

СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ИНСТИТУТ ИРРИГАЦИИ

ИРРИГАЦИЯ И ГИДРОТЕХНИКА

№ 7

ЖС-112

САНИИРИ
ТАШКЕНТ

1 9 3 6

Обвалование и дренаж подтопляемых пойм

1. Земляные плотины на проницаемых основаниях

Расположение земляных плотин на проницаемых основаниях соответствует общему случаю их работы; наоборот, непроницаемое основание земляных плотин представляет частный случай их работы. Для последнего случая имеются достаточно точные способы учета фильтрации через плотины¹; для случая проницаемого основания земляных плотин расчетные предложения немногочисленны; однако, опытные работы показали, что и здесь теоретическое решение — метод сеток, как и в других областях движения грунтовых вод, дает достаточно приемлемое решение; предварительно остановимся на двух предложениях для рассматриваемых плотин.

Инж. П. И. Шипенко для случая стояния грунтовых вод за плотинной на уровне поверхности земли предлагает, на основании своих опытов² отыскивать ординату выклинивания на низовом откосе $h_{ш}$ по следующей эмпирической формуле:

$$h_{ш} = \frac{H^2 m_1}{L} \dots \dots \dots (1)$$

где L — горизонтальное расстояние от подошвы низового откоса до вертикали, проходящей на расстоянии $0,3 mH$ от уреза воды перед плотинной,

m и m_1 — заложения верхнего и нижнего откосов плотины,

H — глубина воды перед плотинной.

Ордината выклинивания $h_{ш}$ значительно выше ординаты выклинивания h_1 в случае непроницаемого основания (при всех одинаковых других условиях), подсчитываемой по формуле³

$$h_1 = \frac{L}{m_1} - \sqrt{\frac{L^2}{m_1^2} - H^2} \dots \dots \dots (2)$$

Если последнее выражение разложить в ряд и ограничиться вторым его членом, то получим, что

$$h_1 \approx \frac{1}{2} \frac{H^2 m_1}{L} \dots \dots \dots (3)$$

¹ См. № 8 „Ирригация и Гидротехника“ за 1935 г.

² Том XIII Трудов Ин-та Гидротехники и Мелиорации, 1935 г.

³ Е. Замарин „Фильтрация через земляные плотины“ № 8 Ирригация и Гидротехника за 1935 г.

Отсюда видно, что $h_{ш}$ приблизительно вдвое выше h_1 , поэтому можно рассматривать формулу (1) как данную с запасом.

Надо заметить, что все рассуждения ведутся для случая одинаковых коэффициентов фильтрации грунтов плотины и основания.

Для того случая, когда бытовой уровень грунтовых вод залегает глубоко, инж. П. И. Шипенко для построения кривой депрессии рекомендует уравнение Дюпюи:

$$y^2 = H_1^2 - \frac{H_1^2 - H_2^2}{L} x \dots \dots \dots (4)$$

где H_1 — разность отметок уровня воды перед плотиной и подошвы непроницаемого основания,

H_2 — разность отметок уровня грунтовых вод за плотиной и подошвы непроницаемого основания,

L — горизонтальная длина пути фильтрации считается от точки на уровне воды верхнего бьефа, отстоящей от уреза воды на 0,2 мН; окончание L определяется на основании гидрогеологических исследований.

x — абсцисса, измеряемая от той же начальной точки, что и для L ;

y — ордината, измеряемая от подошвы непроницаемого основания.

Неустановленность методов гидрогеологических исследований, которыми можно было бы установить длину L , заставляет смотреть на данную рекомендацию как на неопределенную.

В производстве иногда можно встретить следующий прием учета фильтрации: бытовой уровень грунтовой воды принимают в качестве границы непроницаемого основания, до которого условно продолжают откосы плотины; к такому новому очертанию плотины прилагают зависимости движения грунтовой воды через плотины на непроницаемом основании:

В земляных плотинах на проницаемом основании акад. Н. Н. Павловский уделяет большее внимание расходу на фильтрацию, чем остальным элементам потока, и для ориентировочного определения его рассматривает сначала основание непроницаемым, находя при этом расход через плотину по рекомендуемому им способу, далее считает плотину непроницаемой, а проницаемым ее основание, и находит расход через основание; общий расход на фильтрацию полагает равным сумме двух выше найденных.

Опыты с плотинами на проницаемом основании, проведенные мною в Среднеазиатском опытно-исследовательском ин-те водного хозяйства в 1931 г., дают возможность сопоставить их выводы с перечисленными выше предложениями.

В лотке длиной 502 см и шириной 50 см были исследованы плотины №№ 3 и 4, очертание которых указано на рис. 1; глубина проницаемого основания $T = 70$ см, высота плотины = 40 см, ширина по верху плотин = 30 см; заложение откосов для плотины № 3 $m = 2$ и $m = 3,5$; понижение уровня грунтовой воды от Z поверхности земли принималось 0,10 см и более; глубина воды перед плотиной изменялась от $H = 35$ см и менее (рис. 1).

Плотина № 3. Грунт состоял из непромытого среднего и мелкого песка, механический состав которого приведен ниже в таблице.

Коэффициент фильтрации грунта для $t = 15^\circ\text{C}$ равен 0,0029 см в сек.

Для глубины воды $H = 35$ см и стояния грунтовых вод $Z = 10$ см подсчет по формуле (2) для

$d \text{ мм} > 0,25$	0,25—0,95	0,05—0,01	0,01
$g \text{ \%}$ 52,2	35,5	0,8	11,5

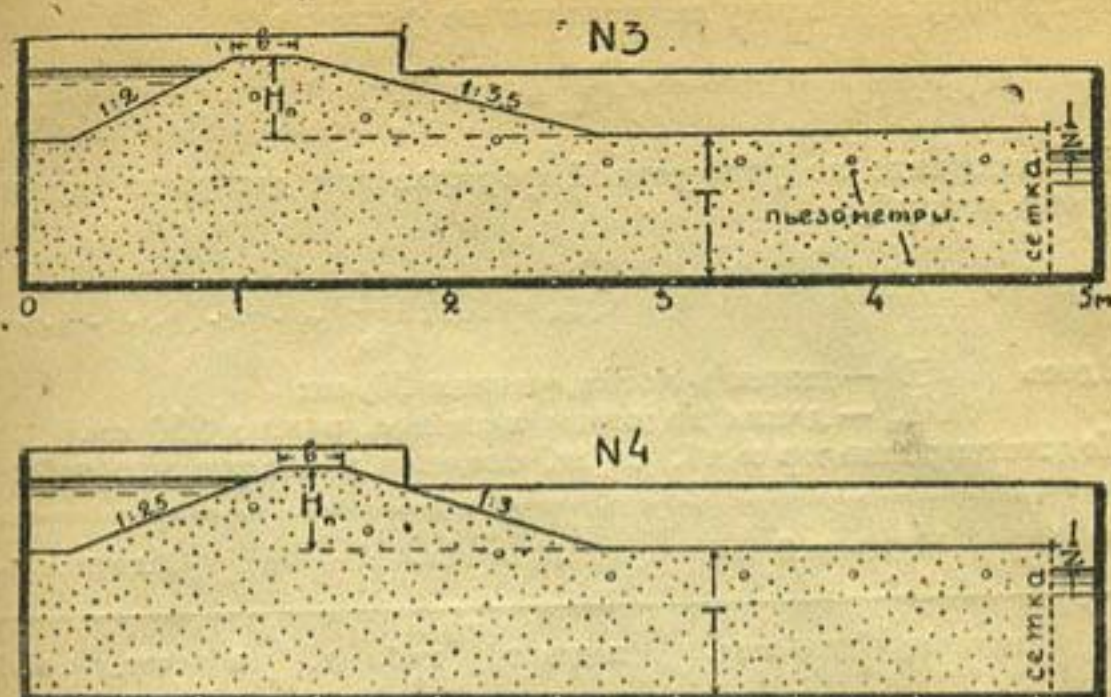


Рис. 1

непроницаемого основания дает для выклинивания величину $h_1 = 12$ см при 10 см наблюдаемых; для $H = 25$ см и тех же остальных условий h_1 получилась равной 5,3 см при 5 см наблюдаемых.

Если принять уровень грунтовых вод за условную подошву плотины на непроницаемом основании, то для предыдущих двух случаев условные глубины воды перед плотиной будут 45 см ($35 + 10 = H + Z$) и 35 см ($25 + 10$).

Подсчет по формуле (2) для них дает $h_1 = 7,7$ см и $h_1 = -1$ см вместо 10 см и 5 см наблюдаемых.

Плотина № 4. Ее очертание отличается от плотины № 3 только иными заложениями откосов; $m = 2,5$, и $m = 3,0$. Плотина была испытана в двух установках, в первой установке грунт плотины и основания был пылеватый суглинок, во второй — мелкий непромытый песок, механический состав грунтов приведен ниже в таблице.

d мм $> 0,25$	$0,25 - 0,05$	$0,05 - 0,01$	$0,01$
% 34,2	20,0	13,9	31,9
% 27,7	60,0	5,4	6,9

Коэффициенты фильтрации грунтов для $t = 15^\circ\text{C}$ были 0,0012 см/сек для суглинка и 0,0039 см/сек. для песка.

Считая основание непроницаемым, получаем при глубине воды перед плотиной $H = 35$ см высоту

выклинивания $h_1 = 10,7$ см против наблюдаемых 11 см в первой установке и 8,5 см во второй.

Для глубины воды $H = 25$ см при сохранении остальных условий получаем подсчитанное $h_1 = 4,8$ см и наблюдаемые от 7 до 3,2 см (среднее 5,1 см).

Если уровень грунтовых вод принять за условную подошву плотины и ниже ее основание считать за непроницаемое, то подсчет высоты выклинивания дает $h_1 = 4,9$ см вместо наблюдаемых 11 см и 8,5 см.

Расходы. Расходы в опытах учитывались суммарно, т.е. вместе учитывались расходы фильтрационного и капиллярного потоков; относя их только к фильтрационным расходам, мы тем самым последние несколько увеличиваем.

Расход через плотину исчислялся по формуле

$$Q_{пл} = KB \frac{h_1}{m_1} \dots \dots \dots (5)$$

и через основание по упрощенной формуле как для равномерного движения через трубу:

$$Q_{осн} = KB T \frac{H}{L_0} \dots \dots \dots (6)$$

Здесь B — ширина лотка, равная 50 см;
 L_0 — длина подошвы плотины, равная 250 см.

Подсчеты расходов в кб. см/ск. сведены в следующую таблицу

T = 70	Плотина 3		Плотина 4 а		Плотина 4-в	
	подсчет	наблюд.	подсчет	наблюд.	подсчет.	наблюд.
Z = 10						
H = 25	1,24	0,91	0,52	0,37	1,68	1,31
H = 35	1,91	0,93	0,80	0,71	2,61	1,98

В среднем наблюдаемые расходы составляют около 0,73 от подсчитанных.

Подсчет расходов через основание, по предложению акад. Павловского, дает, как показывает следующая таблица, величины более близкие к наблюдаемым:

Несмотря на малочисленность опытов, выводы по ним довольно согласно указывают на непригодность последнего приема учета фильтрации, когда за подошву плотины условно принимался уровень грунтовых вод и расчет велся как для непроницаемого основания.

	Плотина № 3	№ 4-а	№ 4-в
H = 25 см	1,04	0,43	1,42
H = 35 см	1,64	0,69	2,28

Предложение акад. Павловского, как отмечает сам автор, следует рассматривать в качестве ориентировочного, лишь приблизительно указывающего высоту выклинивания, также приблизительно достоверные величины расходов, отдельно подсчитанные для плотины и для основания.

Несмотря на кажущуюся близость наблюдаемых и подсчитанных по указанному способу расходов, действительная картина движения резко отлична от отдельных, через плотину и основание, потоков, в чем можно убедиться, анализируя движение методом сеток (рис. 2).

Сетки движения, являясь результатом гидромеханического решения, могут быть построены графически, не прибегая не только к решению, но и к составлению уравнений гидродинамики; более того, они могут быть построены там, где аналитическое решение уравнений еще недоступно по современному состоянию развития математики. Точность решения по методу сеток движения не ниже аналитического метода.

На рис. 2 приведена сетка движения, построенная для пограничных условий плотины № 4 и высоты выклинивания $h_1 = 10$ см; расходы фильтрации, определенные по сетке, составляют для плотины 4-в и 4-а 2,49 кб. см в ск. и 0,76 кб. см в ск. против 1,98 кб. см в ск. и 0,71 кб. см в ск. наблюдаемых. Определение расходов велось по сле-

дующим формулам: элементарный расход Δq через один из прямоугольников сетки равен

$$\Delta q = \frac{\Delta S}{\Delta l} K \frac{H+z}{P} \dots \dots (7)$$

здесь ΔS и Δl — ширина и длина прямоугольника, их отношение получилось равным 0,6;

$H+z$ — общий погашаемый напор,

P — число поясов давлений (у нас $P=18$)

Общий расход Q будет равен

$$Q = B \cdot L \cdot \Delta q \dots \dots (8)$$

где B — ширина лотка, т. е. 50 см.

L — число лент течений ($L=8,4$)

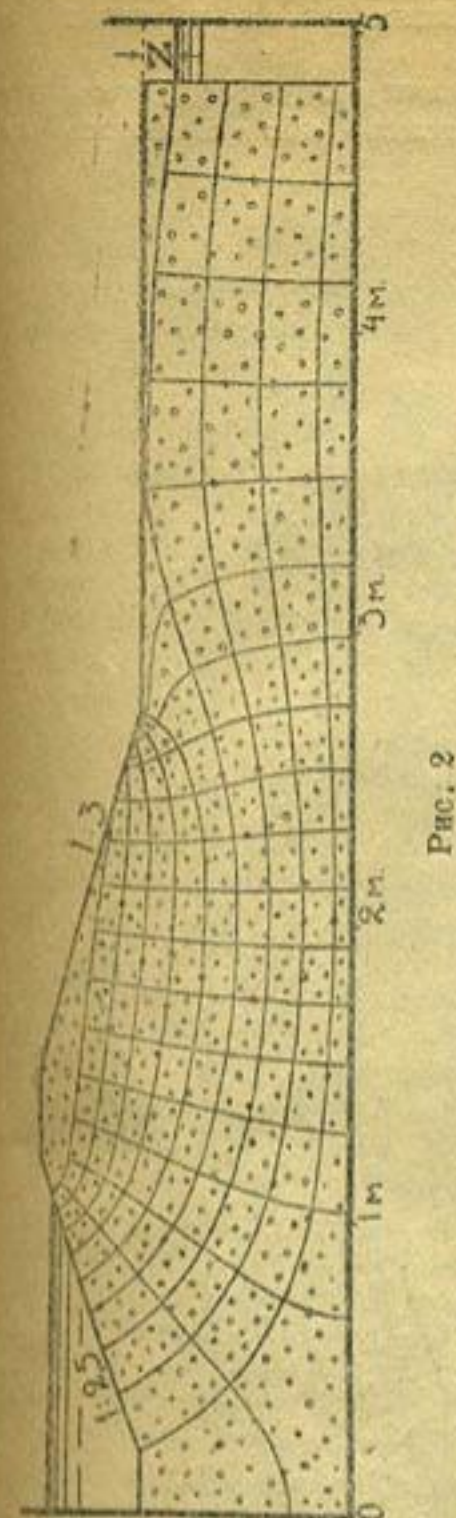
Подставляя в уравнение 8 числовые значения, получаем

$$Q = 630 \text{ К}$$

Интересно сопоставить распределение расходов; в случае учета их по способу отдельных потоков через плотину проходит 30% и 70% проходит по основанию в нижнем бьефе; по методу сеток распределение расходов совершенно иное: через плотину проходит 47%; выклинивается в нижнем бьефе 12% и 41% проходит вдоль основания.

Сетка наглядно показывает, что движение совершается по плавно изогнутым кривым, весьма далеким от прямых схематического движения в основании, как в трубе; движение и в плотине, и в основании является целостным, не делимым, при этом характерно образование тотчас за плотинной заболоченной зоны, питающейся фильтрационными водами из верхнего бьефа.

В следующей таблице приведены пьезометрические напоры наблюдаемые и по сетке.



Пьезометры	2	3	4	5	6	7	8
Набл. плот. 4-а	102,3	94,8	81,8	75,8	71,4	66,3	62,9
Набл. плот. 4-в	102,3	93,9	82,1	72,5	69,4	68,1	63,7
По сетке см	102	93	85	75,5	70,5	69	62,5

На структуру сетки рис. 2 сказывались и уровень грунтовых вод за плотинной, и дренаж, которым этот уровень поддерживался на 10 см ниже поверхности земли, и близость дренажа к плотине. На рис. 3 представлены три сетки движения, первая и вторая для глубокого дренажа, устроенного как и у сетки рис. 2, но более удаленного от плоти-

ны, с разными горизонтами воды в нем, и третья для мелкого, неглубокого горизонтального дренажа канала, начинающегося вблизи подошвы низового откоса.

Интервал между потенциалами сеток принят в 5 см; с более детальным учетом напоров сетки не вырабатывались, что сказалось на некотором понижении их точности.

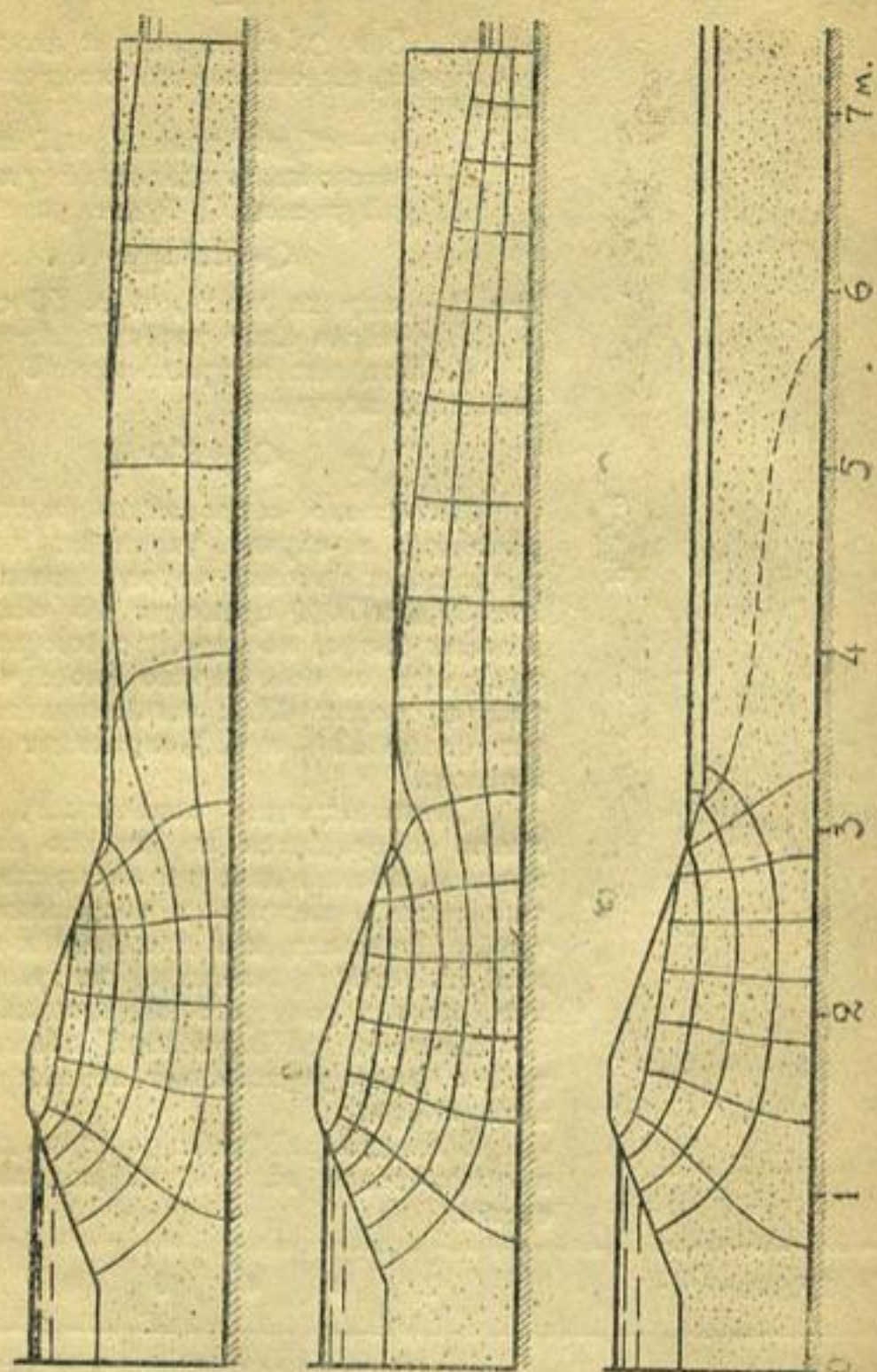


Рис. 3;

Верхняя сетка рис. 3. Высота выклинивания для нее принята $h_1 = 15$ см, горизонт воды в дренаже стоит на 10 см ниже уровня поверхности земли, т. е. как и в предыдущей сетке рис. 2. По сетке получаем число лент равным $L = 5,5$, число поясов $\Pi = 9$; отношение ширины прямоугольников к их длине, что можно назвать модулем сетки $M = \frac{\Delta S}{\Delta l} = 0,33$; отсюда находим по формуле 7 и 8 расход на фильтрацию при

ширине лотка 50 см равным $Q = 455 \text{ К}$, т. е. меньший, чем в случае более близкого расположения дренажа (рис. 2), как это и должно быть. Распределение расходов также будет отличным от рассмотренного выше случая; через откос плотины выклинивается 55%, через дно нижнего бьефа 18% и через дренаж 27%. Таким образом, удаление дренажа от плотины понижает его работу, повышает и высоту выклинивания, и расход через откос плотины. Сетки выясняют влияние грунтовой воды за плотинной; она, медленно двигаясь, как бы подпирает более мощный поток грунтовых вод через плотину и тем самым повышает высоту выклинивания на откосе.

