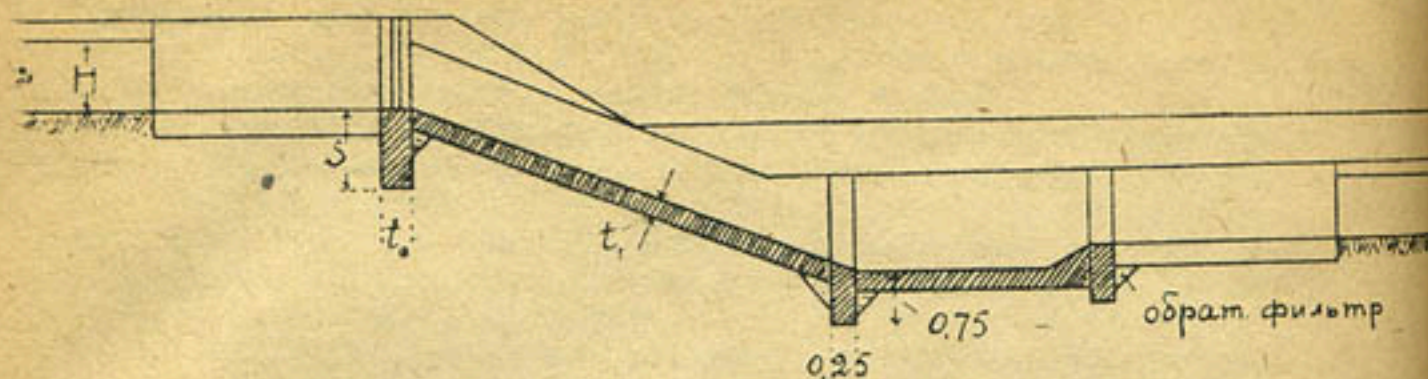


Рис. 1.

ных машин по обработке почвы и по уборке урожая. В таких случаях желателен переход на такие типы сооружений, которые при переустройстве их вызвали бы наименьшие потери в строительных материалах и постройка которых была бы наиболее проста.

С этой точки зрения заслуживают внимания типовые сооружения упрощенного типа, с широким использованием местных строительных материалов; в качестве одного из таких типов может быть рассмотрен следующий вид сооружений.

Вместо обычных перепавов, быстотоков и т. п., можно было бы ограничиться устройством обычного земляного канала с уклоном 1:1,25—1:1,5, на дно которого укладывается слой смеси гравия с мелкой галькой (щебнем) $d \leq 3$ см слоем 10—15 см, поверх которого помещается слой камня, размерами 10—15 см (или крупнее). Часть потока будет фильтроваться через гравий—камни, другая часть потока будет протекать по камням.

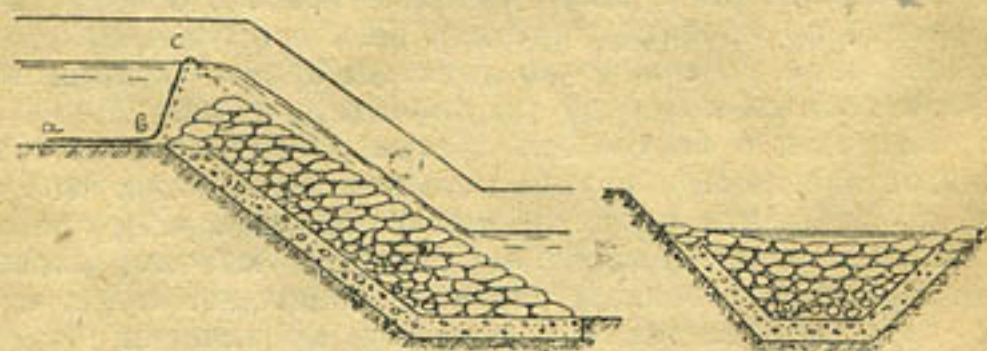


Рис. 2.

Чтобы не было смыва камня потоком, поверху следует укладывать более крупные камни (рис. 2); в целях предупреждения забивки входной поверхности фильтрационного потока плавающим мусором верх камня полезно оканчивать ниже уровня воды в верхнем канале. На рис. 2 приведен продольный разрез предлагаемого сооружения, в котором нижняя поверхность уровня гальки имеет откос 1:1,25 и верхняя поверхность камня 1:1,5. Сооружение соответствует расходу 200 л/сек. при ширине канала 50 см и наполнении его 50 см. Толщина слоя гравия-гальки принята 15 см, толщина слоя камня внизу 50 см, наверху 35—40 см.

Подсчеты показывают следующее распределение потока на фильтрационную и открытую части; для заложения подошвы гравия 1:1,25 имеем тангенс угла заложения $\operatorname{tg} \alpha$ или $\sin \alpha = 0,8$ или $1 = \sin^2 \alpha = 0,625$

Для слоя гравия-галльки можно принять коэффициент фильтрации $K_1 = 0,06$ м/сек.; для слоя камня $d = 10-15$ см $K_2 = 0,30$ м/сек.; тогда при живых сечениях слоя гравия—галльки $\omega_1 = 0,16$ кв. м и слоя камня $\omega_2 = 0,58$ получаем следующую величину фильтрационного расхода. $Q_{\phi} = i(\omega_1 K_1 + \omega_2 K_2) = 0,625(0,16 \times 0,06 + 0,58 \times 0,30) = 0,114$ куб. м в сек.

На долю открытого потока приходится

$$Q = 0,200 - 0,114 = 0,086 \text{ куб. м в сек.}$$

Чтобы предохранить грунт русла канала от размыва, камень укладывается с некоторым понижением к середине потока (10—15 см), что позволяет определить глубину открытого потока таким образом. Скорость в открытом потоке не будет больше скорости равномерного режима, для которого, как показали опыты, коэффициент шероховатости будет около 0,040—0,045.

Зная расход $Q = 0,086$, уклон $i = 0,625$ и коэффициент шероховатости $n = 0,040$, находим сечение потока в форме треугольника, шириною по верху 1,25 м и глубиною в середине 7 см; скорость при этом получается ровно 2 м в сек. Надо полагать, что скорость в 3 м/сек. не будет опасной для камней, уложенных с откосом 1:1,5, что же касается фильтрационного потока, то опыты показали безопасные уклоны для песка, подстилаемого гравием порядка 15—30; следовательно уклон в нашем случае 0,625 не опасен для гравия, а тем более для галльки и камней. Однако, это будет так, если конец каменной кладки будет служить упором для ее наклонной части, для чего нижнюю часть ее следует заканчивать крупными камнями.