Средняя сетка рис. 3. Она построена для того же очертания плотины и грунта, что и в предыдущем случае, но с высотой выклинивания $h_1 = 10 \text{ см}$ и с большим понижением уровня грунтовых вод $Z = 40 \text{ см}$. Здесь сетка дает такие показатели движения: число лент $L = 6$, число поясов $P = 15$, модуль $M = 0,37$ и для фильтрационного расхода $Q = 555 \text{ К}$.

Распределение расходов получается таким: через плотину выклинивается 33%, через дно нижнего бьефа 17% и через дренаж 50%. Грунтовая вода за плотинной здесь также является фактором подпора, хотя и менее выраженного по сравнению с предыдущим случаем, вследствие большого понижения горизонта воды в дренаже.

Нижняя сетка рис. 3. Она построена для того же очертания плотины, но дренаж здесь выполнен в виде канавы за плотинной с заглублением дна ее на 10 см ниже поверхности земли. Высота выклинивания кривая равной 5 см (вообще устанавливаемая точным построением сетки движения). Из сетки получается $L = 4$, $P = 9$, $M = 0,67$ и $Q = 667 \text{ К}$; как видно, приближение дренажа к плотине, хотя бы и более мелкого, чем было выше, увеличивает расход на фильтрацию, направляя его преимущественно к дренажу, в то же время фильтрационный расход рассматриваемого случая близок к случаю рис. 2.

Таким образом, можно констатировать, что грунтовые воды, подпирая фильтрационный поток, стремятся повысить высоту выклинивания его на откосе плотины; далее влияние дренажа, хотя бы и глубокого, но удаленного от плотины, не велико; более эффективен дренаж, близкий к плотине, хотя бы и мелкий, при этом фильтрационный расход повышается.

Небольшое число опытов не дает основания получить из них законченных выводов; тем не менее они позволяют в качестве первого приближения принять следующее предложение: в случаях однородных и одинаковых грунтов как тела плотины, так и ее основания, кривую депрессии в таких плотинах можно строить как для случая непроницаемого основания, если грунтовые воды на расстоянии $2 L_0$ за плотинной лежат не далее $0,3 H$ от поверхности земли, обозначая здесь через H — глубину воды перед плотинной, а через L_0 — длину подошвы плотины.

Построив указанным выше способом кривую депрессии, далее строят сетку движения, по которой находят скорости и расходы фильтрации.

2. Грунт плотины и грунт ее основания разнородны

Для выяснения влияния основания плотины и элементов ее конструкции — шпунта и обратного фильтра, на фильтрацию инж. А. В. Волковым, под моим и П. И. Шипенко руководством, было выполнено 6

опытов с моделью Кутулукской плотины на месте строительства (Куйбышевский край). Не рассматривая указанных опытов подробно, я останавливаюсь лишь на выполненных мною первичных сетках движения грунтовой воды в условиях опыта.

Модели Кутулукской плотины были изготовлены в масштабе 1/25 и 1/50 н. в. (см. рис 4), глубина воды перед плотиной 17 м; высота плотины 18,2 м, плотина насыпается из суглинка с $K=0,0003$ см/ск.

Ее основанием является супесь с коэффициентом фильтрации $K=0,001$ см/ск., т. е. в 3—4 раза большим, чем для суглинка. Слой супеси равен 5,5 м, он проходит центральным шпунтом. Ниже супеси залегает водоупор-глина.

На рис. 4 показана сетка движения для проектного профиля плотины; депрессия и расход по ней достаточно хорошо совпадают с опытными.

Так, расход из опыта $= 0,39$ и по сетке $= 0,32$ куб. см в ск. на пог. м модели; такое соотношение расходов надо признать хорошим, так как теоретический расход (по сетке) зависит от коэф. фильтрации, колеблющегося и по формулам, и по наблюдениям.

Рис. 4 указывает на подпирание шпунтом депрессионной кривой; однако, наличие более проницаемого, чем тело плотины, основания этот подпор дальше за шпунтом ликвидирует; здесь основание работает в роли дренажа, хотя и не с очень заметно повышенным коэффициентом фильтрации.

Если бы грунт основания был таким же, как в плотине, то тогда естественного дренажа не наблюдалось бы, и депрессия должна была бы подняться; действительно построенная, для этого случая сетка движения (рис. 5) показывает и повышенное положение депрессии, и уменьшение фильтрационного расхода. В самом деле для супесчаного основания имелось лент движения $L=5,5$ и поясов давления $P=16,8$, что давало для модуля сетки значение $M = \frac{L}{P} = 0,327$, для второго случая $L=6$, $P=27,7$ и $M=0,216$.

Так как фильтрационные расходы равны $q = KHM$, то при постоянных K и H (в опыте равном 30 см) расходы пропорциональны модулю сетки M ; отсюда видно уменьшение расхода для второго случая.

Интересно проследить, каково будет движение при отсутствии шпунта и разнородном основании; этот случай представлен на рис. 6, из которого видно сильное снижение кривой депрессии, что дает основание предложить более крутые откосы с низовой стороны плотины. Вместе с тем несколько повышается расход на фильтрацию, так как здесь число $L=4$, $P=10,7$ и $M=0,374$ вместо первого случая, где M было равно 0,327. Если дебит источника питания водохранилища (р. Ку-

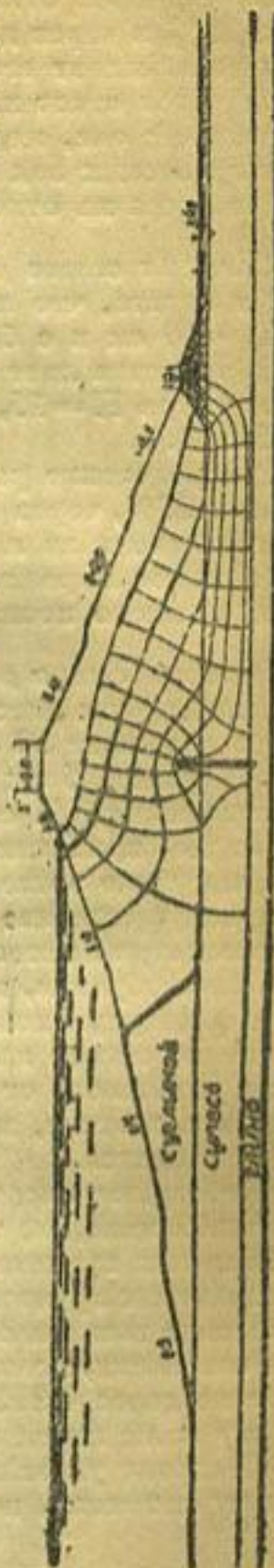


Рис. 4

тулук) позволит увеличить потери на фильтрацию через плотину на 15% (что вполне возможно, так как общее увеличение потерь на фильтрацию с учетом потерь и через берега будет меньше указанных 15%), то нет необходимости в постановке дорогого шпунта.

Интересно и здесь сопоставить последний случай с случаем бесшпунтовой плотины, однородной по составу грунта с основанием; сет-

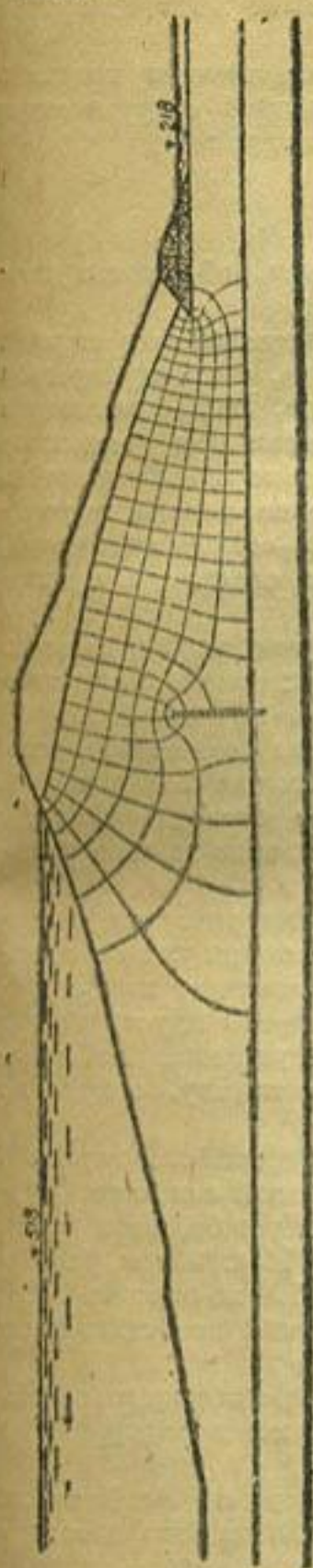


Рис. 5.

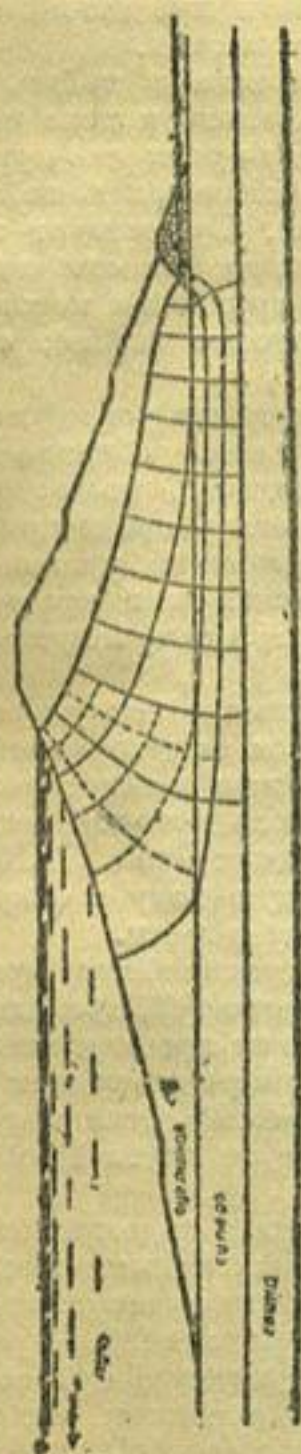


Рис. 6.

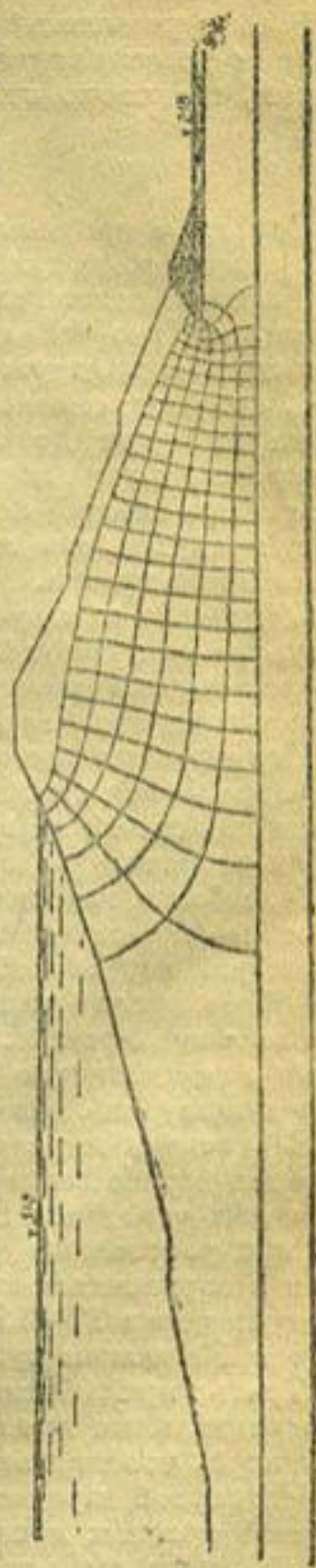


Рис. 7.

ка для этого случая представлена на рис. 7, из нее следует, что $\Lambda = 6$, $\Pi = 24$ и $M = 0,25$, т. е. фильтрационный расход через нее будет равен

$\frac{0,25}{0,374} = 0,67$ от случая разнородного основания; кроме того, положение депрессии значительно повышается.

Нетрудно видеть, что скорости фильтрации во всех рассмотренных случаях далеки от вымывающих, что и с этой стороны дает основание к отказу от шпунта.

Рассмотренные методом сеток связи между элементами потока в основном устанавливались такие же и из данных опытов с грунтовыми лотками, несколько отличаясь числовыми характеристиками.

3. Дамбы обвалования

Земляные плотины, устраиваемые для обвалования, работают в условиях, отличных от тальвежных плотин.

Наличие естественного потока в пойме, направленного в период межени, как это часто наблюдается, к реке и потока, фильтрующегося из длительно подпертого уровня реки для ирригации, ГЭС, транспорта и др., создают опасность заболачивания поймы, если оба указанные потока не будут дренированы. Существует несколько предложений о дренировании этих потоков; почти все они исходят из такого положения: только полный перехват грунтовых потоков, до самого водоупора, может предупредить заболачивание поймы; отсюда следуют и практические предложения.

Первое из них предусматривает устройство за плотинной канавы до водоупора, с откачкой из нее воды обратно в реку; такое предложение радикально разрешает вопрос, но осуществление его возможно лишь при близком залегании водоупора и при затрате больших средств.

Поддерживая бытовые (меженные) уровни грунтовых вод в пойме, рассматриваемая система дренажа дает чрезвычайно большие расходы воды при откачке ее из канавы в реку и преимущественно за счет фильтрации из реки.

При более глубоких залеганиях водоупора рассматриваемая система технически становится почти невыполнимой, не говоря уже о ее экономической нецелесообразности; в таких случаях указывают на устройство более мелкой канавы, вдоль которой (через 15—10 м) устраивают вертикальные дренажные колодцы (типа ТАКИ), опущенные до водоупора и изливающие грунтовую воду в открытую канаву, откуда по предыдущему она откачивается в реку.

В стесненных условиях строительства (при переустройстве городов) открытая канава заменяется закрытой, проходной дренажной системой вертикальных колодцев. Второй тип дренажа также требует больших сумм, так, при расстоянии до водоупора в среднем 15—16 м и при расстановке в горизонтальной закрытой дрене высотой 1,8 м вертикальных колодцев через 12—15 м друг от друга 1 км дренажа исчисляется по смете в 1 миллион рублей.

Третье предложение является видоизменением предыдущего: по нему вертикальные дренажи делаются висячими, т. е. не доходящими до водоупора, что несколько понижает его стоимость.

Четвертое предложение рекомендует устройство по всей пойме обычной системы дренажа открытыми канавами, снабженного насосными станциями для перекачки дренажных вод обратно в реку; однако, и эта система дренажа не дешева (от 1600 руб. и более за гектар), требует большого количества мостов, затрудняет (из-за канав) механизацию сельскохозяйственного производства.

Пятое предложение ограничивается устройством неглубокой, не достигающей водоупора канавы, идущей вдоль плотины.

Однако, такое предложение не встречает поддержки; так, проф. Брудастов А. Д.¹ считает устройство такого висячего канала бесполезным, так как в пойме «уровень грунтовых вод по другую сторону канала устанавливается на отметке уровня водохранилища». В одном из опытов, проведенных во ВНИИГиМ'е инж. А. И. Скабаллановичем, одна висячая дрена практически дала тот же эффект понижения грунтовых вод в пойме, как и система такой дрены, плюс вертикальные до водоупора дренажные колодцы — бытовые уровни грунтовых вод в пойме сохранялись. Конечно, одного опыта недостаточно для установления количественных зависимостей между уровнями, расходом и элементами дренажной канавы; для этой цели необходима система опытов, с параллельной теоретической разработкой вопроса, которые и дадут удовлетворяющий производствo ответ.

Остановимся сейчас на принципиальном вопросе, будет ли пойма сплошь заболочена с повсеместным выходом грунтовой воды на поверхность земли при наличии только висячих дренажных систем.

Предварительно сравним действие открытой канавы, проложенной до водоупора, с действием неглубокой канавы (или закрытой дрены), из которой через 15—20 м опущены до водоупора вертикальные дрены.

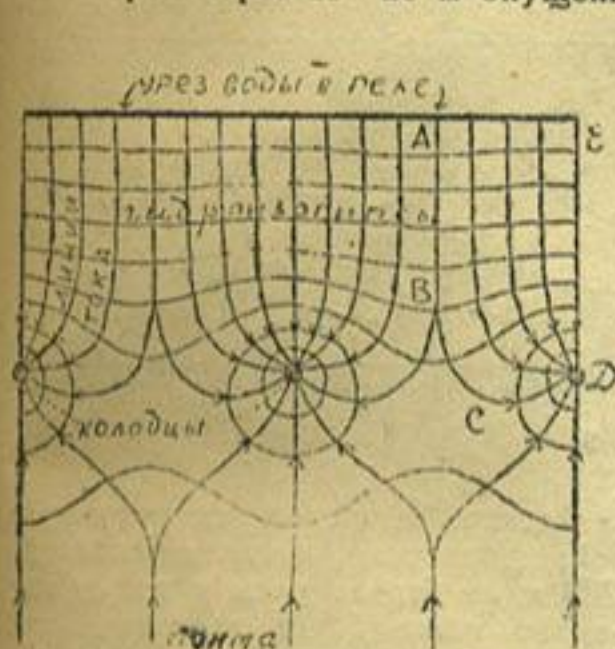


Рис. 8.

Уровни грунтовых вод в обеих канавах будем считать одинаковыми и несколько заглубленными против бытовых уровней грунтовых вод; все остальные условия (грунты, подпор в реке и т. п.) будем считать также одинаковыми.

Хотя во втором случае и не имеется сплошного перерезывания потока грунтовых вод со стороны реки, тем не менее эффект фиксации бытовых уравниваний обеими системами будет почти один и тот же; более того, вторая система будет давать меньшие фильтрационные расходы. Последнее объясняется тем, что в глубокую (до водоупора) канаву вода поступает по кратчайшему пути; в вертикальные колодцы

вода проникает по более длинным путям; так как колодцы расставлены через 10—20 м, то вода проходит довольно длинный путь ABCD (показанный схематически в плане сетки движения на рис. 8), прежде чем попадет в колодец, который она не может миновать.

Итак, система вертикальных колодцев, опущенных до водоупора, работает более экономично (давая меньший фильтрационный расход), чем сплошная такой же глубины канава, при практически одинаковых фиксированных горизонтах потока грунтовых вод.

Фильтрующий через систему вертикальных колодцев расход приблизительно может быть найден по проф. Ф. Форхгеймеру (приблизительно потому, что проф. Форхгеймер дает решение, относящееся по существу не к ряду колодцев, а собственно к ряду дырочек в водоупоре, в которые вода проваливается), или проще по Дюпюи, как для глу-

бокой (до водоупора) канавы с введением понижающего расход коэффициента (на 25–50%, за указанные выше потери).

Рассмотрим, что будет с потоком грунтовых вод, если в предыдущей системе, продолжая откачку воды в реку, поставить вертикальные колодцы, не доходящие до водоупора (если воду не откачивать, то при любом дренаже поймы будет затоплена).

Можно ожидать большего захода струек за линию колодцев (аналогично рис. 8), что, во-первых, поведет к уменьшению дебита системы, а, во-вторых, к подпору естественного потока грунтовых вод с поймы.

При полном удалении вертикальных дренажей можно ожидать как дальнейшего снижения дебита, так и повышения подпора потока с поймы.