Рассмотренный вид сооружения относится к транзитным сооружениям, но его легко приспособить и к виду регулирующих; для этого следует продолжать кладку до точки С—уровня воды в верхнем канале, и дать простейший затвор—кусок брезентового полотна авс, уложив его на дно, борта канала и каменную кладку. Такой затвор будет герметичнее обычных инженерного типа затворов; стоимость же его во много раз менее обычных затворов.

Указанное на рис. 2 сооружение требует для своего возведения, при разности отметок дна верхнего и нижнего бьефов в 1 м, камня до 1,25 куб. м и гравия—галльки около 0,60 куб. м.

Интересно сопоставить количество материала по типовому проекту (рис. 1) Сазгипровода, составленному для тех же условий, что и рассмотренное выше сооружение.

По черт. № 9 альбома Сазгипровода С-1 имеем длину водоската 2,63 м, длину колодца 2,5, длину крепления русла перед сооружением 3 м; то же за сооружением, $s = 0,75$ м, $t_0 = 0,30$ м, $t_1 = 0,15$ м, что дает следующие объемы работ: бетона 3,93 или кругло 4 куб. м. крепления (из камня) около 3,5 куб. м, не считая работ по устройству затвора.

Предлагаемый мною вид сооружения требует материалов меньше, чем нужно лишь на одно крепление в обычном типовом сооружении, не говоря уже о полной ненужности бетона.

Конструкция предлагаемого сооружения не увеличивает скорости подхода и выхода из сооружения, почему здесь в креплении русла нет необходимости. При переустройстве сооружения указанного типа материалы его используются почти полностью (кроме гравия), а самое переустройство, как и постройка заново, вполне доступны колхознику.

Сведения о гниении местной древесины

При изучении в Санири физико-механических свойств местной древесины¹ был заложен опыт для установления ее гнилостойкости. Древесина находилась в различных условиях испытаний с 4 августа 1932 г. по 15 февраля 1936 г.

Испытанию подвергались нижеперечисленные древесные породы:

Акация белая—*Robinia Pseudacacia*

Шелковица белая—*Morus alba*

Дуб летний—*Quercus pedunculata*

Абрикос—*Prunus armenica*

Туя (Биота)—*Thuja orientalis*

Клен полевой—*Acer campestre*

Тополь зеленый развесистый—*Populus bachofenii*

Софора японская—*Sophora japonica*

Ель тьяншанская—*Picea Tjanschanica*

Кайрагач простой—*Ulmus campestris*

Чинар (платан)—*Platanus orientalis*

Орех грецкий—*Juglans fallax*

Айлантус (Ясень китайский)—*Ailanthus glutinosa*

Тополь зеленый—*Populus bachsofenii*

Пирамидальный—*Populus pyramid*

Ива плакучая *Salix babulonica*

Каштан конский *Aesculus hippocastanum*

Сосна черная (Крымская)—*Pinus laricio*

Арча многоплодная—*Juniperus polycarpa*

Опыт производился следующим образом: в деревянный ящик размерами 50×50×50 см из 2-сантиметровых сосновых досок было уложено 72 хорошо остроганных находившихся в воздушно-сухой влажности (около 15%) деревянных бруска, размерами 3×3×14 см. Брусочки были уложены в четыре ряда по 18 брусков в каждом и были взяты от 18 различных местных и экзотических древесных пород.

Первый ряд закладывался плашмя на подстилке из сырой земли с опилками на глубине 20 см и прикрывался опилками с землей, второй ряд также плашмя, но на глубине 15 см, третий ряд также плашмя, но на глубине 10 см, а в четвертом брусочки зарывались стоя на половину своей высоты на глубину 7 см.

Все брусочки были пронумерованы пунсонами и подвесными металлическими номерками. На случай повреждения тех и других брусочки

¹ Н. И. Царев и И. И. Горбенко. «Исследование среднеазиатской древесины», Труды САНИИРИ. Вып. 32, 1933 г.

были уложены по схеме, позволяющей установить нумерацию по занимаемому месту.

Ящик с образцами древесины был зарыт в проветриваемом сарае в землю на глубину до уровня земли и периодически, примерно один раз в месяц, обильно поливался проточной водой.

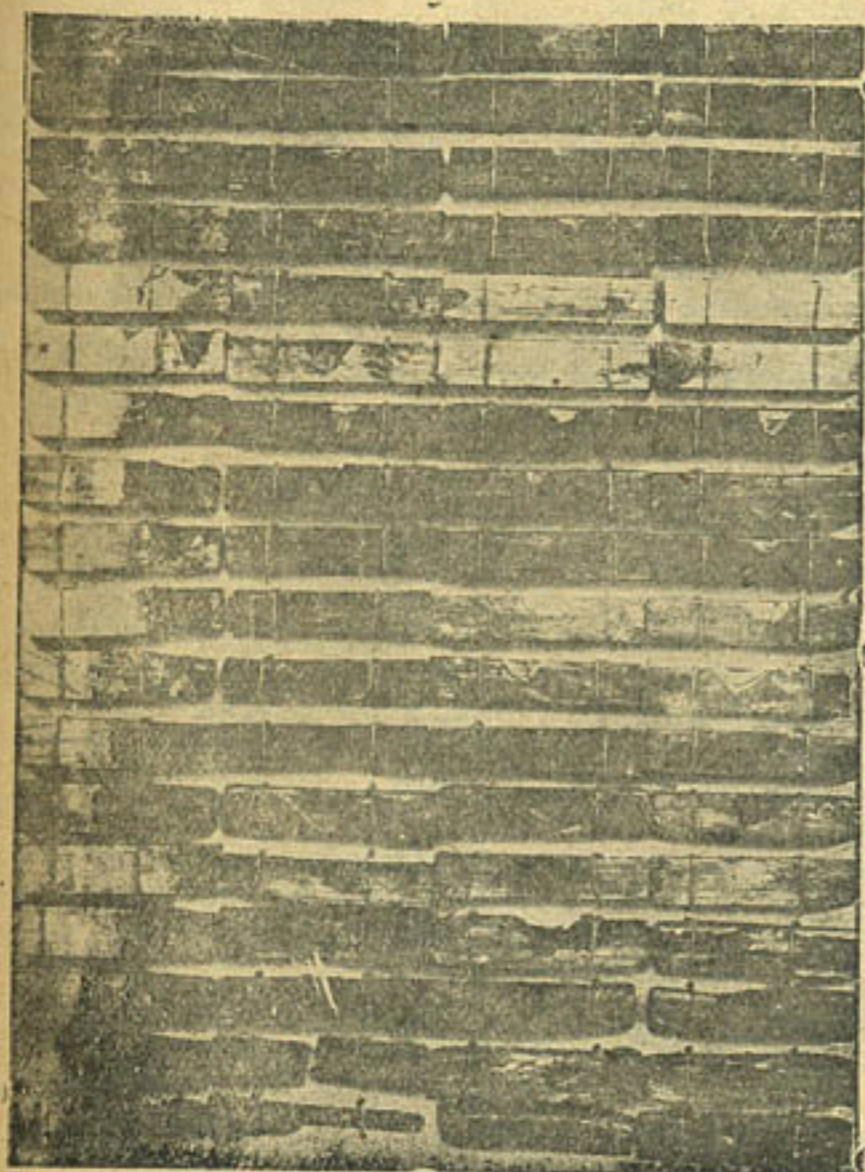
При такой системе полива получалось, что верхний слой грунта с брусками, в котором находился четвертый ряд брусков, считая снизу, установленных вертикально и наполовину засыпанных землей, и третий ряд с брусками, уложенными плашмя, периодически летом высыхали, высыхали с ними в той или иной степени и упомянутые бруски. Что касается первого и второго рядов, то они, как уложенные в более глубокой зоне, защищенной от высыхания верхними рядами брусков и землей с опилками, находились все время во влажном состоянии.