После устройства дамб и поднятия уровня в реке из нее устанавливается ток грунтовой воды в пойму, характеристика которого может быть представлена сеткой движения рис. 9, построенной так же, как и выше для земляных плотин на проницаемых основаниях.¹

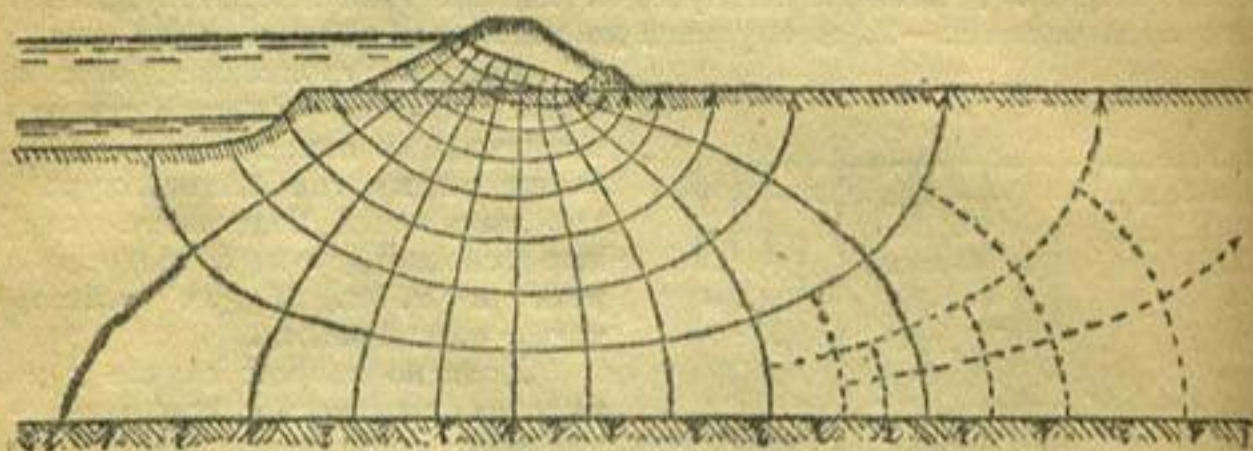


Рис. 9.

Нетрудно видеть, что вся пойма будет заболочена выклинивающейся на ее поверхность грунтовой водой; кроме того, сетка показывает, что примерно на расстоянии 150–200 м от берега реки в пойму выклинивается около 95% фильтрационного расхода (8,5 лент движения из общего их числа, равного 9) далее в пойму уходит 5% фильтрационного расхода.

Можно считать, что за 200 м от берега в пойме по существу будет застойный бассейн грунтовой воды.

Если бы мы имели наличие самостоятельного потока грунтовых вод в пойме, направленного в межень к реке, то после подпора реки процесс заболачивания поймы только бы ускорился, также образовалась бы зона застойной воды, за которой наблюдался бы пойменный (естественный) поток грунтовых вод, выклинивающийся на поверхность грунта.

Количественную оценку снижения расхода и подпора уровня грунтовых вод в пойме для последних систем дренажа можно получить пока лишь из опытных исследований, в виду неразработанности теоретического решения данных случаев движения грунтовой воды.

Некоторое освещение рассматриваемых случаев можно получить построением сеток движения, применительно к заданным условиям; по-

¹ Эта и все следующие сетки движения — первичные, требующие дальнейшего уточнения. Для качественного анализа рассматриваемого явления ограничимся первичными сетками.

граничные условия здесь неопределенны, поэтому и сетки в части установления депрессионной поверхности в пойме также будут неопределенны, но все же они позволяют наметить порядок величины фильтрационного расхода.

В дальнейшем мы укажем на возможность и способы уточнения построения сеток движения, в отношении величины фильтрационного расхода и положения депрессионной кривой подпора.

Рассмотрим случай дренажа, состоящего из открытой канавы, совсем не имеющей вертикальных колодцев.

Пусть мощность проницаемого слоя грунта под дном реки будет равно 50 м, бытовая глубина реки 5 м, подпертая глубина в ней 20 м; предварительно рассмотрим тот случай, когда грунтовые воды в пойме не имеют движения и стоят на уровне бытового горизонта воды в реке; при этом никаких дренажных мероприятий, кроме откачки выступившей на поверхность грунта воды, не устраивается.

Отсюда можно сделать существенный вывод: если мы получаем бассейн практически стоячих грунтовых вод, то устройство обычного дренажа из системы открытых канав, или в виде отдельной глубокой канавы, должен дать тот же эффект, который наблюдается при осушении болот.

Рассмотрим теперь, как изменится картина движения грунтовых вод, когда в пойме существует бытовой поток грунтовых вод ($i \leq 2\%$) и если за дамбой провести канаву, уровень воды в которой поддерживается таким же, как и меженный речной, т. е. несколько ниже бытового (меженного) уровня грунтовых вод в месте канавы до момента подпора воды в реке.

Сетка движения, приведенная на рис. 10, показывает, что канава перехватывает фильтрующийся из реки поток, струйки которого выклиниваются и на противоположном реке откосе канавы, вследствие чего грунтовый поток со стороны поймы подпирается и несколько поднимается по сравнению с бытовыми уровнями (показанными на рис. 10 пунктиром).

Понижая уровень воды в канаве, можно понизить положение депрессионной кривой до желаемого, не прибегая ни к устройству глубокой (до

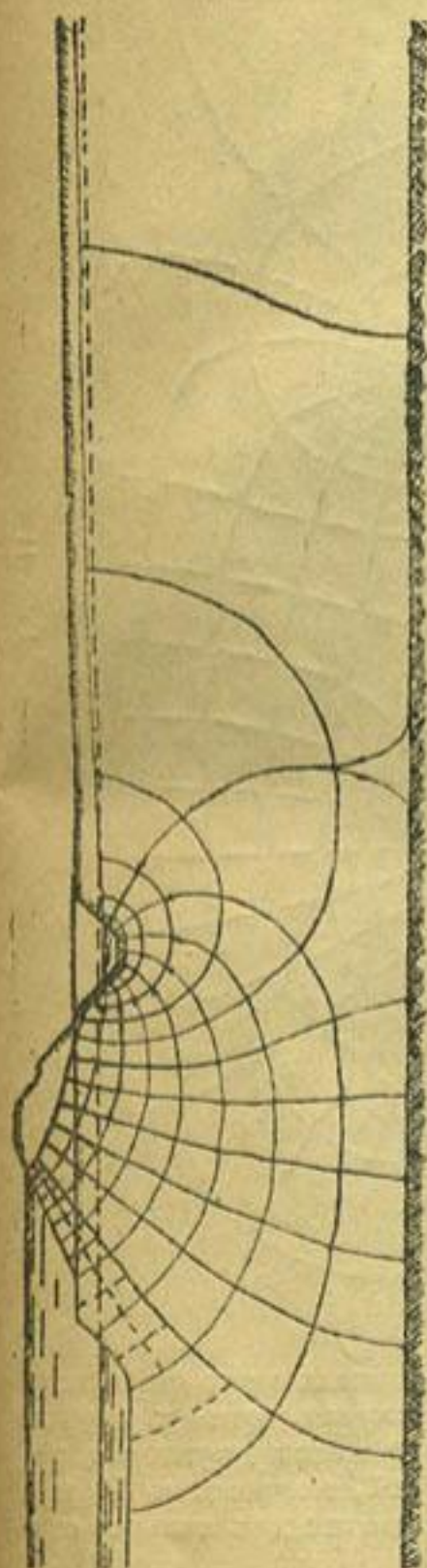


Рис. 10

водопора) канавы, ни к системе вертикальных дренажных колодцев.

Если канаву отодвинуть от плотины (на 50 м), снабдить плотину обратным фильтром и соединить его с канавой системой мелких дрен, то общая картина движения воды в пойме получит, по сравнению с предыдущей, такие изменения (см. рис. 11). Пространство между плотинкой и канавой будет защищено от заболачивания системой мелких дрен; при отсутствии последних большая часть этого пространства была бы заболочена; далее становится заметно равномернее и слабее питание канавы по ее периметру; далее за канавой устанавливается движение, близкое по своим условиям к бытовому потоку. Мы уже отмечали, что сетки движения рис. 9 и следующих являются результатом первого приближения; их точность должна быть повышена дальнейшей разработкой, в приведенном виде они показывают, что фильтрационные расходы для схемы рис. 10 и рис. 11 будут близки между собой и равны около $q = 0,77 Kz$, где 0,77 — модуль сетки (т. е. отношение числа лент движения к числу поясов давлений), K — коэффициент фильтрации грунта и z — разность уровней воды в реке и в канаве.

Далее в обоих случаях поток с поймы будет составлять около $\frac{1}{9}$ от общего расхода, т. е., что q поймы $\approx 0,084 Kz$, так как наши сетки построены при наличии бытового потока грунтовых вод с поймы в реку и при условии, что этот поток и после обвалования сохраняется, то представляется возможность сопоставить величины этого потока, подсчитанные по сетке и по равномерному движению.

По сетке $q_{\text{пой}} = 0,084 Kz = 0,084 \times \text{сл} 15 \times K = 1,26 K$, так как z в нашем двучае равно 15 м; по равномерному движению расход будет равен $hiK = 60 \times 0,02 K = 1,2 K$, так как средняя глубина потока равна 60 м, а уклон 2%.

Как видно, в обоих случаях оба способа подсчета расхода дают практически совпадающие величины.

Усложним условия движения предыдущего случая, считая грунты неоднородными: на глубине 40 м от дна реки залегает грунт с коэф. фильтрации K ; ниже залегает горизонтальный слой, мощностью 10 м с коэффициентом фильтрации $K_1 = 4,5 K$. Сетка движения для такого случая показана на рис. 12.

Хотя нижний слой по водопроницаемости и не очень превосходит верхний, тем не менее влияние его как дренажного слоя заметно, что сказывается как на структуре сетки — подтягивание из реки воды в

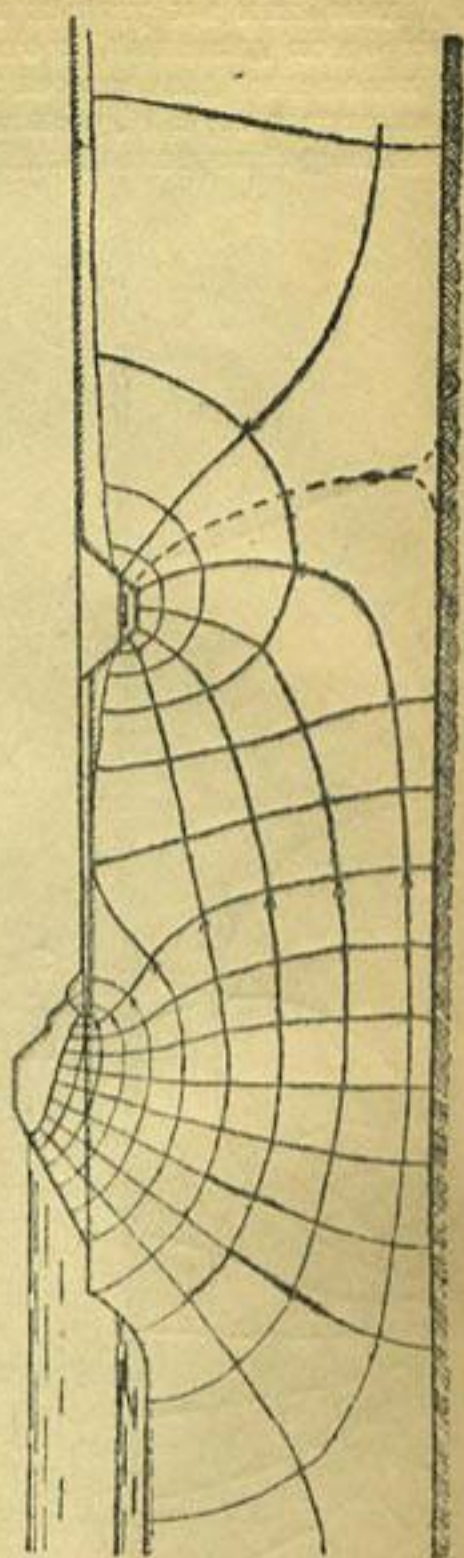


Рис. 11

этот слой и выбрасывание ее в канаву, так и на величине фильтрационного расхода. Последний здесь равен $q = 0,94 Kz$, т. е. повысился против предыдущего случая на 22%. Расход со стороны поймы здесь

$$\text{равен } q_n = \frac{2,5}{17} q = 2,08 K, \text{ где } 2,5 -$$

число лент движения со стороны поймы, а 17 — общее число лент движения. Расход со стороны поймы, подсчитываемый по равномерному движению, будет равен $i (Kh + K_1 h_1) = 0,02 K \times$
 $\times (50 + 10 \frac{K_1}{K}) = 1,90 K$, т. е. довольно

близкий к подсчитанному по сетке

Рассмотрим еще один случай обвалования поймы; имеем мощность проницаемого грунта под дном реки 38 м; отметки: дна реки — 5 мм, естественного уровня О, подпертого уровня +4,0 поверхности земли у берега +1,2, поверхности поймы на расстоянии 2000 м от берега +1,5. Пойма шириной 4000 м обваловывается со стороны реки и снабжается двумя канавами, одна из которых идет вдоль дамбы, а другая на расстоянии от первой 4000—3800 м и ей параллельно направляется вдоль подошвы коренного берега.

Отметка дна канав — 5,0, уровня воды в них — 3,5; коэф. фильтрации грунта 6 м/сутки.

Уровень грунтовых вод поймы почти горизонтален, он имеет уклон, направленный к реке и равный около 0,0001; колебание уровней грунтовых вод в межень зависит главным образом от осадков.

Предварительно рассмотрим влияние осадков на положение депрессионной поверхности; если интенсивность осадков обозначить через p м/сутки (или мм/сут.), то для схемы рис. 13 можно написать

$$p(L-x) = Ky \frac{dy}{dx} \text{ или } \frac{p}{K} \left(L - \frac{x}{2} \right) x = \frac{y^2}{2} + C$$

При $x = 0$ находим $C = -\frac{h_0^2}{2}$, а при $x = L$ $y = H$, что после подстановки в основное уравнение дает

$$\frac{p}{K} \left(L - \frac{x}{2} \right) x = \frac{y^2 - h_0^2}{2}$$

$$\frac{p}{K} L^2 = H^2 - h_0^2$$

Так как в первом сечении $q = pL$, то можно написать, что

$$q = K \frac{H^2 - h_0^2}{L}$$

Полученными уравнениями мы воспользуемся для уточнения сеток движения рассматриваемого случая обвалования поймы. На рис. 14 приве-

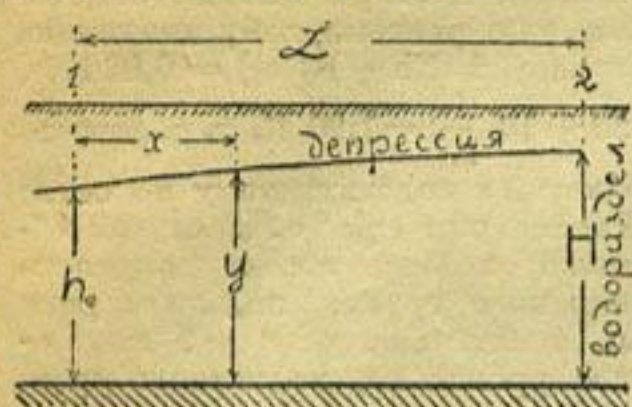


Рис. 13

дена сетка движения для грунтового потока в пойме при указанных в начале отметках и пр., при расстоянии канавы от берега на 60 м и при устройстве за дамбой обратного фильтра и мелкого дренажа до канавы.

Если принять уровень грунтовых вод на водоразделе между канавами равный бытовому, а у канав на отметке — 3,5 м, то по полученным формулам, зная $H = 43, h_0 = 39,5, L = 2000 K = 6$, находим расход грунтового потока $q = 0,87$ куб. м сутки, что соответствует очень небольшой интенсивности дождя, около 0,43 мм/сут.

Отсюда можно сделать вывод, что дожди с интенсивностью, большей полученной, будут заболачивать пойму и в ее бытовом состоянии при подпертом уровне в реке; следовательно, необходимо снабдить пойму мелкой водоотводящей сетью канав для отвода дождевых вод.

Далее, обращаясь к сетке, имеем $L = 9, P = 13, M = 0,69$

$z = 7,5$ и общий расход на фильтрацию $q = MKz = 31$ куб. м/сут.

Из девяти лент расхода поленты приходится на поток с поймы; следовательно, последний будет равен

$$q_{\text{поймы}} = \frac{0,5}{13} 31 = 1,2 \text{ куб. м./сутки.}$$

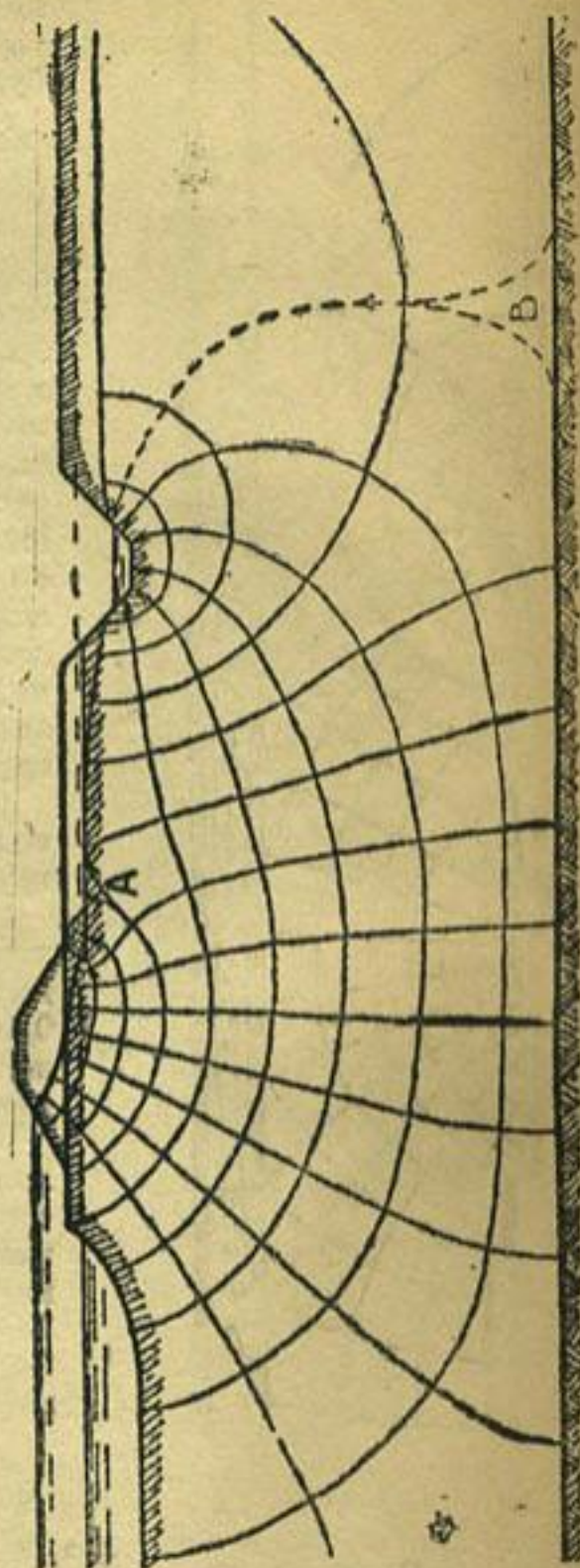


Рис. 14.

Выше мы имели при принятых нами уровнях грунтовой воды, расход с поймы 0,87; расходимость в величинах расходов объясняется и неточностью сетки, и неточностью принятых уровней грунтовых вод в пойме; вероятный расход был бы близок к среднему из найденных, т. е. к 1,03 км/сутки.

Такой расход возможен при $H = 43,6$ и $h_0 = 39,5$, что показывает на возможность подпора грунтовых вод на водоразделе ∞ на 0,5 м. С последним можно бороться либо хорошо развитой дождевой сетью, либо прокладкой еще одной осушительной канавы по середине между боковыми канавами.

Сетка также должна быть исправлена до получения $q_{\text{пой}} = 1,03$; однако, это исправление осложняется наличием застойных зон (купюр) А и Б (рис. 14). Следует еще раз подчеркнуть необходимость постановки опытных работ по обвалованию пойм.

Москва

Возведение дамб методом укатки

I

Земляные плотины и дамбы деривационных каналов, в процессе производства работ и последующей эксплуатации, представляют собой наиболее ответственные места. От их прочности и надежности, в большой степени, зависит нормальная работа каналов и плотин.

Одновременно с требованием надежности мы должны предъявить к земляным плотинам и дамбам требование о наименьшей стоимости работ по их устройству.

Последнее возможно только при условии применения таких методов их возведения, которые при наименьшей стоимости единицы работы дают достаточные показатели прочности.

Большинство дамб и земляных плотин (в частности и в условиях Чирчикского строительства) выполняются методом укатки, почему мы и считали полезным остановиться на освещении именно этого метода.

II.

Грунты, употребляемые в насыпь, могут состоять из частиц песка, пыли и глины, а также отдельных более крупных включений (гравия и гальки).

Частицы, составляющие грунт, не заполняют и не могут заполнить всего объема, занимаемого грунтом. Объем пустот, не занятых частицами грунта, известен под названием *пористости* и выражается в процентах от общего объема, занятого грунтом.

Пористость грунта в естественном состоянии зависит от гранулометрического состава, степени выраженности и характера структуры грунта и его сложения.

Степень, до которой мелкие частицы заполняют промежутки между большими, определяет общее количество частиц грунта, занимающих данный объем, что в свою очередь определяет пористость грунта. Чем больше глинистых частиц, тем больше, вообще, пористость грунта.

Гранулометрический состав отдельных фракций оказывает очень сильное влияние на изменение пористости грунта. Это положение подтверждается данными В. М. Охотина (4), показывающими, что наибольшая плотность получается в смеси из крупного песка, пыли и глины, при содержании пыли от 20 до 50% (см. табл.).

Простейший вид структуры грунта определяется моделью в виде насыпи одинаковых шаров с закономерным их расположением. Вычис-

Таблица 1

Смесь, состоящая из фракций 2—1 мм+0,05—0,01 мм и 5% глуховского каолина			Смесь состоящая из фракций 2—1 мм+0,05—0,01 мм и 10% глуховского каолина			Смесь состоящая из фракций 2—1 мм+1—0,05 и 5% глуховского каолина		
% фракций скелета		Величина пористости в %	% фракций скелета		Величина пористости в %	% фракций скелета		Величина пористости в %
% фракций 2—1 мм	% фракций 0,05—0,01 мм		% фракций 2—1 мм	% фракций 0,05—0,01 мм		% фракций 2—1 мм	% фракций 1—0,5 мм	
95	0	34,70	90	0	35,34	75	0	34,8
85	10	30,47	80	10	25,94	85	10	34,7
75	20	25,55	70	20	21,89	75	20	—
65	30	25,03	60	30	23,91	65	30	33,7
55	40	26,76	50	40	24,49	55	40	32,5
45	50	29,61	45	45	25,25	45	50	—
35	60	31,98	30	60	27,62	35	60	33,7
35	65	37,11	20	70	32,45	20	75	34,00
0	95	41,99	0	90	37,66	0	95	—

ленный объем пор (или пористость) в такой насыпи колеблется в пределах от 25,95 до 47,64%, в зависимости от расположения шаров. В действительности частицы грунта не имеют шарообразного строения и никогда не бывают одинаковы. Фактически зерна песка бывают выпуклые или плоские, имеют острые или округленные ребра, гладкие или шероховатые боковые грани. Пыль имеет выпуклые зерна и тонкие прозрачные кристаллические чешуйки с краями неправильной формы. Коллоиды глины оказываются чешуйчатыми.

Поэтому точно вычислить пористость грунта невозможно. Пористость грунтов можно определить только лабораторно, при чем она всегда расходится с вычисленной теоретически.

Вообще, опыты показывают, что при уменьшении размера частиц пористость увеличивается, например (4):

Пористость среднего гравия с зернами 7 мм—	27%
Очень крупного песка с гравием	— 38 %
Крупный песок 2 мм	— 40 %
Мелкий песок 1/3 мм	— 42,3 %
Песчаная пыль	— 46,9 %
Суглинок	— 47,4 %
Глина	— 52,7 %
Торф	— 82 %

Однако, фильтрационные способности грунта не прямо пропорциональны пористости, а зависят, кроме того, от размера частиц. При одинаковой пористости проницаемость грунтов, состоящих из более мелких частиц, гораздо меньше. В данном случае играют большую роль размеры пустот между частицами. В грунтах крупнозернистых отдельные пустоты между частицами имеют большие размеры и, несмотря на то, что общая пористость таких грунтов меньше, чем грунтов мелкозернистых, все же их водопропускная способность выше.

В грунтах мелкозернистых (глины), подверженных сжатию вышележащих слоев, или искусственно уплотненных, вода находится исключительно лишь в состоянии поверхностного натяжения и поэтому такой грунт, несмотря на то, что он имеет большую пористость по сравне-

нию с грунтами крупнозернистыми, может пропускать воду только под очень большим давлением, превосходящим поверхностное натяжение.

Это явление объясняется тем, что размер отдельных пустот в глинистых грунтах настолько мал, что вода, находящаяся в них, подвергается действию частичных сил (силы молекулярного притяжения развиваются на расстоянии не больше 0,0005 мм) и поэтому находится в состоянии поверхностного натяжения, т. е. притягивается к зернам грунта.

Проникание воды сквозь мелкозернистые грунты может происходить только в том случае, когда под влиянием излишнего увлажнения грунт напится водой, разбухнет и частицы грунта разойдутся на расстояние больше сферы действия частичных сил.

Водонепроницаемость глинистого грунта естественной влажности можно сравнивать с водонепроницаемостью твердых тел. Вода, попадающая в поры твердых тел, приходит в состояние поверхностного натяжения, что препятствует прохождению воды сквозь поры.

Опыты проф. Беконна со свинцовым шаром и флорентийских ученых с серебряным шаром показали, что и для твердых тел существуют пределы водонепроницаемости (10).

На стенках полого шара, наполненного водой, запаянного и затем подвергнутого ударам, появилась вода в виде мелких капель.

Таким образом, можно отметить, что абсолютно водонепроницаемых тел в природе не существует. Водонепроницаемость же, понимаемая нами в практике, может быть достигнута различно.

Пористость имеет большое значение на устойчивость дамб.

Так, при уменьшении пористости грунта увеличивается его сопротивление раздавливанию (4, см. таблицу 2).

Таблица 2

Смесь, состоящая из фракций 2—1 мм + 0,05—0,01 мм и 5 % глуховского каолина		Смесь, состоящая из фракций 2—1 мм + 1—0,5 мм и 5 % глуховского каолина		Смесь, состоящая из фракций 2—1 мм + 0,05—0,01 мм и 10 % глуховского каолина	
При величине пористости в %	Сопротивл. кубика с ребром в 2 см в кг	При величине пористости в %	Сопротивление раздавливанию кубика с ребром в 2 см в кг	При величине пористости в %	Сопротивл. раздав. кубика с ребром в 2 см в кг
34,70	7,4	35,34	18,5	34,8	7,4
30,47	31,7	25,94	88,0	34,7	7,5
25,34	74,1	21,89	114,6	—	—
25,03	112,2	23,91	205,2	33,7	7,5
26,76	117,3	24,49	210,8	32,5	8,8
29,61	97,25	25,25	212,6	—	8,8
31,98	82,10	27,62	206,1	—	5,6
37,11	57,3	32,45	127,7	33,7	5,6
41,99	54,3	37,66	97,2	34,0	5,7

Такое же влияние оказывает уменьшение пористости на сопротивление раздавливанию (4) см. табл. 3.)

Следовательно, при уменьшении пористости грунта увеличивается его сопротивление образованию деформаций как в сухом, так и во влажном состоянии.

При возведении устойчивых дамб требуется насыпaeмый в дамбу грунт уплотнять, или иначе говоря уменьшать его пористость.

Уплотнение грунта может быть достигнуто только путем насильственного вталкивания мелких частиц грунта в промежутки между боль-

Смесь, состоящая из 90% фракций 2—1мм и 10% глуховского каолина		Смесь, состоящая из 45% фракций 2—1мм + 45 фр. 0,05-0,01мм + 10% каолина	
% воды от всей массы	Сопротивл. вдавливания штампа в 1 кв. см на глубину 2,5мм в кг	% воды от всей массы	Сопротивл. вдавливания штампа в 1 кв. см на глубину 2,5мм в кг
0,5	7,2	0,2	20,0
2,4	11,0	4,0	23,0
6,8	9,8	4,3	26,3
9,3	5,6	6,0	27,4
13,8	3,6	8,0	28,0
19,8	3,7	10,6	7,5

шими. Для этого нужно применить силу, которая должна преодолеть сопротивление от трения, существующее между отдельными частицами грунта.

Грунт может быть или совершенно сухим и содержать в себе только молекулярную воду, которая не удаляется при температуре до 105—110° Ц, или мокрым до такой степени, когда все его поры заполнены (влажность равна пористости).

Доведенный при $T=105-110^{\circ}$ Ц до сухого состояния, грунт или может оказаться в сыпучем состоянии, при котором между отдельными частицами грунта нет действия частичных сил, вследствие их крупности, или может оказаться в плотном состоянии, при котором достаточно мелкие частицы грунта находятся под действием частичных (молекулярных) сил притяжения. Высушенный грунт не может оставаться в таком состоянии, он обладает гигроскопичностью, извлекает из воздуха водяные пары, осаждает и удерживает воду на поверхности частиц. Количество гигроскопической воды зависит от температуры и упругости водяных паров воздуха, от размера и минералогического характера частиц. Следовательно, в естественной обстановке абсолютно сухого грунта быть не может.

Максимальной гигроскопичностью грунта называется такое количество воды, которое поглощается из воздуха при 99% относительной влажности. Эта величина для песков бывает меньше 1%, а для глин достигает 17% (4).

При увеличении количества воды, последняя покрывает поверхность частиц грунта более или менее сплошной пленкой и удерживается в силу молекулярного притяжения.

Такая вода называется пленочной и удерживается с такой силой, что она не удаляется даже при центрофугировании со скоростью до 50 тыс. оборотов в минуту, что развивает силу, в 1000 раз превышающую силу тяжести.

Таким образом, пленочная вода представляет наибольшую молекулярную влагоемкость грунта (по американски—эквивалент влажности), которая может существовать при максимально возможной толщине пленки.

Величина пленочной влажности зависит от величины поверхности частиц грунта. Для песка она достигает 2%, а для суглинков и глин до 29% (4).

Количество воды, заполняющее все тончайшие поры (капилляры) грунта и удерживающееся в нем вследствие поверхностного натяжения и прилипания к поверхности частиц грунта, называется капиллярной.

Опытами установлено, что при высоте слоя до 1 м капиллярная влажность или водоудерживающая способность для песков достигает 3—3,5%, а для лесса до 40% (3).

Грунт насыщен до полной влагоемкости, когда все его поры заполнены водой. Следовательно, полная влагоемкость грунта находится в соответствии с его пористостью. Увеличение полной влагоемкости, по сравнению с первоначальной пористостью грунта, возможно только, когда последний имеет возможность разбухать, или иначе сказать, увеличивать свою пористость.

Связность грунта представляет собой внутреннее сопротивление трения, вызываемое капиллярным давлением.

Пленочная и капиллярная вода, содержащаяся в каждом грунте, окружает частицы грунта; там, где пленки соприкасаются (4), капиллярная сила, вызываемая поверхностным натяжением соединившихся пленок, плотно сжимает частицы, вызывая между ними сопротивление.

По вычислениям Терцаги, капиллярное давление может достигать 170—340 кг/см² (2), т. е. силы огромной величины.

Добавление воды в грунт ослабляет силу капиллярного давления, частицы слегка отдаляются друг от друга, а сила трения между ними уменьшается. Грунт несколько увеличивается в объеме, становится более податливым и пластичным. Добавленная в грунт вода вытесняет из пор грунта воздух и действует подобно смазке.

Увеличивание податливости грунта, при увеличении его влажности, продолжается до тех пор, пока сила капиллярности не уничтожится и пока не прекратится увеличение объема грунта. При этом еще не все поры грунта заполнены водой; дальнейшее увеличение количества воды еще более смазывает грунт, без увеличения его объема. При достижении полной влагоемкости наступает предел „смазывания“ частиц грунта. Дальнейшее уменьшение трения между частицами невозможно, если их не переместить так, чтобы увеличить порозность и связанную с последним полную влагоемкость. Отдельные виды грунтов можно уплотнить до различных степеней плотности. Имея в виду, что в дамбах грунт может быть насыщен просачивающейся водой до полной влагоемкости, степень устойчивости дамб будет зависеть от той податливости и пластичности грунта, которая может оказаться в условиях полного насыщения грунта водой.

Следовательно, при составлении проекта дамб, необходимо установить такую плотность грунта, идущего в тело дамбы, которая необходима для получения нужной ее устойчивости, при полном насыщении грунта водой. При соблюдении последнего условия надежность возводимых дамб будет полностью обеспечена.

III.

Степень возможного уплотнения грунта зависит от его влажности.

Уплотнение грунта при небольшом содержании влаги может дать очень твердую и крепкую насыпь. Уплотнение грунта тем же методом, но при большем содержании влаги (увеличение „смазки“), вызовет более совершенное уплотнение. Получится грунт менее пористый, более плотный и более пластичный.

При некоторой влажности можно добиться такого уплотнения, когда содержание влаги плюс небольшое количество воздуха (который не мог удалиться при уплотнении) заполнит все поры грунта. Дальнейшее уплотнение такого грунта невозможно без вытеснения из пор воды или воздуха. Установлено (6), что дальнейшее уплотнение такого грунта ни одним из имеющихся приспособлений сделать невозможно, поэто-

му считается, что при достижении такого состояния процесс уплотнения заканчивается.

Дальнейшее увеличение влажности не увеличивает уплотнение грунта. Наоборот, в результате увеличения влажности, грунт уплотняется все менее и менее плотно, пока, наконец, он становится настолько пластичным, что не может удерживать уплотняющие механизмы.

Отсюда становится понятным, что влажность грунта оказывает решающее значение на степень его уплотняемости. Наиболее устойчивой будет такая дамба, или плотина, которая будет уплотняться при влажности, дающей наибольшее уплотнение и наименьшую пористость. При этом грунт, содержащий наименьшее количество пор, при своем насыщении примет меньшее количество воды, поэтому, даже когда он полностью насыщен водой, „смазка“ между частицами у него будет наименьшая, а, следовательно, такая дамба будет менее пластична и более устойчива.

Величина пористости влияет на количество просачивающейся воды, поэтому дамбы, устроенные при содержании влаги, дающей наименьшую пористость, получают наиболее водонепроницаемые и устойчивые.

Существует зависимость между силой уплотнения, влажностью и плотностью.

Чем больше вес уплотняемых механизмов, тем большую плотность можно достичь при соответственно меньшей влажности. В пределе, под действием особой уплотняющей силы, грунт в небольшом объеме можно уплотнить даже в сухом состоянии, доводя его плотность до плотности естественных каменных материалов. При этом, вследствие сближения частиц грунта друг к другу, в них возникнут силы молекулярного притяжения и грунт как бы „каменеет“ (сухая прессовка кирпича).

Следовательно, увеличения водонепроницаемости, увеличения плотности уменьшения порозности, уменьшения пластичности и увеличения устойчивости можно достигнуть применением более тяжелых уплотняющих снарядов.

Нужный вес снарядов и содержание влаги следует выбирать такие, чтобы получить желаемую степень водонепроницаемости и устойчивости дамбы.

Применяя один и тот же вес уплотняющих снарядов, но разную влажность, мы будем получать различную плотность, имеющую свое максимальное значение, при некоторой оптимальной для данного снаряда влажности.

Для установления степени уплотняемости различных грунтов от величины влажности, применяется построение кривых веса грунта¹, уплотняемого при различном содержании влаги (см. рис. 1).

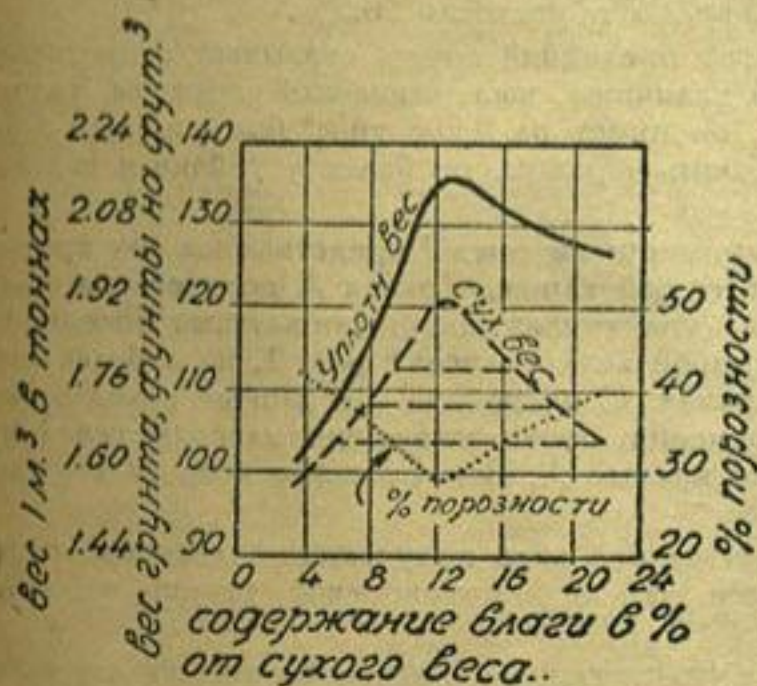


Рис. 1

¹ Кривые рис. 1, 2, 7, 8 и 9 взяты из статьи Р. Р. Проктор (Eng. N. Record), откуда также приводятся и описания опытов при построении этих кривых.

Для построения таких кривых, грунт можно уплотнять различными способами. Они заключаются в том, что испытуемый грунт с разной влажностью укладывается в прибор и уплотняется одним и тем же методом (одинаковый вес трамбовки, число ударов и проч.).

На график наносятся кривая „влажного веса“ при той влажности, при которой производилось уплотнение образцов, затем кривая „сухого веса“ и „кривая пористости“.

Кривая „влажного веса“ показывает вес одного куб. м в тоннах после того, как он был уплотнен при данном содержании влаги.

Кривая „сухого веса“ получается вычитанием веса содержащейся воды из „влажного веса“ и, наконец, кривая пористости определяется по сухому весу и удельному весу грунта.

Построение кривой сухого веса для тощей глины (см. рис. 1) показывает, что наибольшее уплотнение при данном оборудовании испытуемый грунт дает только при вполне определенной влажности, при которой получается такая же вполне определенная пластичность. С другой стороны, та же кривая сухого веса показывает, что любое другое уплотнение грунта может быть сделано при двух различных степенях влажности, но при этом получаются различные степени пластичности грунтов. В качестве примера обратимся к кривым на рис. 1, откуда можно видеть, что грунт, уплотненный при 8% и 19,2% влажности уплотняется до одинакового сухого веса 1,73 т/м³, при этом грунт будет иметь пористость 36,5%. Пластичность же этих грунтов различна, так, например, в грунт с 8% влаги стержень сечением 0,645 см² проникает со скоростью в 1,25 см/сек. при давлении 227 кг, а в грунт с 19,2% влаги при давлении только 0,92 кг. Такая малая пластичность не обеспечивает достаточную устойчивость дамб.

Повышение влаги до 9,5% дает увеличение сухого веса до 1,82 т/м³, а пластичность до 89 кг (138 кг/см²). Такому сухому весу соответствует также влажность 16,5%, при которой пластичность будет 6,8 кг (10,5 кг/см²), что удовлетворяет условиям устойчивости дамбы и, кроме того, выдерживает давление грузовиков при развозке грунта на автомобилях.

Наибольший сухой вес при данном методе уплотнения получается 1,94 т/м³ при 12,5% влаги. Пластичность такого максимального уплотнения грунта достигает 45,3 кг, а пористость 28,5%.

Несмотря на то, что этот последний грунт оказывает сопротивление вдавливанию только 1/5 величины, выдерживаемой грунтом, уплотненным при 8% влажности, он имеет на 0,208 т/м³ больший вес и на 8% меньшую пористость. Таким образом, он более устойчив и водонепроницаем.

Обратимся к другому примеру: на рис. 2 представлены три кривые „сухого веса“ А, В и С для тощей глины. Кривая А получена из полевых испытаний, когда грунт уплотнялся шиповыми катками Sheepsfoot; кривая В тождественна с кривой „сухого веса“ рис. 1, но с более значительным уплотнением; кривая С построена по данным стандартных лабораторных методов уплотнения, соответствующих наиболее тяжелому оборудованию. Рассматривая кривые А, В и С, можно ясно видеть следующее:

а) высшие точки кривых сухого веса получаются только при определенном содержании влаги, что не противоречит теории уплотнения грунтов;

б) при увеличении веса уплотняющих приспособлений увеличивается плотность грунта.

Из сравнения кривых на рис. 1 и 2 оказывается, что при влажности 8% более тяжелое оборудование при построении кривой С дает сухой

вес $1,86 \text{ тн/м}^3$, т. е. на $0,06 \text{ тн/м}^3$ больше указанного на рис. 1 при том же проценте влажности.