Образцы

древесины, испытанной на гниение в лаборатории СИАНИИ ИРНИ. Бруски находились в земле с опилками с 4 августа 1932г. по 15 февраля. 1936 г. на разных глубинах и при разной влажности по рядам. Расположены на щите сверху вниз по степени гнилостойкости.

В землю были зарыты:

IV ряд вертикально на глубину 7 см.	III ряд плашмя на глубину 10 см.	II ряд плашмя на глубину 15 см.	I ряд плашмя на глубину 20 см.
--	--	--	---



- Акация белая
- Шелковица
- Абрикос
- Дуб летний
- Туя
- Арча
- Клен полевой
- Софора
- Орех грецкий
- Каштан конский
- Айлантус
- Кайрагач
- Чинар
- Ель тянь-шанская
- Сосна
- Ива плакучая
- Тополь зеленый развесистый
- Тополь зеленый пирамидальный

При вскрытии все бруски, как верхние, так и нижние, были влажны, т. е. верхние не успевали высыхать при зимней влажности воздуха, а нижние вообще не высыхали.

Расположенные на щите по степени гнилостойкости, считая сверху вниз (см. снимок щита), все испытанные виды могут быть разбиты на следующие группы:

1. К I группе по гнилостойкости можно отнести древесину следующих пород: 1) акация белая, 2) шелковица белая, 3) абрикос (урюк), 4) дуб летний, как сохранившуюся во всех 4 видах, имеющую незначительные повреждения, как бы заплесневение с поверхности образцов на глубину около 1 мм при совершенно здоровой древесине внутри.

2. Ко II группе относятся: 5) туя (биота) и 6) арча тяньшанская, как совершенно сохранившиеся, даже сохранившие свой светлый цвет, в условиях постоянной влажности (I и II ряды) и совершенно прогнившие в переменной влажности (III и IV ряды).

3. К III группе относятся: 7) клен полевой, 8) софора японская, 9) орех грецкий, 10) каштан конский и 11) айлант, которые мало прогнили (не более 10%) в условиях постоянной влажности (I и II ряды) и совершенно прогнили в переменной влажности (III и IV ряды).

4. К IV группе относятся: 12) кайрагач, 13) чинар, 14) ель тяньшанская и 15) сосна крымская, у которых при значительном загнивании все же заметна некоторая сохранность древесины, находившейся в постоянной влажности (I и II ряды), и полное загнивание в переменной влажности (III и IV ряды).

5. К V группе относятся: 16) ива плакучая, 17) тополь зеленый развесистый и 18) тополь зеленый пирамидальный, как совершенно сгнившие во всех четырех рядах, во всех условиях влажности.

Верхние — наружные, не засыпанные землей, части брусков IV ряда, установленных вертикально по всем породам деревьев не имеют заметных на глаз повреждений.

Сопоставляя полученные данные о гнилостойкости с данными, полученными в Сани и раньше о механической прочности древесины названных пород деревьев, усматриваем следующее:

1. Акация белая, шелковица белая, дуб летний и абрикос (урюк), обладающие наибольшей механической прочностью, обладают и наибольшей гнилостойкостью.

2. Идущая вслед за ними по механической прочности туя попадает на то же пятое место и по гнилостойкости, но к ней по гнилостойкости подходит арча, стоящая по механической прочности на последнем месте.

Подобные обстоятельства необходимо учитывать при проектировании сооружений, т. к. это не единственный случай, когда по одним свойствам древесина попадает в одну группу, а по другим в другую.

3. Клен полевой и софора японская по тем и по другим свойствам соответствуют занимаемым местам по порядку как по одной таблице, так и по другой.

4. Прочие породы по данным одной таблицы (механическая прочность) не соответствуют данным другой (гнилостойкость). Хуже всех на гнилостойкость оказались ива плакучая, тополь зеленый развесистый и тополь зеленый пирамидальный.

Вообще ясно заметна некоторая связь между механической прочностью, степенью гнилостойкости и объемным весом.

Например, самая легкая древесина зеленого пирамидального тополя является и наименее гнилостойкой.

Сравнительная таблица

механической прочности древесины по сопротивлению на сжатие
и физической прочности по гнилостойкости

Порода дерева	Врем. со- противл. сжат. в кг/см на кв. см	Порода дерева	Характер и степень разруше- ний древесины после 4-лет- них испытаний на гниение
Акация белая	620	Акация белая	Сохранилась полностью
Шелковица бел.	593	Шелковица бел.	Тоже
Дуб летний	490	Абрикос	Тоже
Абрикос	489	Дуб летний	Тоже
Туя	457	Туя	Сохранилась полностью в усл. пост. влажности и совершенно сгнила в перем. влажности
Клен полевой	455	Арча	Тоже
Тополь зеленый развесист.	417	Клен полевой	Сохранил. на 90% в услов. постоян. влажн. и полностью сгнила в услов. перем. влажн.
Софора	395	Софора	Тоже
Ель тяньшанск.	370	Орех грецк.	Тоже
Кайрагач	365	Каштан конск.	Тоже
Чинар	360	Айлантус	Тоже
Орех грецкий	350	Кайрагач	Сохран. на 10% в услов. по- стоян. влажн. и полностью сгнила в перемен. влажн.
Айлантус	345	Чинар	Тоже
Тополь зелен. пи- рамидальный	329	Ель тяньшанская	Тоже
Ива плакучая	309	Сосна крымск.	Тоже
Каштан конск.	307	Ива плакуч.	Соверш. сгнила во всех усло- виях влажности
Сосна крымск.	293	Тополь зелен. развесист.	Тоже
Арча	256	Тополь зелен. пирамид.	Тоже

Изложенные данные характеризуют древесину, подвергшуюся испытанию в совершенно здоровом виде, в воздушно-сухом состоянии, очищенную от коры и без сучьев.

Если же мы будем применять в дело древесину уже поврежденную, или в коре, то степень ее гнилостойкости значительно понизится.

Регулирующий механизм к турбине Банки¹

Победы социалистического строительства и укрепление колхозного строя в Советском Союзе подняли жизненный уровень трудящихся масс и создали предпосылки к росту культурных потребностей города и деревни. То, что было совершенно недоступно для темного крестьянина-землероба при капитализме, становится обыденным и привычным для нового колхозника. Школа, больница, ясли, автомашина, радио перестали быть редкостью в колхозе. Вместе с ростом материального уровня возросли и культурные потребности, одним из неоспоримых указателей которого является спрос на электроэнергию. И школа, и больница, и клуб колхоза нуждаются в электроэнергии, электроэнергия нужна мастерской, мельнице, маслобойке. Свет нужен и в доме — тяга к учебе громадная, вечерами учатся, читают. Спрос на электроэнергию большой. Но в отношении уд влетворения его пока сделаны только первые шаги.

Идя, как всегда, навстречу удовлетворению потребности масс, партией и правительством принято постановление о постройке мелких гидростанций, которые должны в ближайшее же время дать энергию для обслуживания культурных и бытовых нужд колхозов.

Для развития таких мелких ГЭС Средняя Азия представляет широчайшие возможности в виду наличия громадных запасов гидроэнергии на ирригационных системах. Уже теперь имеются гидростанции, построенные по инициативе и на средства колхозов, частью силами самих колхозов; такова ГЭС колхоза им. Буденного у ст. Вревской. В текущем году начинается строительство ряда гидростанций ирригационным отделом Уз. Наркомзема и готовятся проекты на строительство будущего года.

Узким местом в этом строительстве являются затруднения в снабжении их энерго-оборудованием, в частности гидравлическими турбинами. Массового производства турбин малой мощности у нас еще не налажено, хотя все возможности к этому имеются. Между тем, турбины нужны в больших количествах уже сегодня, завтра же их потребуется гораздо больше. Пока колхозы идут еще по линии наименьшего сопротивления и разыскивают старые турбины, часто такого устарелого типа, которые вышли из употребления уже в конце прошлого столетия. К примеру, колхоз № 2 им. Сталина (Иски-Ташкент) приобрел для своей гидростанции турбину Жирара. Но даже и такую турбину не всякому колхозу повезет найти.

¹ В порядке обсуждения.

Вполне назрел вопрос о производстве новых турбин малой мощности для колхозных станций. Но так как спрос очень велик и заводы центра не в состоянии в ближайшее же время удовлетворить всей потребности, то необходимо использовать и местные мелкие заводы и мастерские, поставив на них производство таких типов гидравлических двигателей, которые по простоте конструкции не потребовали бы сложного оборудования.

Условию простоты изготовления, соединенной с хорошими показателями работы, удовлетворяет турбина типа Банки, обладающая коэффициентом полезного действия немного меньшим, чем турбина Френсиса, но являющаяся значительно проще последней.

Для ее изготовления совершенно не требуется сложного оборудования, она легко может быть изготовлена в мастерских МТС, или других мастерских, подобных им по производственной мощности. Мы знаем случаи, когда такие турбины были построены инициативой отдельных мелких организаций и после длительного эксплуатационного опыта зарекомендовали себя с хорошей стороны.

Весьма возможно, что коэффициент полезного действия их не достигает максимально возможного, но в этом, конечно, не вина изготовителей: турбина даже при кустарном изготовлении показала бы хорошие результаты, если бы была правильно спроектирована. Дело в том, что хотя теория этих турбин уже и основательно разработана, но до сего времени на русском языке нет еще достаточного количества пособий, по которым можно было бы спроектировать и сконструировать турбину, не разработаны еще конструкции отдельных деталей и не проверено опытом качество их работы.

Недостаток литературы и опытных данных по этому вопросу ощущали не только те одиночки, которые до сего времени проектировали и строили эти турбины, но сознавали также и солидные организации, которым в силу необходимости приходится проектировать и делать рабочие проекты турбины Банки для установки на колхозных ГЭС.

Кроме известных работ изобретателя турбины проф. Д. Банки и улучшившего его конструкцию инж. Э. Зоннека, теоретических работ по турбине Банки нет. У нас в Союзе вопросами исследования ее занимался ВИГМ (быв. ГЭИ) в Москве, разработавший конструкцию упрощенной сельской гидроустановки для условий Европейской части Союза. В Средней Азии вопросами выявления влияния конструкции отдельных деталей турбины на ее коэффициент полезного действия в прошлом году занимался Санири, поставивший ряд испытаний в гидромашинной лаборатории.

Однако, этими работами и испытаниями не исчерпан весь круг вопросов, интересующих проектировщиков. Для исследователя турбины осталось еще большое поле деятельности. Еще и теперь проектировщики предоставлены самим себе. Не имея испытанных образцов и опытного материала, они вынуждены часто работать на удачу и, в силу срочности и спешки, повторять одни и те же, не всегда удачные конструкции.

Ожидать от них высококачественной продукции в этом случае, конечно, не приходится.

Общее впечатление, которое можно вынести, знакомясь с проектами мелких колхозных ГЭС, предложенных к постройке в текущем году в Узбекистане, — это их высокая стоимость, которая колеблется в пределах от 2000 до 3500 рублей за установленный киловатт; около 45% из них падает на стоимость гидромеханического

оборудования. Может показаться странным, что очень простая по конструкции турбина Банки стоит очень дорого. Но это факт, который объясняется двумя причинами.

Во-первых, тем, что цены местных заводов невероятно высоки: завод им. Ильича расценивает один килограмм турбины в шесть рублей, с установкою же в семь. И во-вторых, тем, что проектировщики, не считаясь с высокой ценой килограмма турбины, вкладывают в свои конструкции слишком много металла.