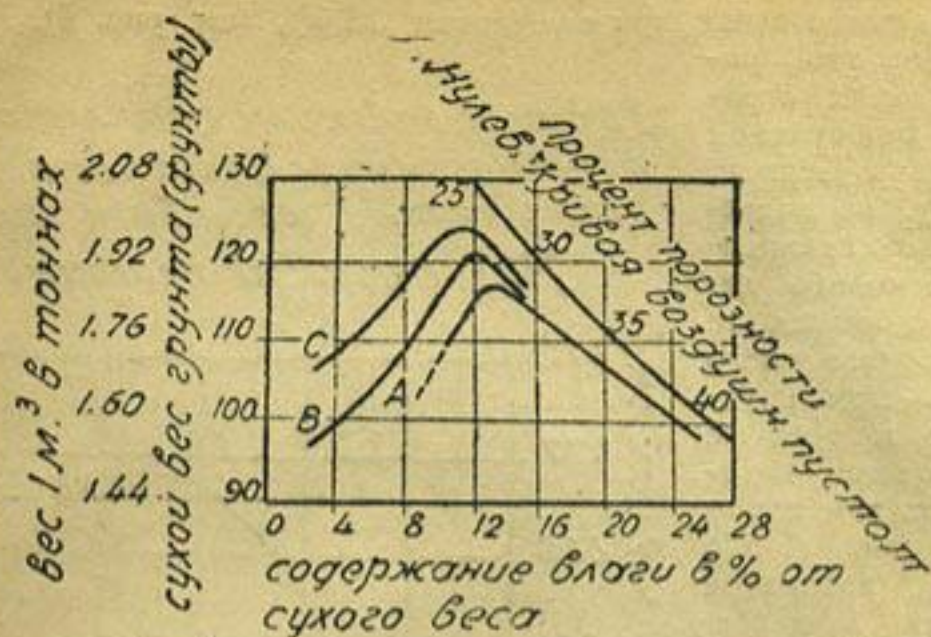


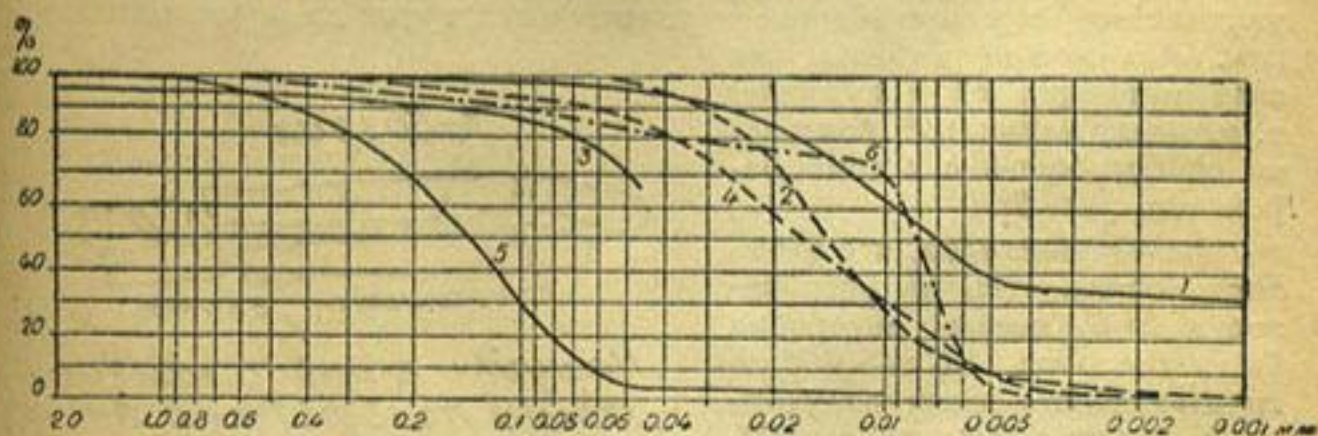
Рис. 2

Однако, более легкое оборудование по кривой А дает при влажности 13,5% „сухой вес“ $1,88 \text{ тн/м}^3$, т. е. на $0,02 \text{ тн/м}^3$ больше, чем дает тяжелое оборудование при 8% влажности (кривая С).

Отсюда становится ясным, насколько важно иметь надлежащий контроль влажности. Оказывается, что хорошо налаженный контроль влажности при применении легкого оборудования может дать лучшие результаты, нежели при применении тяжелого оборудования, но без надлежащей влажности грунта.

Это важное обстоятельство до сего времени должным образом не учитывалось.

Нам удалось воспользоваться результатами полевых наблюдений за плотностью и влажностью лессового грунта, из которого возводилась дамба Бозсуйской ГЭС близ Ташкента. Характеристика этого лесса дается на рис. 3 (8).



1- Лесс из плотинки Боз-Суйской, 2- Лесс Буреиния-сити, Иллинойс, 3- Лесс Рейна у Нейвада, 4- Лессовый суелинок Бобринковских плотин, 5- Чистый кварцевый песок Боровенской песчанной дамбы, 6- Лесс Чирчикской террасы у Азат-Баши (Чирчикстрой)

Рис. 3

Когда нами был построен график зависимости плотности от влажности, то получилась поразительная картина вполне явного максимума кривой „влажного веса“ при влажности 13,6% (см. рис. 4). Характерно, что автор этой работы, начальник строительства Боз-суйской ГЭС, инженер Кеппен, повидимому, не подозревал о такой зависимости и несколько неправильно понимал те причины, отчего у него получались при грунтах одного и того же карьера разные плотности при одном и том же уплотняющем оборудовании (автокатак весом 9 тонн с давлением на 1 пог. см образующей катка до 40 кг).

IV.

На рис. 2, помимо кривых сухого веса, приводится „кривая пористости“ или „нулевая кривая воздушных пустот“. Она показывает зависимость сухого веса и содержания влаги при полном насыщении грунта водой.

Предельное поглощение воды грунтом, уплотненным при различном содержании влаги и различными методами, можно определить по этой кривой в точке ее пересечения с абсциссой „сухого веса“.

Необходимо отметить, что ни одним из применявшихся методов увлажнения не удалось довести уплотненный грунт до полного насыщения. Это можно отнести за счет остающегося в пустотах т. н. „защемленного“ воздуха, не сообщающегося с атмосферой (см. рис. 5).

Вследствие того, что влажность отражается на устойчивости дамб, весьма интересно было бы знать об'ем пор в грунтах, заполненных воздухом, уменьшающих возможную влажность грунтов.

Зная пористость грунта, об'ем пор, из которых воздух не удаляется, можно определить максимальную возможную влажность грунта, а следовательно, его пластичность и соответствующую этой пластичности устойчивость данного грунта в дамбе.

График зависимости между плотностью и влажностью при укатке лессового грунта Боз-Суйской плотиньы.

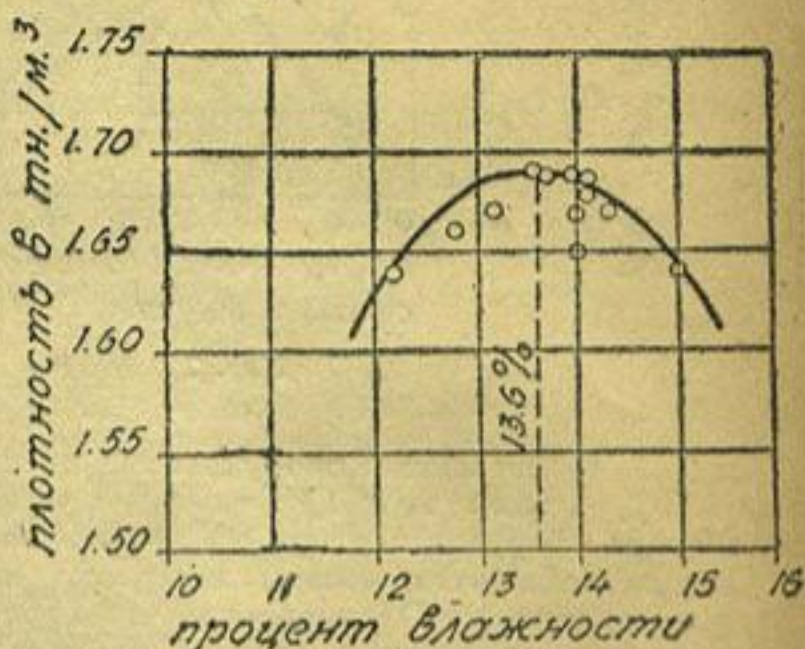
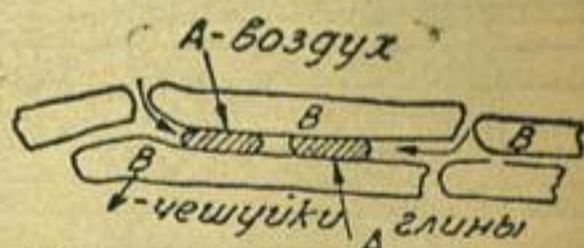


Рис. 4



Чешуйки глины с замкнутыми пузырьками воздуха.

Рис. 5

Имеются указания (9), что наличие в грунте пузырьков воздуха уменьшает, кроме того, водопроницаемость грунтов и увеличивает его упругость.

Для выяснения зависимости степени уплотняемости грунтов от их механического состава, обратимся к рис. 6, где приводятся шесть кривых сухого веса, полученные при уплотнении различных грунтов одинаковым методом уплотнения.

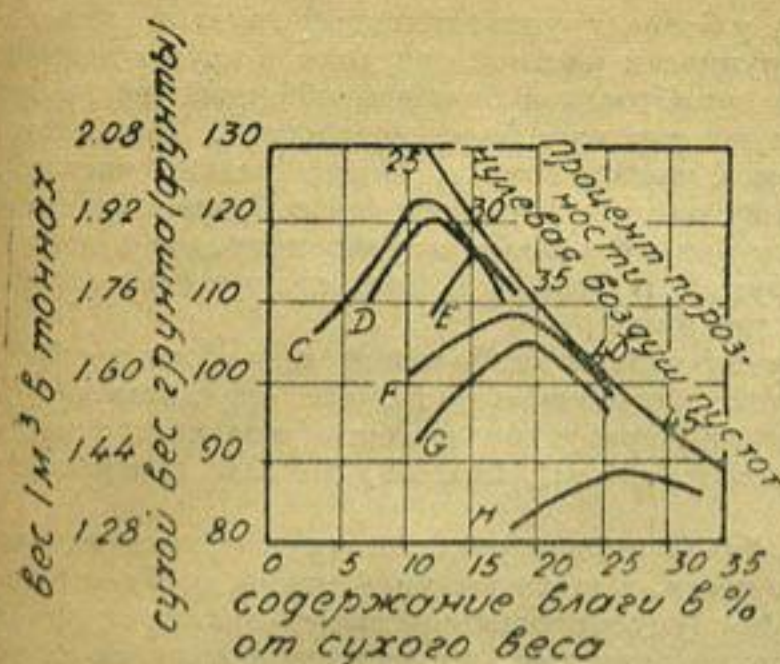


Рис. 6

состава грунтов и кривых сухого веса выявляется совершенно ясная зависимость, показывающая, что:

а) чем частицы грунта крупнее, тем меньшее количество влаги нужно для получения наибольшего уплотнения,

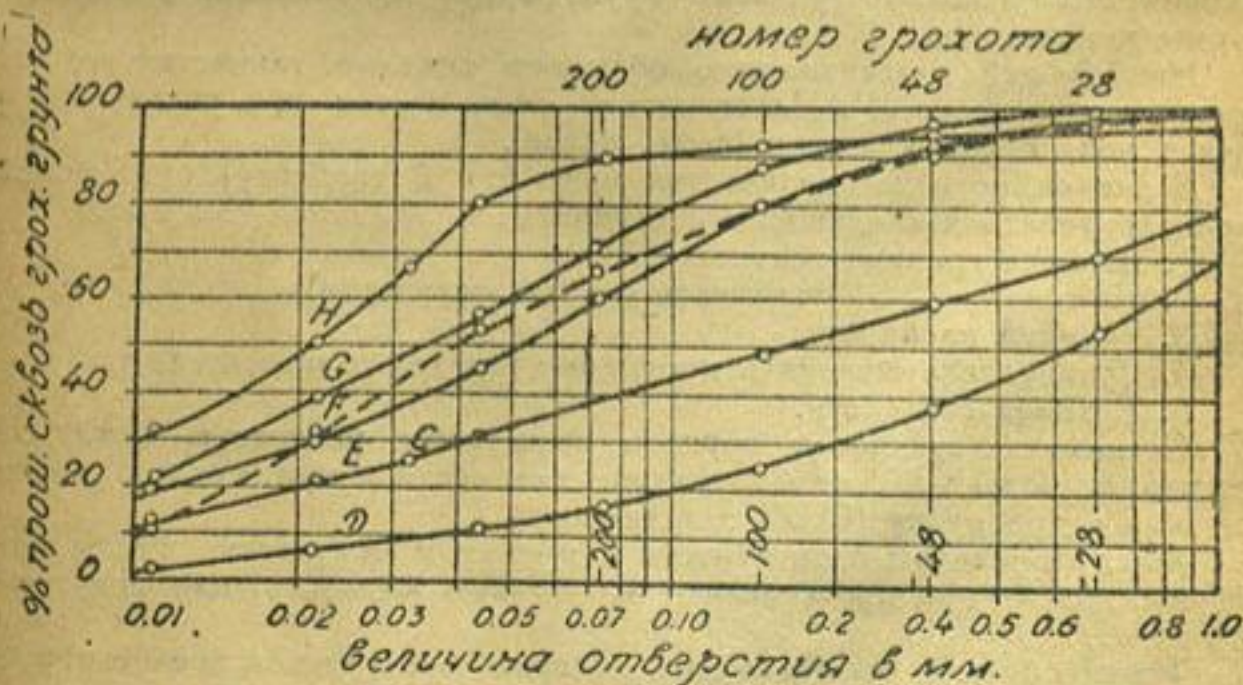


Рис. 7

б) при одинаковом методе уплотнения, наибольшая плотность получается у более крупнозернистых грунтов (при соответственно меньшей влажности).

Например: мелкозернистый грунт Н получает наибольшее уплотнение $1,44 \text{ т/м}^3$ при влажности 27%, а более крупнозернистый грунт F при влажности 18% получает уплотнение до $1,73 \text{ т/м}^3$, еще более крупнозернистый грунт D при влажности 12% получает уплотнение до $1,92 \text{ т/м}^3$.

Увеличение сухого веса у более крупнозернистых грунтов объясняется тем, что вследствие крупности частиц, они, даже в неуплотненном состоянии, имеют меньшую пористость и больший объемный вес, а при дополнительном уплотнении вес его еще более возрастает. Кроме того, это объясняется самой формой частиц грунта. Более мелкие частицы, как мы отмечали выше, чешуйчатые и образуют своеобразное рыхлое строение грунта, заземляют воздух и более трудно приходят в полное соприкосновение друг с другом. В этом отношении крупные частицы ведут себя совершенно по другому.

Большая влажность для получения наибольшей плотности требуется в грунтах мелкозернистых вследствие того, что на достаточную смазку поверхности этих частиц требуется большое количество воды (суммарная поверхность мелких частиц больше, нежели поверхности крупных в том же объеме).

Отсюда вытекает, что более мелкозернистые грунты, хотя и являются более водонепроницаемыми, при своем уплотнении требуют больших усилий и при недоукатке (недоуплотнении) могут оказаться более водонепроницаемыми, чем крупнозернистые, но легко поддавшиеся большому уплотнению.

Выше отмечалось, что пластичность грунтов зависит от содержания в них влаги. Под словом „пластичность“ понимается способность грунта под влиянием внешнего действия деформироваться без разрыва сплошности и удерживать полученную форму и после прекращения действия силы.

Такое свойство проявляется в грунтах только в смеси с водой. В зависимости от количества воды грунт будет приобретать различные формы консистенции.

Наибольшей пластичностью обладают тяжелые глинистые грунты (частицы меньше $0,005$). Пластичность уменьшается при увеличении в грунте непластичных частиц (пыль, песок).

В зависимости от количества воды (по Аттербергу) грунт может характеризоваться следующим состоянием:

1. Верхняя граница текучести;
2. Нижняя „ текучести (предел текучести);
3. Граница клейкости;
4. Граница скатывания в проволоку (предел пластичности);
5. Граница связности.

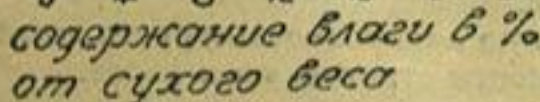
Степень пластичности грунтов выражается разностью между содержанием воды при нижней границе текучести и при пределе раскатывания в проволоку (число пластичности).

Между пределом пластичности и пределом текучести грунты пластичны, вне их они представляют или вязкую жидкость, или полутвердое тело.

Таким образом, известно, что пластичность грунтов вообще и грунтов, уложенных в дамбу и уплотненных, зависит от содержания в них влаги.

Для измерения пластичности, можно употреблять различные приборы, например, шведский конус, иглу „Вика“, или специальный прибор по типу иглы, применяемой в США (6). Пластичность грунтов этим прибором измеряется, как давление на стержень иглы, проникающей в грунт со скоростью $0,125 \text{ см в секунду}$ ($\frac{1}{2}''$ в секунду).

сопротивление грунта на про-
никание углуб. фундаменты на дюйм



Килограммы на см²

При этом испытании были использованы стержни иглы сечением от 6,45 мм² с давлением в 40,86 кг до 6,45 см² с давлением 3,63 кг. Характер кривой показывает, что с уменьшением влажности пластичность уменьшается, асимптотически приближаясь к постоянной величине при вполне определенной

влажности. При увеличении влажности пластичность увеличивается и быстро достигает такой величины, когда сопротивление иглы падает до нуля.

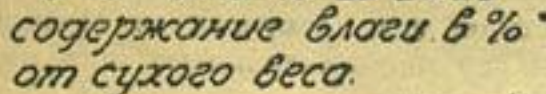


Рис. 9

Чтобы иметь достаточную характеристику того или иного грунта, выбираемого для возведения дамб, необходимо таковой исследовать методами, указанными выше, и на основании исследований построить кривые основных характеристик грунта (см. рис. 9): сухой вес, пористость и пластичность. Эти кривые являются кривыми „С“ с рис. 2 и 6.

Все эти значения, сконцентрированные в одном графике, дают представление о грунте в отношении его использования в дамбу и уплотнения методом укатки.

V.

Для возведения дамб следует выбирать в каждом отдельном случае такие грунты, которые по количеству и местоположению являются наиболее экономичными. С этой точки зрения в первую очередь должно быть выяснение возможности применения для насыпи грунтов из выемок. Очевидно, что окончательное решение о пригодности грунтов будет зависеть от результатов испытаний на уплотняемость и фильтрацию этих грунтов.

Грунты с плохим подбором фракций, с почти полным отсутствием мелких частиц, содержащие растворимые соли или перегной, безусловно не должны употребляться для возведения дамб.

Таким образом, выбор грунтов для дамб обуславливается, с одной стороны, стоимостью их применения, с другой — их пригодностью.

Во всяком случае, не следует выбирать грунты с большим содержанием глины, обработка которых обходится дороже, нежели грунтов с меньшим содержанием глины.

Карьер, дающий наибольшую однородность грунта, наиболее желателен, — он дает снижение стоимости строительных работ.

Потребное количество влаги должно быть доведено в грунте, пока последний еще находится в карьере. Грунт должен доставляться к месту укладки с нужным содержанием влаги, и только в целях компенсации испарения может добавляться вода на месте укладки грунта.

Увлажнять грунт в карьере возможно или путем налива воды в специальные шурфы, или поливать грунт в процессе разработки.

Такое предварительное увлажнение дает более равномерное распределение влаги в грунте, способствует распаду комьев грунта и, так сказать, подготавливает его „спелость“.

Нужное содержание влаги определяется, как указано выше. По разности между потребным количеством влаги и естественной влажностью, определяется добавочное количество воды.

Так как естественная влажность грунта в карьере не может быть постоянна, то пробы на естественную влажность должны браться не только предварительно, но и в процессе работ.

Необходимый тип уплотняющего оборудования должен выбираться в зависимости от желаемой степени уплотнения.

Наилучшие результаты по уплотнению дают катки с шипами (рис. 10) или ребристые, по сравнению с катками гладкими.

Применение мощных гусеничных тракторов позволяет применять больше-грузные катки, которые дают нужное уплотнение при меньшем числе проходов, чем это имеет место при условии применения легких катков.

В настоящее время применяются катки с давлением в 50 кг/п. см и более.

Шиповые катки, при широко расставленных шипах, оказывают на грунт перемешивающее действие, чем достигается лучшая плотность. Плоские катки или катки с часто расположенными шипами не дают такого эффекта.

Катки обычно прицепляются к трактору в количестве до 3 штук. Помимо катков, при укатке дамб могут употребляться утюги для выравнивания сваленного грунта, рыхлители и грабли для выборки крупных фракций (булыг), по техническим условиям не допускаемых в тело дамбы.