Считая, что при отсутствии на рынке турбин Френсиса, турбина Банки в соответствующих условиях может ее вполне заменить, я полагаю, что для уменьшения стоимости последней необходимо сделать следующее. Во-первых, предложить заводу пересмотреть свою калькуляцию, потому что расценивать трехтонную турбину, имеющую много чугунного литья почти без обработки, так же, как он расценивает бронзовое литье с большой механической обработкой, совершенно недопустимо. Во-вторых, дать наказ конструкторам не расходовать на турбину излишнего металла, памятуя, что колхознику нужны дешевые турбины, дешевые гидростанции и, в конечном счете, дешевая электроэнергия. Так как вес металла в значительной степени зависит от конструкции деталей, то необходимо обратить внимание на более строгий выбор типов последних и более тщательную их проработку. Отсутствие хороших образцов сильно затрудняет работу проектировщика и удорожает ее.

На основе опыта проведенных работ в гидромашинной лаборатории Санири и в результате критического рассмотрения проектов турбин Банки для колхозных ГЭС, выполненных Саогидэп'ом мною разработана конструкция регулирующего механизма, которая по компактности и простоте изготовления имеет ряд преимуществ по сравнению с принятым в проектах типом, поэтому я считаю необходимым дать ее описание в настоящей статье.

Принятый в проектах Саогидэп'а тип направляющего аппарата приведен на рис. 1 вверху. Основные черты его, вкратце, таковы. Короб направляющего аппарата — литой, чугунный, очень массивный, заделан в бетон.

Регулирующий механизм непосредственно с коробом не связан, опоры его расположены снаружи, на бетоне. Изменение величины открытия производится путем вращения широкого и очень короткого языка, приваренного к валу.

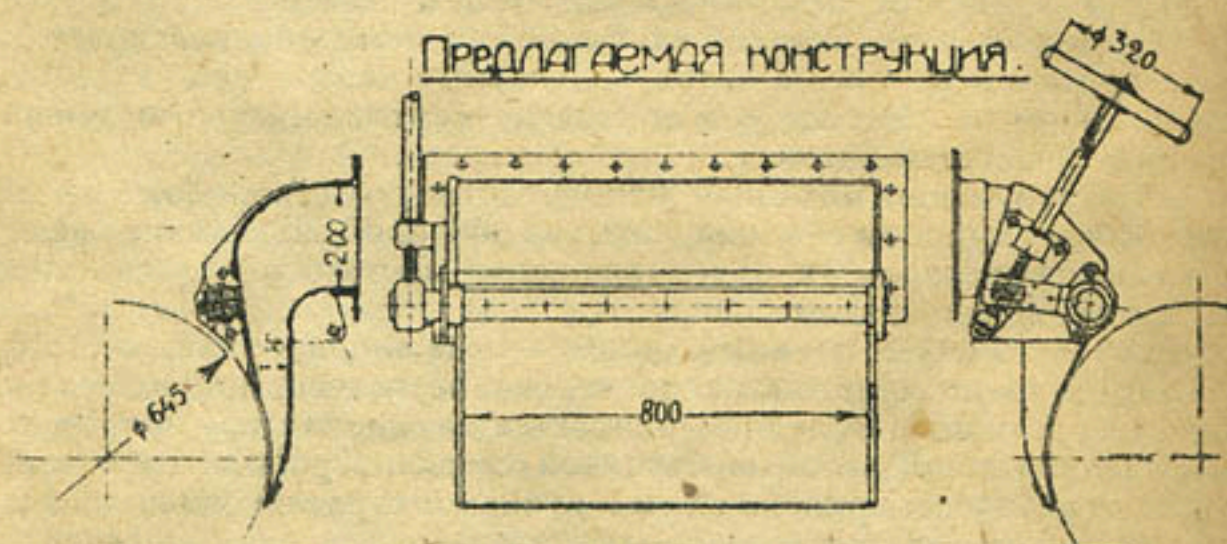
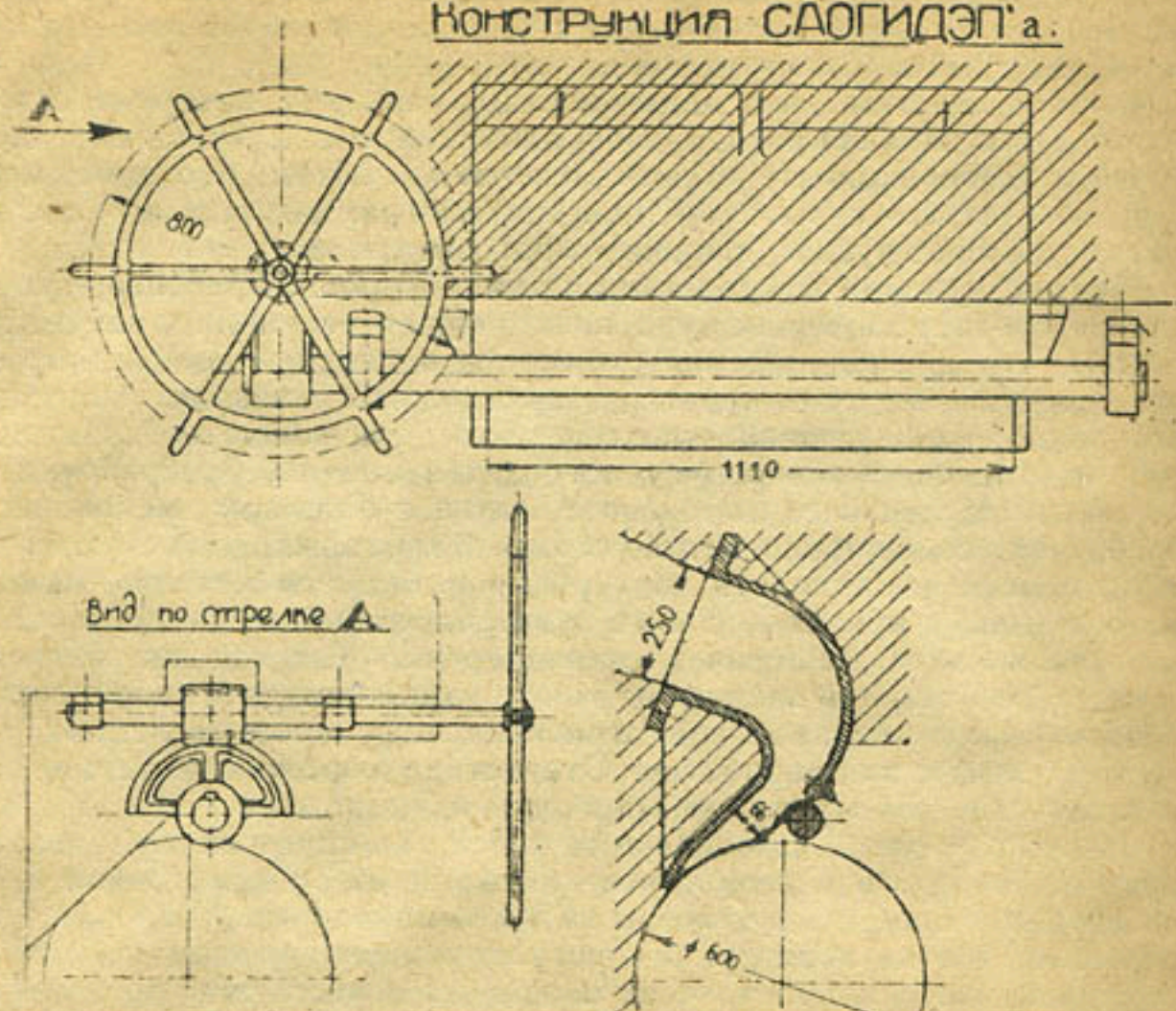
Вал чрезмерно длинный опирается на подшипники вне короба. На одном конце вала посажено червячное колесо, приводимое в движение червяком. Последний опирается также на пару чугунных подшипников, укрепленных на бетонной стенке. Приводится в действие усилием рабочего, приложенным к ручкам штурвального колеса (слишком большого, кстати сказать, диаметра).

Недостатки этой конструкции следующие: чрезмерно большой вес (следовательно, и стоимость), громоздкость, некомпактность, относительная дороговизна изготовления, затруднительность в монтаже.

Не входя в рассмотрение тех недостатков, которые могут быть устранены проектировщиком и при этой конструкции (слишком большое расстояние между подшипниками, большой вес последних, слишком большой радиус штурвального колеса и т. д.), необходимо отметить принципиальные недостатки, присущие ей.

1. Заделка в бетон чугунного короба не вызывается никакой необходимостью; гораздо удобнее при монтаже и ремонте иметь короб, съемный, навешивающийся на выступающую часть трубы или раму.

Конструкция САОГИДЭП'а.



Регулирование зазора между рабочим колесом и нижней кромкой направляющего аппарата почти невозможно, между тем как величина его имеет большое влияние на потерю воды.

2. Выемка на языке, идущая во всю длину его и предназначенная для закладки уплотняющей резины, вызывает потери напора в аппарате; простrojка выемки удорожает стоимость конструкции. Приварка языка к валу вольтовой дугой ведет к короблению и языка, и вала, что, в свою очередь, затрудняет плотное закрытие аппарата и установку. Малое расстояние от оси вращения до конца языка ведет к большим потерям напора при уменьшении открытия, чем при более длинном языке.

3. Слишком большое расстояние между подшипниками ведет к увеличению изгибающего момента и величины прогиба, а следовательно, к увеличению диаметра вала. При отсутствии непосредственной связи между валом и коробом затрудняется установка языка.

4. Червячная передача велика и черезчур громоздка. Ни применяемый металл (стальное литье), ни сложность обработки (фрезерованный зуб) ничем не вызываются. Если же мы примем во внимание, что рабочими являются только три или четыре зуба, то станет ясным, что применение такой дорогой конструкции ничем оправдать нельзя.

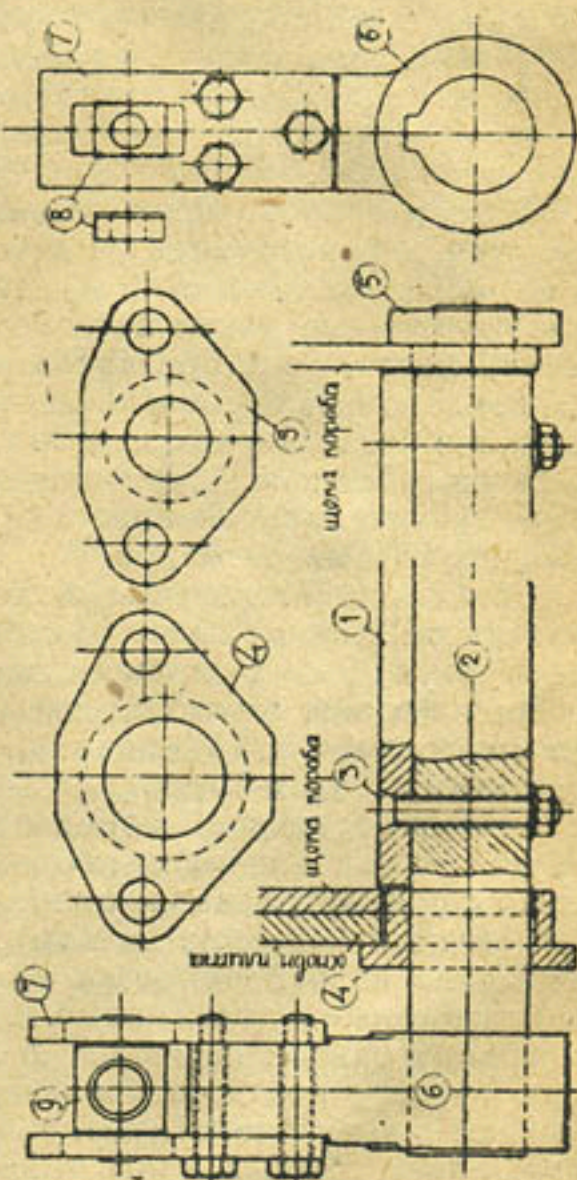
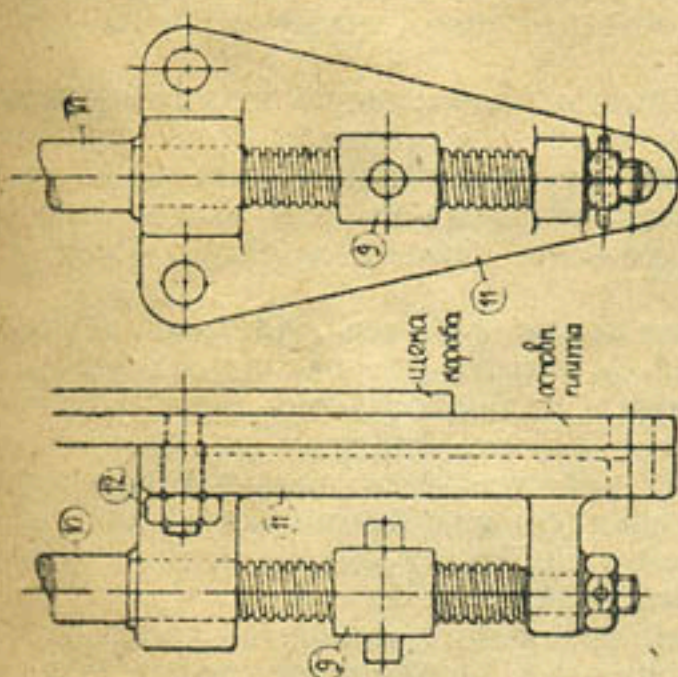
При разработке проекта турбины типа Банки для конкретного случая я поставил целью избежать указанных недостатков направляющего аппарата типа Гидэп'а и сконструировать регулирующий механизм компактным, легким и простым в изготовлении, а, следовательно, и дешевым. Насколько удачно решена эта задача, можно судить по общему виду конструкции, указанному внизу рис. 1. Она показана в том же масштабе, что и разобранный выше механизм.