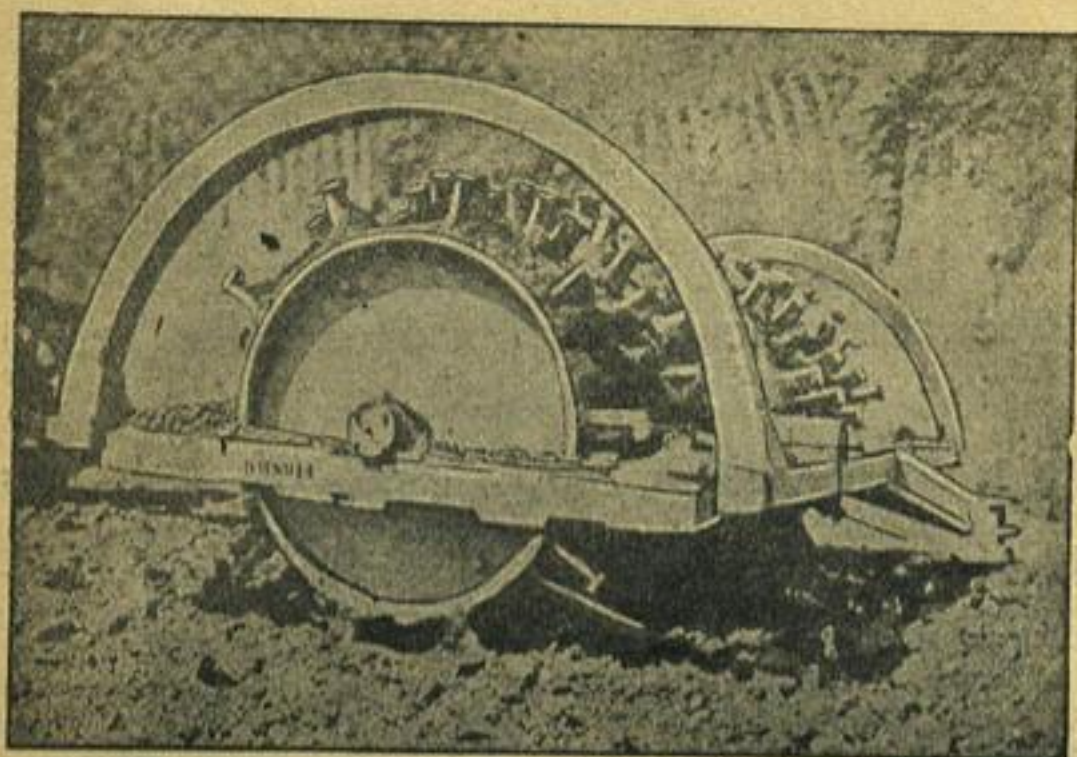


Рис. 10

Процесс возведения и укатки дамб должен все время находиться под специальным наблюдением. При этом должны браться пробы для определения „сухого веса“, характеризующего уплотненность грунта: затем содержание влаги в уплотняемом грунте и коэффициент фильтрации.

Пробы контролируют потребное количество проходов катка и достаточность увлажнения грунта при укатке.

Испытания для определения „сухого веса“ должны производиться не меньше, чем один раз на каждые 500 м³ уложенного грунта.

Опыты на пластичность и фильтрацию делаются значительно реже. Указанные методы возведения дамб укаткой преимущественно применяются при устройстве дамб на Чирчикстрое. Контроль за возведением дамб осуществляется работниками Грунтовой инспекции.

Список

использованной литературы

1. К. Терцаги — Строит. мех. грунтов, 1933 г.
2. К. Терцаги — Основания мех. грунтов, 1932 г.
3. М. В. Иванова — Методы исследов. грунта, 1933 г.
4. К. И. Лукашев — Грунтоведение, 1933 г.
5. К. Д. Глинка — Почвоведение, 1931 г.
6. Р. Р. Проктор — Возведение дамб методом укатки, 1934 г.
7. Кеппен — Описание постройки Бозсуйской ГЭС и Бозсуйской лессовой плотины (машинопись), 1926 г.
8. А. А. Ничипорович — Некоторые данные о работе Бозсуйской лессовой плотины, Гидротех. стр. 6, 1933 г.
9. Н. А. Цитович — Основы механики грунтов, 1934 г.
10. Н. П. Пузыревский — Фундаменты, 1934 г.

Допускаемые скорости в бетонных сооружениях¹

§ 1. Общие соображения и нормативные данные

При назначении размеров многих гидротехнических сооружений иногда приходится исходить из допускаемых скоростей для материала сооружения. К таковым сооружениям относятся бетонированные каналы, быстротоки, консольные перепады, иногда трубы, туннели и другие типы сооружений. Назначение малой скорости ведет к большому, широкому и не экономному сооружению, взятие же чрезмерно большой скорости может повести к размыву и истиранию сооружения и к весьма бурному течению воды.

Таким образом, должна существовать для каждого данного случая такая оптимальная допускаемая скорость для сооружения, которая давала бы достаточно экономные размеры сооружения, с одной стороны, и не производила бы истирания и размыва сооружения — с другой стороны.

Поскольку большинство гидротехнических сооружений строится из бетона и железобетона, остановимся на допускаемых скоростях для этих материалов и рассмотрим нормативные данные и данные практики, чтобы на основе их получить некоторые оптимальные цифры допускаемых скоростей.

Остановимся в первую очередь на величинах допускаемых скоростей, каковые даются различными нормами и рекомендуются в различных курсах.

Во всесоюзных нормах по проектированию гидротехнических сооружений², допускаемая скорость для бетона рекомендуется 7 м/сек., при чем при наличии наносов в воде эта скорость должна быть понижена.

В нормах для проектирования гидротехнических сооружений, приведенных в Справочнике Ферстата³, допускаемая скорость для бетона в обычных условиях рекомендуется от 7,5 до 9,5 м/сек., при чистой же воде можно брать до 25 м/сек., при чем указывается, что вопрос этот мало изучен.

¹ Настоящая работа написана по заданию Гидротехнического Сектора Сан и ири, в связи с гидротехническим исследованием модели сброса при Таш-кепринской земляной плотине.

² Нормы для проектирования гидротехнических сооружений, составленные Государственным институтом сооружений, под ред. Бланзика, Вып. 3, 1929 г. стр. 78.

³ Ферстер „Справочная книга для инж. строителей, ч. III, 1934 г. ст. 470.

В нормах Сазгипровода¹ указывается, что для бетона при чистой воде скорость берется 7,5 м/сек.

В руководстве² для проектирования ирригационных сооружений в Средней Азии, составленном американскими консультантами Сазгипровода, допускаемая скорость для бетона берется 7,5 м/сек., при чем указывается, что при абсолютно гладкой, твердой поверхности жирного бетона, отсутствия изменений в направлении и других условий, могущих вызвать удар или вакуум, можно допустить скорости до 25 м/сек., при чем высший предел определенно неизвестен.

В нормах для проектирования гидротехнических сооружений, приведенных в Справочнике по гидротехнике и мелиорации³, для бетона при чистой воде рекомендуется скорость не более 10 м/сек.

В курсе для проектирования ирригационных сооружений проф. Михайлова⁴ допустимая скорость для бетона состава 1:3:6 рекомендуется 6,5 м/сек., при чем мутность воды безразлична; для бетона состава 1:2:4 или железобетона при средней мутности воды скорость может быть взята 8,5 м/сек. При абсолютно чистой воде и совершенно гладком лотке скорости не играют никакого значения и могут допускаться до 30 м/сек.

В курсе гидротехнических сооружений проф. Леви⁵ указывается, что величина допускаемых скоростей для быстотоков колеблется от 6 до 15 м/сек. в зависимости от характера облицовки и ее прочности, от крупности наносов, передвигаемых потоком, и от условий эксплуатации сооружения. Опыт показывает, что при отсутствии песчаных частиц диаметром более 0,20 мм скорости в быстотоке с бетонной облицовкой могут быть доведены до 10 м/сек., при наличии песчаных частиц диаметром равным 0,2—0,5 мм они не должны превосходить 6—6,5 м/сек. и, наконец, при наличии в потоке более крупных частиц песка необходимо переходить от бетонной облицовки к каменной, что резко увеличивает стоимость сооружения. Если сооружение работает лишь часть года и при том сравнительно редко, то к облицовке его можно предъявлять менее строгие требования, допуская известное истирание ее и периодический ремонт, легко осуществляемый при помощи торкретирования.

В курсе гидравлики Гибсона⁶ указывается, что в бетонированном русле канала с цементной затиркой скорость воды при наличии крупных взвешенных наносов может быть безопасно доведена до 2,75 м/сек.

В курсе гидротехнических сооружений проф. Замарина⁷ допускаемая скорость для быстотоков рекомендуется 6—8 м/сек.

В курсе инженерной гидравлики Чертоусова⁸, при рассмотрении примеров расчета быстотоков, допускаемая скорость берется от 6,5 до 10,5 м/сек.

Наиболее полно вопрос о быстотоках проработан инж. Ничипоровичем,⁹ который на основе исследований ряда построенных быстро-

¹ „Нормы для проектирования гидротехнич. сооружений“, составленные Сазгипроводом в 1931 г. (рукопись).

² Руководство для проект. ирриг. соор. в Ср. Азии, составленное американ. инж. Дэвисом, Бишопом и Вильбуrom в 1931 г. (рукопись).

³ „Справочник по гидротехнике и мелиорации“, том 1, 1934 г. стр. 327.

⁴ Проф. Михайлов К. А. „Проектирование ирригационных сооружений“ вып. 1, 1932 г., стр. 171.

⁵ Проф. Леви И. И. „Гидротехнические сооружения“, вып. 2, 1935 г. стр. 60.

⁶ Гибсон А. „Гидравлика и ее приложение“ 1934 г., стр. 277.

⁷ Проф. Замарин Е. А. „Гидротехнические сооружения“, т. 1.

⁸ Чертоусов М. Д. „Инженерная гидравлика“, 1934 г., стр. 515, 523, 536.

⁹ Ничипорович А. А. „Быстотоки“ глава в книге „Гидротехнические сооружения“ под редакцией проф. Анисимова, т. 1, 1934 г., стр. 266.

токов за границей и в СССР, рекомендует брать для бетонных лотков скорости от 10 до 18 м/сек. вместо обычно рекомендуемых в справочниках от 5 до 8 м/сек., при чем верхние пределы нужно брать при периодической работе, при редком пропуске расчетного расхода и пр., а нижние наоборот, при непрерывной работе лотка, при частом пропуске расходов, близких к предельному.

В курсе проф. Костякова¹ указывается, что для бетонированных каналов теоретически предельная допустимая скорость может доходить до 15 м/сек.

С. П. Тромбачев² указывает, что для бетонированных каналов при чистой воде и прямых участках иногда допускаются очень большие скорости от 8 до 12 м/сек. и выше. При воде, обильной наносами, во избежание быстрого изнашивания бетона, скорость протекания воды уменьшается. Для мелкозернистых наносов при крупности менее 0,25 мм скорости можно допускать до 2,5—4,5 м/сек.

Сведем в таблицу 1 все данные о допускаемых скоростях, приведенные в различных нормах и руководствах.

Таблица 1

№	Автор или название	Рекомендуемые допуск, скорости для бетона м/сек.	Примечание
1	Всесоюзные нормы для проектирования гидротехнич. сооружений под ред. Близняк	7,0	
2	Нормы в Справочнике Ферстера	7,5—25,0	25 м/сек. для чистой воды
3	Нормы Сазгипровода	7,5	
4	Нормы американ. консультантов Сазгипровода	7,5—25,0	25,0 м/сек. для абсолютно чистой воды
5	Справочник по гидротехнике и мелиорации	10,0	
6	Проф. Михайлов К. А.	8,5—30,0	30,0 м/сек. для абсол. чистой воды
7	Проф. Леви И. И.	6,0—15,0	При наносах 0,20 мм скорость рекоменд. 10 м/сек.
8	А. Гибсон	2,75	При наличии крупных взвешенных наносов
9	Проф. Замарин Е. А.	6—8	
10	Чертоусов М. Д.	6,5—10,5	
11	Ничипорович А. А.	10—18	18,0 м/сек. при периодической работе
12	Проф. Костяков А. Н.	до 15	
13	Тромбачев С. П.	2,5—12	

¹ Проф. Костяков А. Н. „Основы мелиорации“. 1933., стр. 285

² Тромбачев С. П. „Орошение и осушение“ 1932 г., стр. 122

§ 2. Некоторые данные о скоростях в построенных бетонных сооружениях

Существенные указания для выбора допускаемых скоростей могут дать данные наблюдений о работе построенных сооружений. Имеется много построенных сооружений, особенно за границей, в коих приняты весьма большие скорости и которые хорошо работают продолжительное время. Так, в большинстве водоспусков при водохранилищных плотинах приняты скорости порядка 15—30 м/сек., при чем многие водоспуски являются донными и промывают наносы. К сожалению, нет полных литературных данных о работе этих сооружений, в смысле действия больших скоростей на кладку, и ниже мы приводим некоторые из этих данных.

В построенном в 1935 году водосбросном туннеле с бетонной облицовкой плотины Боулдер-каньон (Гувера) максимальные скорости достигают 53,5 м/сек.¹ Применение таких скоростей возбуждало опасность быстрого износа облицовки. Эти соображения были проверены экспериментально. Было исследовано влияние струй, имеющих скорости порядка 50—55 м/сек. на поверхность бетонной облицовки. При абсолютно чистой воде, что имеет место в водосбросе плотины, никаких разрушений отмечено не было. Результаты опытов подтвердили также имеющиеся в литературе указания, что струи, содержащие наносы, обладают истирающей способностью и являются опасными для бетонных поверхностей, в виду износа их острыми частицами наносов. Вообще же скорости порядка 30 м/сек. являются обычными в гидротехнической практике США.

Обделанный бетоном быстроток Экомпагр² (США) работал в течение одного года с расходом 85—100 м³/сек. при скорости свыше 3,1 м/сек., при чем не только на бетоне не было заметно каких либо повреждений, но бетон даже покрылся слизистым мхом.

Другой быстроток южного канала долины р. Экомпагр³ работает при скорости свыше 6 м/сек. без каких либо повреждений облицовки.

Водосброс на гидроэлектрической установке Страубери (США), работающий около 2 лет, пропускает расход до 85 м³/сек. при скорости до 12 м/сек.; никаких заметных повреждений бетону эти скорости не причинили.

Водосливная плотина на т. Туалюмне⁴ (США) высотой 30 м находится в эксплуатации около 18 лет; когда водохранилище заилилось, то песок, влекомый рекой, стал переноситься через плотину. У подошвы плотины вода достигает скоростей более 21 м/сек, при чем высокие воды переливаются через плотину в течение 6—8 месяцев в году. На большей части ее поверхности обнаружен износ в 13 мм, объясняемый, по мнению инж. Артура Дэвиса, большим количеством переносимого песка.

В водосбросе плотины Повфиндер⁵ скорости достигают 2—27 м/сек и никаких повреждений не обнаружено.

В сбросе при гидростанции у плотины Инн-Маргаретинберг скорости достигают 12 м/сек.

В консольном сбросе канала Truckee на р. Carson скорости имеют значение 10,5 м/сек.

¹ Губин Ф. Ф. „Современное гидроэлектростроительство США“ 1934 г. стр. 65.

² Знаменский И. И. „Бетонирование, как один из основных способов сбережения воды в ирр. сист.“ 1923 г. стр. 36.

³ Знаменский И. И. Указанная выше работа, стр. 37—38.

⁴ Левин И. И. „Гидротехнические сооружения“ вып. 2-й, 1935 г., стр. 117.

⁵ Журнал „Вестник ирригации“ № 9—1925, статья В. Д. Журина. Из текущих работ Оп. Иссл. Ин-та Вод. Хоз-ва.

В бетонных водосбросных туннелях плотины Roosevelt¹ (США) скорости равны 30 м/сек. Сбросы работают с 1911 года и никаких особых повреждений заметно не было.

В бетонных водосбросных туннелях плотины Shoshone скорость также достигает 30 м/сек., туннели работают с 1930 года.

В сбросе при плотине Марклина² (Германия) скорость равна примерно 20 м/сек.

В бетонном быстротоке при установке Eitting³ (Германия), при расходе $Q=125$ м³/сек и падении 16 м скорости достигают 12 м/сек.

В водоприемном сооружении плотины Dix River⁴ (железобетонная башня с трубой и туннели) скорость в железобетонных входных отверстиях равна 24,3 м/сек.

В бетонном тоннеле плотины Davis Bridge⁵ (США) скорость при пропуске паводка равна 23,5 м/сек.

В промывных отверстиях в теле водосливной плотины Wilwood⁶ скорость при промыве наносов (песка и ила) доходила до 12 м/сек; никаких разрушений не наблюдается.

В промывных шлюзах водоподъемной плотины Лагуна⁶ (США) при промыве наносов скорость равна 6 м/сек.

В быстротоке-сбросе гидростанции Мальниц⁶ (Австрия) при толщине железобетонного дна в 0,30 м, наблюдаемые скорости равны 12—17 м/сек.

Быстроток гидростанции Русцверк⁶ (Германия), выполненный из бетона и имеющий внутреннюю обшивку из досок толщиной 8 см, имеет скорости от 12 до 20 м/сек., 11 лет находится в эксплуатации, причем до сих пор не было необходимости в его ремонте.

В быстротоке Бенкок⁶ (Голландская Индия) скорости равны 20—23 м/сек. Бетонная одежда лотка имеет хорошее состояние после достаточно долгого срока работы.

В бетонном водосбросном туннеле Гизельденской ГЭС⁷ диаметром 3,4 м, с толщиной облицовки 60 см, скорости равны 10 м/сек.

Эриванский быстроток⁸, служащий сбросом при ГЭС и сделанный из базальтовой бутовой кладки толщиной 0,5 м, имеет скорости до 11,3 м/сек.

Бахурцихский быстроток⁹, являющийся сбросом на Алазанском канале, сделан из бетона с тщательной штукатуркой, максимальная пропускная способность его 16,5 м³/сек, скорости до 10 м/сек.

Железобетонный консольный перепад, являющийся холостым сбросом при Кадырьинской ГЭС, рассчитанный на расход 45 м³/сек., имеет скорости 12—15 м/сек при пропускаемых расходах до 37 м³/сек., ширина лотка его 8 м, высота стен 2,5, уклон 0,15, толщина пола 0,25 м. Работа перепада исследовалась экспедицией НИИГ в 1932 г.¹⁰

¹ E. Mead. „Dams and Control works Constructed by the Bureau of Reclamation“, 1929 г.

² Нормы при проектировании гидротехнических сооружений, под редакцией Близняка, 1929 г., стр. 78.

³ A. Schoklitsch „Wasserbau“, т. II, 1930 г.

⁴ „Иванов—Гидроэлектрические установки с напорной деривацией и глубоким водоприемом“ 1932 г. стр. 70.

⁵ Иванов—Указанная выше работа, стр. 116.

⁶ Нельсон-Скорняков „Ирригационные плотины США“, 1931 г., стр. 23 и 31.

⁷ „Гидротехнические сооружения, том I, под редакцией проф. Анисимова, 1934 г., стр. 256, 262, 263, 265.

⁸ Статья инж. Шуваева и Шапиро в журнале „Гидротехническое строительство“, № 2, 1935 г.

⁹ „Гидротехнические сооружения“, том I, под ред. проф. Анисимова, стр. 265, 263.

¹⁰ Инж. Ягодин „Результаты исследований экспедиции НИИГ в 1932 г. гидравлики и режима наносов на сооружениях Кадырья ГЭС“ (Рукопись).

Через перепад проходят наносы, промываемые из деривационного канала, наносы состоят большей частью из кварца и полевого шпата и имеют следующий примерный состав:

Диаметр	1 — 0,5 мм	— 12%
	0,5 — 0,25 "	— 45%
	0,25 — 0,05 "	— 33%
	< 0,005 "	— 10%

Средняя мутность потока $1,56 \text{ кг/м}^3$. При осмотре стенок и дна лотка быстроготока, произведенном при полном закрытии деривации в октябре 1932 года, не обнаружено истирания лотка.

Среднеазиатским научно-исследовательским институтом ирригации (Сани ири) исследованы в 1935 г. бетонированные каналы Дальверзин и Янги-даргом¹. Бетонированный канал Дальверзин имеет ширину по дну 4,0 м, уклон 0,0003, расход до $31 \text{ м}^3/\text{сек.}$, толщину бетонной облицовки 7,5 см, скорость в канале до 1,79 м/сек. Бетонированный канал Янги-даргом имеет ширину по дну 4 метра, расходы до $103,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$, толщину облицовки 8—10 см. Скорость в канале до 7,0 м/сек. В обоих каналах истирания дна наносами не наблюдалось. На основе обследования сделаны выводы, что скорости до 7 м/сек при наносах до 0,25 мм не являются опасными и не будут истирать бетон.

Янги-даргомский бетонированный канал пропускает довольно большое количество песка² (до 7000 м^3 в сутки при расходе $70—75 \text{ м}^3/\text{сек.}$). В 1930 г. отложившиеся наносы (галька) в головном участке канала начали сбрасывать через бетонированный канал, в результате на канале, где скорости воды достигают 6—7 м/сек, проходящей галькой в течение 2 суток была сильно истерта бетонная облицовка, некоторые плиты были истерты насквозь, десять плит были совершенно сломаны и унесены потоком³.

Инж. Поярковым в 1931 г. были произведены обследования бетонированных каналов в Туркменской ССР⁴. Наибольшие бетонированные каналы Гатур-ата и Сакиз-яб с толщиной облицовки 5 см при чистой воде при скоростях до 3,5 м/сек работали хорошо: при наличии же крупных наносов (гравия и крупного песка), попадаемых извне, бетонировка истиралась. Другой бетонированный сброс, совершенно не имеющий наносов, работает хорошо при скоростях до 5 м/сек.

В 1931 г. Среднеазиатским научно-исследовательским институтом ирригации (Сани ири) были произведены исследования Янги-даргомского быстроготока повышенной шероховатости⁵. Сооружение имеет расчетный расход $83,4 \text{ м}^3/\text{сек.}$, уклон 0,05. При пропуске расхода в $65 \text{ м}^3/\text{сек.}$, скорость в быстротоке равна 6,5 м/сек. Выше указывалось, что по бетонированному каналу Янги-даргом, на котором стоит этот быстроток, проходят в довольно большом количестве песчаные наносы, повреждений от этих наносов не заметно.