Видно, что она, прежде всего, компактна — все части ее поставлены на коробе (вне короба опор нет) и негромоздка, только небольшое штурвальное колесо выступает сверху, впереди рабочего колеса.

Необходимо отметить, что обе конструкции — Гидэп'а и предлагаемая мною, спроектированы в основном для одинаковых условий: одинакового напора и почти одинаковых диаметров колес. Различие заключается только в ширине направляющих аппаратов.

Основные детали механизма

- 1 язык направляющего аппарата
- 2 вал языка
- 3 болт с коническим штифтом
- 4 подшипник правый
- 5 подшипник левый
- 6 рычаг
- 7 щека рычага
- 8 ползунок
- 9 гайка с цапфами
- 10 вал штурвального колеса
- 11 подшипник опорный
- 12 шпилька подшипника



Переходим к описанию конструкции, показанной детально на рис. 2. Короб аппарата из котельного железа. Швы короба и фланец из углового железа — электросварные. Короб — навешивается на конец выступающей из бетона железной трубы. Это дает ему преимущества легкой установки, легкой регулировки зазора между направляющим аппаратом и рабочим колесом. Применение сварной конструкции имеет по сравнению с литой чугуной много преимуществ.

Во-первых, значительно меньший вес — больше чем в три раза, большую прочность, нехрупкость, что важно при транспортировке. Во-вторых, более гладкую поверхность внутри. В чугунной отливке она получается неровной, сильно шероховатой, при чем ни зачистить ее, ни обработать нельзя. Зачистку эвольвентной поверхности произвести очень трудно и стоит она поэтому очень дорого. В котельном железе поверхность эта даже и без зачистки достаточно ровна. Следовательно, потери напора в железном коробе будут меньше. Что касается стоимости чугунного, то она если бы и была немного ниже стоимости железного, сварного, то только в случае массового изготовления, при котором стоимость дорогой литейной модели раскладывалась бы на большое число коробов. При одиночном же изготовлении стоимость одной только модели будет выше стоимости всего сварного короба.

Язык направляющего аппарата из толстого котельного железа, вал — из квадратного. Соединение их между собою производится болтами с коническими потайными головками.

Такое разъемное соединение очень удобно как в отношении замены износившихся частей, так и в том смысле, что гарантирует получение плоской некоробленной поверхности языка и прямолинейность вала.

Расстояние от оси вращения до конца языка значительно больше, чем в конструкции Гидэпа. В гидравлическом отношении, как уже выше указывалось, это значительно лучше. Что же касается до увеличения скручивающего момента вала, которое должно при этом иметь место, то и при таком увеличении все же конструкция механизма получалась очень легкой. Концы вала за пределами внутреннего пролета направляющего аппарата цилиндрические: левая цапфа, не подвергающаяся скручиванию, небольшого диаметра, правая шейка — значительно большего. Соответственно этому и подшипники для них разных размеров.

Подшипники кованые железные: ограниченность места заставляет давать им минимальные размеры и брать материалы более прочные, чем чугун. Вал с подшипниками не продевается сквозь боковые стенки короба, а заводится в вилкообразные вырезы их со стороны рабочего колеса. Подшипники съемные, глухие, крепятся болтами к боковым стенкам короба.

На выступающий конец вала посажен рычаг железный, кованый, закрепленный клиновой шпонкой. У рычага две накладные железные щеки с прямоугольными прорезами. Соединяются они с рычагом тремя болтами без гаек, вместо гаек служат нарезанные отверстия в одной из щек. В прорезах могут перемещаться ползуны (бронзовые или железные), посаженные на специальные цапфы железной гайки с прямоугольной нарезкой. В гайку проходит имеющий прямоугольную нарезку конец штурвального вала.

Регулирование открытия направляющего аппарата производится вращением штурвального вала, который, перемещая вдоль своей оси гайку с цапфами, приводит в движение и рычаг с валом и языком.

Ползуны в прорезах щек имеют назначением сочетать прямолинейное движение гайки с вращением рычага.

Замена червячной передачи винтом с гайкой имеет очень большое значение в смысле упрощения и удешевления всего механизма. Изготовить винт с гайкой стоит гораздо дешевле, чем червячную передачу, и, кроме того, возможно в самой маленькой мастерской, имеющей только один токарный станок.

Опорой винта служит чугунный подшипник с основанием трапециoidalной формы. Конструкция его понятна из чертежа. Он крепится к основной плите корпуса двумя шпильками, ввинченными в нее, и одним болтом, проходящим сквозь. Сама основная плита представляет собой лист котельного железа (такой толщины, чтобы можно было сделать в нем нарезку для шпильки), прикрепляемой к щеке корпуса заклепками с потайными головками. Частично он связан со стенками корпуса электросварным швом.

Из чертежей и описания ясно, насколько предлагаемый механизм в изготовлении проще, чем применяемый Саогидэп'ом.

Для того, чтобы иметь еще более ясное представление о выгоде применения именно его, приводим сравнение весов и той, и другой конструкции. Сравнить их вполне возможно, потому что обе они, как упомянуто выше, спроектированы почти для одних и тех же условий работы: первая для Оби Машатской ГЭС с напором около 10 м и турбиною диаметром 600 мм, вторая—для такого же напора и турбины диаметром 645 мм. Различие заключается в ширине направляющего аппарата В: у первой, Оби-Машатской, $B = 1110$ мм, у второй— $B = 800$ мм. Оно сказывается в увеличении веса на вес части вала, языка и стенок корпуса длиной 310 мм. На эту величину мы и уменьшаем данные спецификации, причем опорных и закладных частей, а также болтов не учитываем. Сравнение весов производим в таблице:

Часть турбины	К о н с т р у к ц и я			Предлагаемая конструкция	
	при В=1110 мм кг	Оби Машатская при В=800 мм			
		кг	%	кг	%
Короб	365	322	340	95	100
Регулирующий механизм	201	185	226	82	100

Из таблицы видно, что у предлагаемой мною конструкции короб в 3,40, а регулирующий механизм в 2,25 раза легче таковых же конструкции Саогидэп'а. Если считать стоимость пропорциональной весу, то она будет в указанное число раз и дешевле. На самом же деле она должна быть и еще ниже, так как изготовление винта с гайкой проще, чем изготовление червячной передачи.

Проведенные сравнения достаточно убедительно указывают, какую из двух рассмотренных конструкций регулирующих механизмов нужно предпочесть в том случае, когда имеют в виду дать колхознику дешевую электроэнергию.

Ответственный редактор Г. И. Антокольский

Зам. отв. редак. Г. К. Козьминых

Члены редакционной коллегии: проф. Н. А. Янишевский, Г. Н. Виноградов, М. С. Вызго, Л. Н. Исаев, Миронов.

СПИСОК ТРУДОВ

Средне-Азиатского Научно-Исследовательского Института Ирригации

„САНИИРИ“

(Ташкент, Ассакинская 22)

- Выпуск 2. Д. Я. Соколов — Опытные исследования головного регулятора Вахшского магистрального канала
Цена 1 р. 25 к.
- Выпуск 3. Д. Я. Соколов — Боковой отвод воды
Цена 1 р. 60 к.
- Выпуск 4. Н. И. Каменев — Результаты механических испытаний каменных строительных материалов Средней Азии. Часть II
Цена 2 р. 70 к.
- Выпуск 5. Е. А. Замарин и М. М. Решеткин — Просадка и водопроницаемость лесса
Цена 1 р. —
- Выпуск 6. П. И. Васин — I. Размывающие скорости в лессовых грунтах
С. С. Бан — II. Коэффициент бокового сжатия регуляторов
Цена 1 р. 50 к.
- Выпуск 7. Д. Я. Соколов и М. С. Вызго — Пропускная способность водосливов практического профиля
Цена 1 р. 20 к.
- Выпуск 8. В. Ярцев — Временные инструкции для производства полевых работ при обследовании гидротехнических сооружений
Цена 1 р. 30 к.
- Выпуск 9. Е. А. Замарин — Гидротехнический расчет. Издание третье
Цена 2 р. 50 к.
- Выпуск 10. И. Н. И. Теперин — Движение струи в массе жидкости.
Н. М. С. Вызго — Консольные перепады
Цена 1 р. 75 к.
- Выпуск 11. П. И. Васин — Потери в каналах и формулы их учета
Цена — 85 к.
- Выпуск 12. А. С. Вильов — Противошуговые работы на канале Боз-су в период 1926—31 г.г. и меры борьбы с шугой
Цена 2 р. 25 к.
- Выпуск 13. В. Н. Ярцев — Инструкция для производства полевых работ и предварительной обработки материалов при гидравлических исследованиях на ирригационных каналах
Цена 3 р. 50 к.
- Выпуск 14. Е. А. Смирнов, В. М. Аполлосов А. Н. Гостунский — Механизация очистки ирригационной сети в Средней Азии
Цена 1 р. 25 к.
- Выпуск 15/1. М. С. Вызго и Н. И. Теперин — Гидравлическая лаборатория САНИИРИ на службу подготовки кадров
Цена — 60 к.
- Выпуск 16. С. И. Батурин — К вопросу составления кадастра ирригационных систем Средней Азии
Цена 1 р. 35 к.
- Выпуск 17. В. М. Аполлосов — Механизация земляных работ при устройстве орошения Дальверзинской степи Дальверзинстроем
Цена 7 р. 50 к.

- Выпуск 18/2. В. Н. Ярцев и М. С. Вызго — Относятся бережно к гидротехническим сооружениям
Цена — 35 к.
- Выпуск 19/3. К. Н. Смирницкий — По-ударному проводи плановое водопользование в своем колхозе и совхозе (распродан)
Цена — 20 к.
- Выпуск 20. Е. Д. Рождественский — Инструкция к отбору проб воды на химический анализ и типы анализов для различных целей
Цена — 80 к.
- Выпуск 21. Коэффициенты шероховатостей искусственных ирригационных сооружений Средней Азии
Цена 2 р. 50 к.
- Выпуск 22/4. В. Н. Ярцев и Г. И. Туркин — Как учитывается оросительная вода
Цена 1 р. —
- Выпуск 23/5. З. И. Шваб — Конные скрепера на очистке ирригационной сети
Цена — 95 к.
- Выпуск 24/6. И. Ахтямов — Ирригационная линейка для мирабов и бригадиров
Цена 1 р. 30 к.
- Выпуск 25. В. М. Аполлосов, Г. А. Болдырев, К. К. Шубладзе — Переустройство ирригационных систем Ферганской долины
Цена 3 р. 50 к.
- Выпуск 26. З. И. Шваб — Применение гидромеханизации на очистке ирригационной сети
Цена 1 р. — к.
- Выпуск 27. С. И. Батурич — Контрольный кадастр ирригационных систем Средней Азии
Цена 6 р. 50 к.
- Выпуск 28. Кривовяз — Техника полива хлопчатника в крупных механизированных хозяйствах
Цена 4 р. 25 к.
- Выпуск 29. Г. Н. Виноградов — Ирригация в долине Кашка-дарьи
Цена 5 р. 40 к.
- Выпуск 30. К. К. Шубладзе и А. С. Цветков — Механизация переустройства ирригационной сети
Цена 2 р. 50 к.
- Выпуск 31. В. Н. Ярцев — Практическое руководство для тарирования мелких гидротехнических сооружений
Цена 2 р. 50 к.
- Выпуск 32. Н. И. Царев и И. И. Горбенко — Исследования средне-азиатской древесины
Цена 1 р. —
- Выпуск 33 В. Н. Ярцев — Водомерный лоток Вентури Поршала
Цена 2 р. —
- Выпуск 35 Н. С. Шикин — Правильно эксплуатируй шлюзы и водовыпуски на распределительной и мелкой сети
Цена 2 р. 50 к.
- Выпуск 36. З. И. Шваб — Как использовать канавокопатели на очистке ирригационной сети
Цена 1 р. —
- Замарин — Движение грунтовых вод под гидротехническими сооружениями
Цена 1 р. 80 к.
- М. Громов и В. Баранов — Чигирь, как водоподъемное колесо и как привод
Цена — 60 к.
- Выпуск 9/22. Временная инструкция по устройству гидрометрических станций и постов и ведению работ на них
Цена 1 р. 40 к.

Кроме того, имеются комплекты и отдельные номера журнала „Вестник Ирригации“ за годы 1925—1930 по 12 р. за годовой комплект и 1 р. за каждый отдельный номер. Заказы выполняются наложенным платежом по первому требованию.