В построенном в 1927 г. Бурджарском ступенчатом железобетонном перепаде с толщиной пола 25 см, при осмотре дна колодцев его в 1934 г.⁶ обнаружено истирание пола колодцев на 4—8 см, местами до

¹ Инж. Горбенко и Суриков. «Отчет по обследованию облицован. каналов Янги-даргом и Дальверзин в 1935 г. (Рукопись)».

² Инж. Соколов Д. Я. «Опыт эксплуатации Верхне-Зеравшанского узда», 1932 г. стр. 36, 34.

³ Инж. Поярков В. Ф. «Отчет по обследованию бетонированных каналов в Туркменской ССР» (Рукопись).

⁴ Коэффициент шероховатости — сборник Сани ири — 1935 г. Статья Вязго М. С. и Дмитриевского В. Н., стр. 31 и 51.

⁵ Вавилов А. С. «Истирание дна колодцев Бурджарского перепада. Журнал «Ирригация и гидротехника» № 1, 1935 г.

Таблица 2

№№ п/п	Название сооружений	Расход м³/с	Матер. со- оруж. и толщ. об- лицовки	Максим. скор. в со- оруж. м/сек	Данные о нано- сах	Примечание
1	Водосбросной туннель плотины Боулдер-Каньон . . .	5650	Бетон 0,90 м	53,5	Чистая вода	
2	Быстроток Энкомпагр (США)	100	Бетон	6,1	—	
3	Водосброс при ГЭС Страуберг (США)	85	Бетон	12,0	—	
4	Водосливная плотина на Тауломне	—	Бетон	21,0	Песок	Износ бетона за 18 лет на 13 мм
5	Водосброс при плотине Павфиндер	—	Бетон	23—27	—	
6	Сброс при ГЭС Инимаргаретенберг	—	Железо- концевая часть бетон	12,0	—	
7	Консольный сброс канала Truckee (США)	—	Жел. бетон.	10,5	—	
8	Водосбросный туннель плотины Roosevelt (США) . . .	—	бетон	30,0	—	Работ. с 1911 г.
9	Водосбросный туннель плотины Shoshone (США) . . .	—	бетон	30,0	—	
10	Сброс при плотине Маркиса (Германия)	—	Бетон	20	—	
11	Быстроток при установке Eitting (Германия)	125	бетон	12,0	—	
12	Водоприемник плотины Dix River (США)	—	Железо- бетон	24,3	—	
13	Туннель при плотины Davis Bridge	—	Бетон	23,5	—	
14	Промывные отверстия плотины Willwood (США) . . .	—	бетон	12	Песок и ил	
15	Промывные шлюзы плотины Лагуна (США)	—	бетон	6	Наносы различ. крупн.	
16	Быстроток при ГЭС Мальниц (Австрия)	—	Жел. бет. 0,3 м.	12—17	—	
17	Быстроток при ГЭС Руецверк (Германия)	—	Бетон с облицовк. из досок	12—20	—	Работ. 11 лет б/ремонта
18	Быстроток Бенкок (Гол. Индия)	—	Бетон	20—23	—	
19	Водосбросный туннель Гизельдонской ГЭС (СССР) . . .	—	Бет. 60 см.	10—0	Имеются наносы	
20	Эриванский быстроток	—	Из бальза- товой клад- ки 0,5 м.	11—3	—	
21	Бахурцихский быстроток	16,5	Бетон	10,0	—	
22	Консольный перепад при Кадырьинской ГЭС	45	Железо- бетон	12—15	Наносы диаметр 1—0,05 мм	Работает хо- рошо
23	Бетонированный канал Дальверзин	31	бетон 7,5 см.	1,71	—	

№ п/п	Название сооружений	Расход м³/с	Матер. со- оруж. и толщ. об- лицовки	Максим. скор. в со- оруж. м/сек	Данные о нано- сах	Примечание
24	Бетонированный канал Ян- ги-даргом	103,0	бетон 8—10 см	6—7	Песок	
25	Бетонированные каналы . . в Туркм.ССР	—	бетон 5 см.	3,5—5	Галька гравий	При наличии напосов бето- нировка раз- рушалась
26	Янги-даргомский быстроток повышен. шероховатости	83,4	бетон	6,5	Песок	

арматуры. В колодце обнаружена галька диаметром 10—30 см, гравий и различные железные предметы.

Сведем все вышеприведенные данные о скоростях в построенных сооружениях в таблицу 2.

§ 3. Условия, влияющие на выбор допускаемых скоростей, и разработка норм для них

Приведенные выше нормативные данные и данные о скоростях в построенных сооружениях дают указания о тех предельных значениях допускаемых скоростей, каковые можно принимать для расчета, хотя необходимо отметить, что данных этих не вполне достаточно и они расходятся между собой. Кроме того, в некоторых сооружениях скорости приняты с особой осторожностью.

Инженер Ничипорович¹ указывает, что при исследовании целого ряда быстроток было отмечено незначительное действие на дно и стенки быстроток скоростей течения, значительно превосходящих те, которые обычно даются в нормах.

В большинстве водосбросов и водоспусков при водохранилищных плотинах скорости равны 20—30 м/сек, при чем через водоспуски, кои в большинстве случаев заложены в основании плотины, проходят также и наносы.

В нормах последнего времени и в последних современных сооружениях скорости приняты большие, чем в руководствах, изданных 10—15 лет назад.

Рассматривая условия, от которых зависит скорость в сооружении, можно указать, что допускаемая скорость зависит от:

1. Количества и крупности наносов в воде;
2. Толщины и качества облицовки дна и стен сооружения;
3. Шероховатости дна и стен;
4. Времени работ сооружения (постоянной или периодической);
5. Типа сооружения и его конструктивных особенностей.

Приведенные выше данные о работе сооружений дают некоторые указания о том вреде, который причиняют наносы бетонному лотку сооружения. Во-первых, можно считать твердо установленным, что при совершенно чистой воде большие скорости порядка 20—50 м/сек совер-

¹ „Гидротехнические сооружения“ т. I под редакц. Анисимова, глава о быстротках, стр. 265.

шенно не приносят никакого вреда и не истирают кладки. При воде, содержащей иловатые и мелкие песчаные наносы диаметром до 0,25 мм, по своему минералогическому составу не твердые (не кварцевые), вполне возможно допущение скоростей порядка 10—15 м/сек. При воде, содержащей крупные песчаные кварцевые наносы — гравий и гальку, скорости можно брать в пределах 2,5—6 м/сек.

Кроме крупности наносов, играет роль и количество наносов; большое количество производит очень быстрое истирание пола; так, например, при транспортировании пульпы при намывном способе работ на некоторых американских плотинах за сутки истирались стальные плиты в лотках. Количество наносов 2—5 граммов на 1 литр воды надо считать как среднее количество наносов.

Толщина облицовки и ее качество играют также некоторую роль. Толстая облицовка (0,30—0,70 м) из жирного бетона может выдержать значительно большие скорости, так как благодаря своей толщине не так быстро протрется, как тонкие плиты бетонированных каналов. Железобетонная облицовка является еще более прочной, и арматура задерживает дальнейшее истирание кладки. Облицовка дна крепкими естественными камнями (гранитом, сиенитом, базальтом и проч.), или деревянной обшивкой, значительно повышает прочность на истирание, но также и удорожает сооружение.

В последнее время в Научно-исследовательском институте гидротехники (НИИГ) была произведена научно-исследовательская работа по вопросу истираемости бетона наносами в гидротехнических сооружениях. Было изучено влияние на сопротивление истираемости бетона следующих факторов:

1. Рода применяемого цемента;
2. Состав бетона;
3. Гранулометрического состава.

На основе произведенных к настоящему времени опытов (работа продолжается) можно сделать заключение, что:

1. Бетон на пуццолановых портланд-цементах является более стойким на истирание по сравнению с обычным портланд-цементным бетоном;
2. Сопротивление истираемости повышается с увеличением расхода цемента на 1 м³ бетона.
3. Гранулометрический состав весьма существенно влияет на истираемость бетона.

Шероховатость лотка также сказывается на износе его — при гладком оштукатуренном лотке наносы меньше встречают сопротивления при продвижении по дну, и получается меньшее трение, что уменьшает истирание кладки. Вот почему в некоторых руководствах (проф. Михайлова и в нормах американск. инженеров) указывается, что при гладком лотке могут допускаться большие скорости. Кроме того, при гладком лотке движение воды получается более плавное и не завихренное.

При выборе допускаемой скорости играет роль и время работы сооружения. При постоянной работе сооружения будет происходить большее истирание, чем в сооружении, которое работает периодически (сбросы при гидростанциях и водохранилищных плотинах, катастрофические сбросы, силевые акведуки и проч.). Поэтому для периодически работающих сооружений можно давать значительно большие скорости, исправляя повреждения, если таковые будут, во время отсутствия воды в сооружении.

Зависит допускаемая скорость также и от типа сооружения и его конструкции. Так, для бетонированных каналов с тонкой облицовкой и большой длиной, нельзя брать особо больших скоростей, так как он может быстро выйти из строя на большой длине.

Лотки с толстой бетонной и железобетонной облицовкой могут иметь большие скорости, так как истирание их произойдет не так скоро.

Необходимо отметить, что колодцы в сооружениях играют здесь отрицательную роль в смысле движения наносов. Опыт работы Анхорского и Бурджарского перепадов показал, что попавшие в колодцы крупные наносы истирают дно его и высверливают почти сквозные цилиндрические ямы, поэтому сооружения, проносящие гравий и гальку, надо делать без колодцев, или же делать их с плавным выходом и периодически осматривать и очищать их.

Наконец, массивные бетонные сооружения (водосливные плотины, сооружения с толстым флютбетом) могут выдержать скорости значительно большие, чем вышеперечисленные сооружения, так как даже значительное истирание бетонного массива не скажется отрицательно на работе сооружения и истирания насквозь здесь не может произойти.

Помимо перечисленных условий, играет роль и уклон лотка сооружения. При большом уклоне (порядка 0,20 — 0,70) и стало-быть, при больших скоростях, большинство наносов не будет катиться по дну, а будет иметь свободное падение и находиться как бы во взвешенном в воде состоянии, производя таким образом меньшее истирание пола. Стало быть, большая скорость, действуя, с одной стороны вредно, с другой, создает лучшие условия для транспортирования наносов. Опыт работы крутых сбросов при водохранилищных плотинах показывает это.

По этому поводу можно сослаться на наблюдения инж. В. М. Гуляева (сообщенные устно), который наблюдал работу двух габионных быстроток: одного с малым уклоном и другого с большим (весьма крутым) уклоном. Истирание сетки габионов имело большее место в первом быстротоке, во втором же наносы, благодаря большому уклону и скорости, находились во взвешенном состоянии и не причиняли вреда.

На основе приведенных выше нормативных и эмпирических данных и учитывая условия, влияющие на выбор скорости, составим таблицу допускаемых скоростей для бетонных сооружений (таблица 3).

§ 4. Заключение

1. Приводимые в справочниках и руководствах нормативные данные о допускаемых скоростях в бетонных сооружениях являются преуменьшенными и указаны с большой осторожностью. Практика хорошо работающих сооружений показывает, что скорости можно брать значительно большие, чем указываемые в нормах.

2. К настоящему времени имеется еще мало данных о работе построенных сооружений в смысле влияния больших скоростей и наносов на бетонную облицовку. Необходимо поставить специальные наблюдения и лабораторные опыты по истиранию бетона наносами.

3. Допускаемые скорости для бетонных сооружений зависят от состава наносов, толщины облицовки, ее качества, шероховатости и времени работы сооружения. Главным фактором является чистота воды, при чистой воде скорости могут быть взяты до 30 м/сек. и, наоборот, при крупных наносах и постоянной работе приходится для тонких облицовок брать до 2,5 м/сек.

4. На основе всех вышеприведенных нормативных и эмпирических данных составлена таблица 3 допускаемых скоростей для бетонных сооружений, коей можно пользоваться при расчетах. Предлагаемая таблица является предварительной и требует уточнения, каковые можно сделать путем постановки лабораторных и полевых исследований.

Таблица 3
допускаемых скоростей для бетонных сооружений

Типы сооружений	При постоянн. раб.			При периодическ. раб.		
	Чистая вода	Мелкие наносы (или песок < 0,25 мм)	Крупн. наносы (кр. песок, гравий, галька)	Чистая вода	Мелк. наносы (или песок < 0,25 мм)	Крупн. наносы (кр. песок, гравий, галька)
1. Бетонированные каналы и сооружения с толщ. облицовки менее 0,20 м.	8	5	2,5	12	8	4
2. Бетонные быстротоки, перепады, промывные каналы, различн. водозаборные и регулирующие сооружения, бетонные, туннели с толщ. пола и стен не мен. 0,30 м. ж.-бетон. консоли, акведуки, трубы с толщ. пола и стен не менее 0,15 м. . .	15	10	4	25	15	5
3. Желез.-бетон. быстротоки, перепады, туннели и др. сооружения с толщ. пола и стен не менее 0,25 м .	18	12	5	30	20	6
4. Водосливные плотины и массивные флотбеты с толщиной пола не менее 2 м	30	20	6	40	25	8

Проблема крепления размываемых берегов рек и откосов канала в условиях применения естественного метода защиты

1. Проблема крепления откосов канала Москва—Волга

В настоящее время на страницах журнала „Москва—Волгострой“ (№ 2 и № 3 — 1936 г.) ставится на очередь дня вопрос о крепении откосов канала в разрезе следующих требований:

1. Материал крепления должен быть прочным, хорошо противостоящим действию воды, а в частях, подверженных действию мороза, и морозостойким.

2. Крепление откосов должно украшать сооружения и гармонировать с общим оформлением канала.

3. Крепление должно быть возможно более дешевым.

Не останавливаясь пока на выполнении требований п. 2 — гармонировать с общим оформлением канала, мы будем говорить ниже о выполнении требований пункта 1 и 3 — о прочности и дешевизне крепления.

Москва—Волгострой в своей статье „Очередные задачи крепления откосов канала“ (№ 3 1936 г.) считает, что крепление откосов камнем, цементом и битумом не отвечает данным установкам в отношении использования местных материалов, а вследствие этого и по своей высокой стоимости.

Так, например, замощение камнем одного квадратного метра откоса определено в 19 руб., что влечет за собой общий расход в 100 миллионов рублей. Камень приходится возить на 500—600 км, и его требуется 200 000 вагонов.

Из этой заметки видно, что наряду с отказом от камня, цемента и битума, исследовательская мысль направляется по линии изучения других материалов, как то: кирпич красный и силикатный, обожженный и плавленый грунт, известково-трепельное вяжущее вещество и т. п.

Все эти методы крепления являются далеко не дешевыми и сложными.

В упомянутой заметке совершенно не говорится о необходимости изучения и применения так называемого „естественного метода защиты размываемых берегов“, в котором немаловажную роль играют факторы, как солнце, почва, воздух и вода.

Этот метод мной впервые был изложен в журнале „Ирригация и гидротехника“ № 10 1935 г.¹ в статье „К вопросу о применении

¹ Средне-азиатского научно-исследовательского института ирригации „Сани-ири“—Ташкент.

естественного метода защиты размываемых берегов рек Средней Азии". а потому я здесь только вкратце напомним содержание этого метода. Идея его взята из американской практики, и там известна под названием „системы Шейфеля“. Применение этого метода имеет более чем десятилетнюю давность. Он заключается в особой горизонтальной посадке белой ивы (*Salix alba*), которая является повсюду распространенным, неприхотливо растущим деревом, что может удовлетворить условию использования местных материалов.

Применение ивы основано на ее способности быстро развивать корневую систему, скрепляющую грунт в компактную массу.

Рис. 1 показывает, как развиваются корни и побеги из живого отрезка и как они быстро растут в зависимости от системы посадки (горизонтально и вертикально).

Отдельно стоящий направо росток показывает однолетний отпрыск из вертикально посаженного черенка, а слева видим отпрыски, выросшие за год из горизонтально посаженного отрезка. Обе эти системы, по свидетельству американских данных, были испытаны для борьбы с движущимися песками.

В то время как вертикальная посадка черенками оказалась непригодной, горизонтальная посадка, наоборот, отменно успешной, и корневую систему можно было проследить на глубину до 4,5 м в первый год роста.

Посадочный материал, как типовой пример в американской практике, употребляется длиной от 6 до 12 м и в диаметре 6—20 см. Ивовые живые жерди укладываются в особые канавки, вырытые под некоторым углом к направлению откоса и на расстоянии 1,20 м друг от друга. Если этих жердей должны быть помещены во влажную землю, чтобы стимулировать прорастание. Эта система крепления откосов прочно связывается с грунтом. Развивавшаяся впоследствии корневая система усиливала первоначальное крепление, и оно делалось стабильным.

В условиях режима рек иногда необходимо применять временные меры, предохраняющие первое время ивовые посадки. В качестве таких мер используются поперечные буны, шпоры и др. В настоящее время аналогично им могут быть использованы щиты проф. Потапова.

На искусственных каналах, особенно на судоходных, с малыми скоростями, где мы имеем отрегулированный режим, система временных защитных сооружений может быть резко облегчена. В этом случае, по опыту американцев, можно считать достаточным уложить вдоль подошвы закрепляемых откосов живой хворост, наложив на такого рода матрац сверху доски, или тяжелую проволочную сетку, связав их с грунтом, или придавив в определенных местах тяжелыми габионами (см. рис. 2). Матрацы дают не только временную защиту от подмыва, но и участвуют в накоплении песка и ила и тем способствуют лучшему своему прорастанию и подзащитных им деревьев. Впоследствии доски и сетки с габионами снимаются, как потерявшие свое значение.

Изложенный нами естественный метод защиты размываемых берегов вполне может удовлетворять требованиям Москва — Волгострой



Рис. 1



Рис. 2 Временная защита подошвы берега

(п. 1 и 3) — прочности и дешевизне, и в то же время, при соответствующем уходе за креплением, можно легко выполнить п. 2 — гармонировать с общим оформлением канала. Смотрите в упомянутом вначале журнале „Ирригация и гидротехника“ рис. 10, на котором показана после десятилетнего роста, стройная живая стена вдоль канала с основанием в виде горизонтальных древесных стволов по откосу.

На страницах журнала Москва — Волгострой (№ 2 1936 г.) обсуждается вопрос об естественном методе защиты размываемых берегов, но там вопрос ограничивается вопросом укрепления только надводных откосов канала путем залужения.

Условия, которые были предъявлены строительством к укреплениям такого рода, следующие:

1. Способ крепления должен обеспечить возможно быстрое укрепление поверхности откосов.

2. Крепление должно быть стойким к влиянию дождевых и талых вод и к выветриванию не только к моменту окончания канала, но и на долгие годы его службы.

3. Крепление должно быть красивым и удовлетворять задачам художественного оформления канала.

4. При достижении перечисленных условий укрепительные работы должны быть наиболее экономными и дешевыми и не требовать затрат на ремонт в будущие годы, что особенно важно.

Теперь мы разберем на примерах американской практики¹ применение излагаемого нами естественного метода защиты размываемых берегов и рассмотрим его в свете требований Москва — Волгострой.

1. В журнале The Canad. Engineer, vol. 48, № 4 — 1925 г. приводится случай применения системы ин-ра Шейфеля в м. Олбени на местности, сползающей в озеро, при чем эта местность была покрыта густой растительностью. Причиной сползания являлась эрозия, вызываемая резкими колебаниями уровня воды в озере, подмывающими откосы

¹ Эти примеры даются вновь, они не были описаны в статье „К вопросу об естественном методе защиты размываемых берегов“, Журнал Гидротехника и ирригация, № 10, 1935 г.

берега. Эта эрозия к тому же увеличивалась от действия дождей, снега и мороза.

Местность отступила от озера более чем на 4,50 м в течение 8 лет. В результате такого поведения озера появились отвесные береговые стенки высотой около 1,5—7,50 м. Береговая линия на очень значительную длину была подвержена серьезному размыву.

Сначала предполагалось устройство бетонной подпорной стенки, но она была найдена слишком дорогой; кроме того, американцы сочли, что наличие бетонной стенки уничтожило бы естественную красоту лагеря для путешественников, который тут был устроен раньше.

Сначала ограничились тем, что по откосу берега посадили вертикально сотни маленьких деревьев, но последние вместе с дубами и соснами в диаметре до 60 см сделались мало по малу добычей воды озера.

После всевозможных проектных подсчетов и неудачных опытов решено было воспользоваться системой горизонтальной посадки. На укрепляемое место был доставлен вагон ивовых жердей; к работе приступили, как только отмерзла земля. Жерди были толщиной от 7 до 20 см в диаметре и от 3,60 до 7,5 м длиной. Эти жерди после укладки составляли полосу береговой защиты длиной около 1,5 км. Жерди были уложены в расстоянии 1,50 м с уклоном 20° — 25° в неглубокие траншеи вдоль откоса берега, на 0,60 м ниже низкого уровня воды и до бровки откоса. Все связи были также из ивового материала.

Ближайшие результаты такого крепления были следующие:

- а) в течение одного вегетационного периода в 2 месяца каждая жердь на всем своем протяжении дала ветви высотой до 60 см;
- б) исследование корневой системы показало, что она проникла в грунт на глубину 0,60—2,4 м;
- в) вдоль берега не образовалось никаких новых оврагов, изменился весь внешний вид местности, появилась живая стена из ив;
- г) колышки, имеющие вспомогательное значение, также проросли и дали ветви длиной до 30 см.

2. Интересен для нас следующий случай. Трамвайное управление штата Нью-Йорк затрачивало значительные суммы на удаление с путей наносов, вымываемых из берегов ручья, длиной около 3,5 км и падением 0,08.

Сначала предполагали построить бетонные плотинки и тем уменьшить скорость течения и задержать камень, песок и гравий.

Стоимость этих работ была настолько велика, что решили применить систему ин-ра Шейфеля — посадить ивовые жерди в верховьях ручья и по берегам. Было уложено таким способом ивовых жердей 24 000 пог. м. Для временной защиты подошвы уложили большие камни и каменную наброску с хворостом.

В дополнение к этой временной защите было поставлено несколько шпор. Результаты оказались вполне удовлетворительными.

Не безынтересно для нас привести пример крепления судоходного канала, находящегося в ведении Нью-йоркского Департамента общественных работ. У этого канала постоянно размывались берега с отложением наносов в фарватере. Главными причинами размывания являлись:

- а) весенние воды и лед;
- б) волнение от движения судов.

Наибольшие разрушения происходили в тех частях водного потока, где во время навигации уровень воды поднимается с помощью плотин и шлюзов выше уровня зимнего режима. Работа по укреплению этого канала была сдана с подряда и выполнялась по системе ин-ра Шейфеля в сезон 1926 г.

В этом примере для нас важен факт, свидетельствующий о широте применения в американской практике выдвигаемого нами метода.

Применение естественного метода защиты нашло свое место в американской практике при закреплении речных спрямлений, где глубина воды достигала в среднем 4,0—4,5 м.

Этот вид креплений был применен на песчаных берегах у муниципальной купальни на оз. Эри. В этом месте берега высокие и подвержены всем видам эрозии, как то: ветра, мороза, пучин и озерных волн.

По данным ин-ра Шейфеля, крепление берегов по естественному методу сопровождается очень ценным свойством, а именно: закрепленные таким способом дамбы и валы обеспечены от фильтрации и роющих животных.

Это обстоятельство нужно особенно учитывать работникам водного хозяйства и транспорта и в сельском хозяйстве.

К сожалению, в нашем распоряжении нет тех данных заграничного опыта, которые помогли бы нам сразу дифференцировать степень применения естественного метода к тому или иному объекту в зависимости от их естественно-исторических условий, но все же можно с большим правом думать, что в условиях отрегулированного режима судоходного канала применение естественного метода крепления подводных откосов должно сопровождаться неизменным успехом. В наших руках находится ключ к решению проблемы дешевого крепления откосов канала, но для правильного использования этого ключа нужно только серьезно отнестись к этой идее и предварительно проверить ее по особой программе в наших естественно-исторических условиях, которые мало отличаются от таковых Северной Америки, и получить нужный нам дифференцированный способ осуществления крепления в натуре. В этом ближайшая задача заинтересованных организаций водного хозяйства в СССР, в том числе и строительства Москва—Волга.

Теперь приведем краткую характеристику предлагаемого нами метода в сопоставлении с указанными выше требованиями Москва—Волгострой.

1. Крепление, произведенное по естественному методу, требует в некоторых случаях для окончательного своего развития 2—3 сезона (когда уже не будут нужны временные защитные меры).

2. Материал крепления и само крепление являются прочными против действия воды и стойкими в отношении дождей и талых вод и мороза не только к моменту окончания крепления, но и на долгие годы его службы.

3. Крепление может гармонировать с общим оформлением канала, особенно на промежуточных участках, где нет других каких либо грандиозных искусственных сооружений.

✓ 4. Крепление является наиболее дешевым при использовании местного непригодного для других нужд материала, с небольшим применением досок, проволоки и проволоочной сетки.

5. Предлагаемое крепление не требует затрат на ремонт в будущие годы.

По американским данным, установлено, что, практикуя вырубку таких посадок через каждые пять—шесть лет, можно поддерживать здоровые деревья в течение столетия и вернуть лесопroduкцию, затраченную на первоначальное крепление.

Что же касается стоимости крепления откосов канала в условиях Москва—Волгострой, то мы, не имея в своем распоряжении расценочных данных строительства на рабсилу и материалы, определили ориентировочно стоимость крепления 1-го кв. метра по предлагаемому нами методу в 5 руб.

При установлении этой цифры мы исходили из, того что на 1 кв. м придется один пог. метр посадочного черенка, 0,5 кв. метра провололочной сетки или доски, 20 пог. метров проволоки.

Стоимость 1 пог. м ивового черенка	1 р.
„ проволоки и провололочной сетки	1 р.
„ работа	1 р.
Непредвиденные расходы	2 р.

Итого — 5 р.

Принимая, что общая площадь крепления откосов канала Москва—Волгострой составляет 5.000.000 кв. м, получаем общую стоимость в 25.000.000 руб., вместо запроектированных 100.000.000 руб., снижение стоимости выражается в 75%, вместо 14,5%, запроектированных строительством.

Думаю, что этих данных вполне достаточно, чтобы обратить внимание заинтересованных организаций на естественный метод защиты берегов и поставить изучение этого метода в широких производственных условиях.

II. Проблема крепления берегов и рек откосов каналов в условиях Средней Азии

1. Сравнительная стоимость защиты размываемого берега реки распространенным методом постановки водоотбойных шпор (сипаев) и вновь выдвигаемым естественным методом крепления

В качестве примера разберем, по данным сметы Чирпрасиса, защиту вогнутого берега р. Чирчик (в местности сел. Куль) для предохранения от разрушения и сноса культурных земель (см. рис. 3).

*Схема защиты вогнутого берега реки по методу шпор.
(Взято из сметы Чирпрасиса на 1936 г.)*

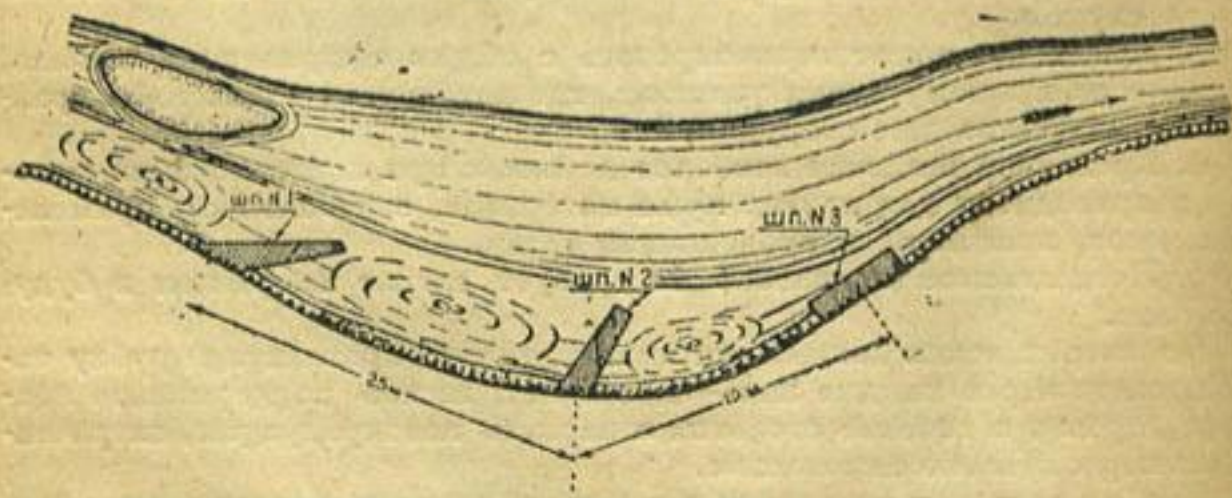


Рис. 3

По утвержденной на 1936 г. смете Чирпрасиса оказывается, что на постановку трех сипайных шпор на участке 35 м необходимо затратить 106,086 руб. вместе с натурповинностью, что дает стоимость

1-го пог. метра защиты 3091 руб. Подобные расходы нужно вести ежегодно, ибо при таком способе защиты неукрепленного берега мы только накладываем заплату на гниющую одежду.

Ниже приводим таблицу 1 с расшифровкой этих расходов.

Таблица 1

№ п. п.	Наименование материалов и работы	Един. измерен	Количество	Общая стоимость
1	Бревна дл. 8,5 м d = 18 см.	шт.	27	351—95
2	" 7,0 " d = 15 см.	"	27	198—13
3	Жерди	"	135	217—25
4	Хворост	кб/м	1800	980—
5	Солома	"	612	3060—
6	Камень булыжн.	"	2700	1080—
7	Проволока 6 мм	кг	135	79—15
	Итого	—	—	5966—48
8	Стоимость работы без начисления	—	—	11.598—50
9	Стоимость транспорта	—	—	71.870—
	Итого	—	—	83.408—50
	Итого	—	—	89.374—98
10	Начисления	—	—	16.712
	Итого	—	—	106.086—98

Из этой таблицы видно, что стоимость 1 пог. метра крепления берега при данной конструкции определяется:

материал	170—48
работа	329—40
транспорт	2053—45
начисления	477—50
Итого	3091—05

2. Мы запроектировали крепления по естественному методу защиты на примерном участке, предполагая здесь наиболее тяжелые условия работы, когда требуется срезка и планировка берега и крепление камнями подошвы. Этот участок нами закреплен на длине 50 м. Смету составили по повышенным ценам против цен Чирпрасиса.

Условия и состав работ был принят следующий: берег отвесный; грунт—лесс. Наибольшая глубина у берега в паводок 3,0 и наименьшая в межень—0,5 м; средняя глубина 1,5 м. Высота берега доходит до 5,0 м.

По смете крепления берега в соответствии с принятым проектом (см. рис. 4 и 5) мы получили, что на крепление по естественному методу на участке в 50 м нужно затратить 59 710, что даст стоимость 1 пог. метра крепления 1195 руб. (Подобные расходы ежегодно не повторяются, ибо мы здесь ставим задачу не защиты, а крепления берега. Расшифровку этих расходов можно видеть в таблице 2.

Перечень и стоимость работ

Таблица 2

№ п/п	Наименование работ	Единица измерен.	Количество	По цене	Общая стоимость
1	Для лучшей укладки деревьев спланировать подшву берега со срезкой его на протяжении 50 м и на ширине 10 м, планировка 10×50 . . .	кв. м.	500	5	2500
	срезка $\frac{2,5 \times 10}{2} \times 50$	кб. м.	625	10	6250
2	Заложить временный габионный порог у подшвы откоса 1,5×2,0×50	кб. м.	150	10	1500
3	Заложить две траншеи на длине 50 м глубиной до 2,0 м и шириной 0,5 м 0,5×2,0×50	"	50	10	500
4	Уложить ивовые деревья длиной 8 м через 1,5 и 1 м	шт.	45	15	675
5	Уложить хворост 0,5×1,5×50	кб. м.	75	60	45
6	Сделать колышки для анкеров длина 0,5 м	шт.	90	1	90
7	Засыпать и затрамбовать траншеи с добавлением 25% крупного камня	кб. м.	200	5	1000
8	Прижать хворост жердями дл. 5 м	шт.	20	10	200
9	Проволоки	тонн.	0,5	700	350
10	Заготовка камня (1,5—2,0×200) + 25	кб. м.	625	40	250
11	Перевозка камня	"	625	50	31,250
	Итого				44,610
	Начисления				15,000
	Всего				59,610

Из этой таблицы видно, что стоимость 1 кв. м крепления при данной конструкции определяется:

материал	62 — 20
рабсила	205
транспорт	625
начисления	300

Итого 1192 — 20

При сравнении таблиц 1 и 2 обращает на себя внимание удельная стоимость по отдельным видам расходов (см. табл. 3).

Таблица 3

№ п/п	Наименование расходов	Стоимость 1 кв. м		Экономия в проц. выражении
		По принятому способу защиты (шпоры)	По естественному методу крепления	
1	На материалы	170—48	62—20	62,34
2	" рабсилу	329—40	205	37,76
3	" транспорт	2053—45	625	69,51
	Итого	2443—33	899—20	63,41

Схема крепления вогнутого берега реки: по естественному методу



Рис. 4

П Л А Н к схеме 4

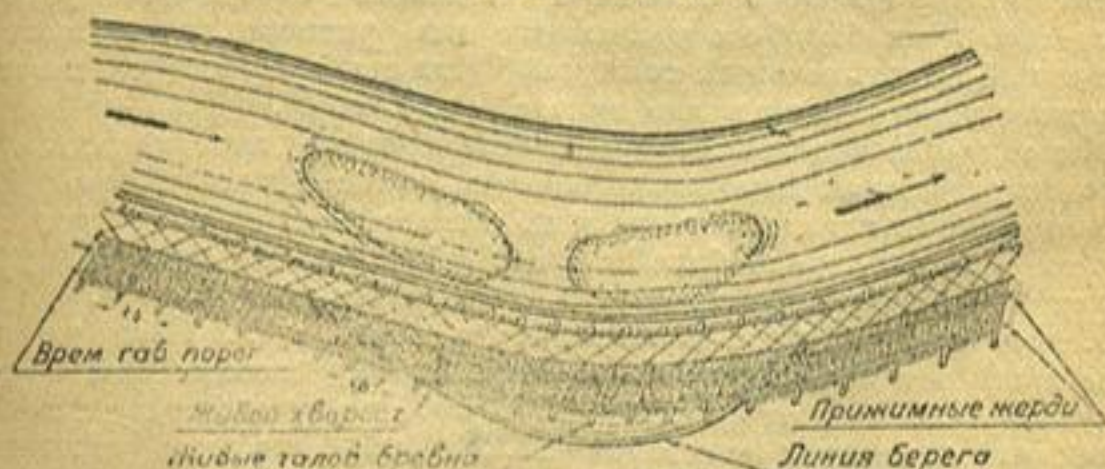


Рис. 5

3. Говоря о креплении ирригационных каналов, мы имеем в виду крупные магистральные каналы и распределители, где неотрегулированный режим потока может вызвать размыв и создать местные источники зарождения наносов, попадающих в ирригационную сеть.

По Средней Азии вынимается ежегодно около 20 миллионов куб. м. Из этого количества наносов около 20% — 4 миллион. куб. м можно отнести за счет местных размывов в каналах. В настоящее время, если и говорят о креплении ирригационных каналов, то, главным образом, в целях борьбы с фильтрацией, оставляя в стороне вопросы борьбы с местными наносами.

В борьбе с заиливанием каналов проф. Костяков рекомендует предпочитать иметь большие скорости воды, чем бороться с размывами дна.¹

¹ Проф. Костяков: Основы мелиорации, изд. 1933 г., стр. 505

Мы считаем, что крепление откосов канала по предлагаемому нами методу могло бы сыграть не маловажную роль в деле рационализации некоторых ирригационных систем, расположенных на конусах выносов, где каналы проходят с большими уклонами и скоростями в неустойчивых, сыпучих грунтах. Как на типичный пример, укажу на Сохскую ирригационную систему, Сарыкурганский водораздел.

4. По данным Управления этой системы (отчет главного инженера тов. Федодеева И. Ф. за 1935 г.), выяснилось следующее:

1. Наносы и неустойчивый грунт не дают дальше идти по пути полуинженерного улучшения.

2. Укреплять существующие подводящие каналы сипаями — тратить колоссальные средства с отсутствием уверенности в рентабельности.

3. Крепление откосов мостовой оказалось несостоятельным.

Неустойчивость грунта, при наличии больших уклонов, не дает возможности создавать крупные каналы. Всякие попытки произвести дальнейшее сокращение голов и увеличить в отдельной точке забираемый расход, оказываются не под силу настоящим средствам эксплуатационного штата.

Если бы нам удалось закрепить откосы каналов в условиях Сарыкурганского водораздела, то мы получили бы возможность пойти дальше по пути полуинженерного улучшения — стабилизировали каналы в плане и уменьшили зарождение местных наносов, но этого недостаточно и было бы вредно, ибо при наличии только закрепленных откосов, усилился бы размыв дна, который наблюдается в настоящее время.

По данным главного инженера Сохского системного управления Федодеева, в их борьбе с размывами дна успешно применяется так называемый „вертикальный таштуган“ (кладка хвороста с камнем, поставленная вертикально в дно канала см. рис. 6).

Мы считаем, что совместное использование вертикального таштугана с естественным методом крепления откосов канала дало бы полное закрепление канала в плане и по высоте и отвечало бы нашему требованию — иметь способ борьбы с аварийностью на каналах, удовлетворяющий условиям доступности, дешевизны и прочности.

5. Для сметной оценки обратимся к таблице 2. При укреплении канала выпадает необходимость земляных работ стоимостью 8 750 руб. нет нужды в габионном пороге — 1500 руб., не нужно подвозить камень, ибо таковой находится на месте — 31.250 руб. При этих условиях оставшаяся стоимость крепления 50 пг. м равна 3110 руб., что дает

стоимость 1 пг. метра крепления канала при длине откоса $8 \text{ м} \frac{3110}{50} = 62$ руб. Если эту цифру перевести на 1 кв. м, то получим $\frac{62}{8} = \approx 8$ руб.

В настоящее время на ежегодное устройство (в порядке эксплуатации) Сарыкурганского водораздела тратится примерно по госбюджету 275 000 руб., за счет натурповинности 875 000 руб. Всего — 1 150 000 руб. Переводя общую стоимость на язык удельных показателей, т. е. на стоимость 1-го пг. м пяти подводящих каналов Найман-сай, Бешалып и Бувайда-сай, Риштан-сай и Янги-сай с общей протяженностью в 36 пг. км, имеем:

$$\frac{1\,148\,850}{36 \times 1000} = 32 \text{ рубля.}$$

Эта цифра указана в предположении, что на своем протяжении каналы крепятся равномерно. На самом деле работы разбросаны по не-

многим участкам и ограничены в общей сложности в пределах 17—18 км. При этих условиях крепление 1 пг. м достигает 64 руб.

В условиях Сары-курганского водораздела ширина укрепленного откоса не превосходит, как правило, 4 м, а потому расход лесного материала, а следовательно, и стоимость его, должна быть уменьшена вдвое, что дает экономию на 1 пг. м около 7 руб.

Учитывая это обстоятельство, мы получим в итоге общую стоимость крепления пг. м $62 - 7 = 55$ руб.

Удельная экономия в процентном выражении получается с первого взгляда сравнительно небольшая — 14%, но это не так, ибо сравнение абсолютных показателей недостаточно, необходимо учитывать сроки амортизации. На основании американского опыта, мы можем принять для естественного метода крепления в данный момент не менее 50 лет (при соответствующем эксплуатационном уходе за посадкой); местные конструкции служат в среднем три года. При этих сроках службы сооружений процент погашения для местных конструкций равен 33,3%, для естественного метода крепления только 2%.

Таким образом, общий вывод будет такой: при одинаковой средней стоимости крепления 1 пг. м канала при том и другом способе в условиях Сары-курганского водораздела, амортизационные погашения затрат по предлагаемому нами методу в 16,65 раза меньше, чем это требуется теперь при наличии использования таштуганной и сипайной кладок.

Иначе говоря, мы имели бы возможность в следующие годы (вслед за капитальным креплением) избежать дальнейших крупных расходов и ослабить напряженность привлечения натуровинности.

Исчисление выклинивающихся вод юго-западных бассейнов Узбекистана в водоземельных балансах Узводпроиза¹

Рост орошаемых площадей и качественное изменение ведущих сельско-хозяйственных культур в УзССР привели в целом ряде районов поливного хозяйства, при существующем оборудовании ирригационных систем, почти к предельному использованию водных ресурсов.

Особую остроту эта проблема приобретает для южных речных бассейнов республики — Зеравшанского, Сурханского и Кашкадарьинского, где разрыв между наличной земельной площадью и обеспеченностью ее водными ресурсами особенно значителен.

Последнее заставило Узводпроиз (Узбекский Государственный трест по изысканиям, исследованиям и проектированию по водохозяйственным мероприятиям разработать в 1932 г. водоземельные балансы названных бас-

¹ Работа по составлению водоземельных балансов южных бассейнов Узбекистана была начата в 1930 г. На первых шагах речь шла об установлении методов балансовых расчетов для своеобразных условий Средней Азии, где водные потоки широко используются для ирригационных целей. Эта основная работа — установление расчетной схемы и принципов методики была проделана гл. инж. Узводпроиза Б. Д. Коржавиным.

Детальное участие в этой работе принимали: начальник бюро исследований Узводпроиза инж. Струков, ст. гидрогеолог того же бюро — Шмидт М. А. и ст. инженер — Луценко И. М. Последними, кроме того, выполнены работы, развивающие общую методику; именно, гидрогеологом Шмидт освещен вопрос о роли подземного стока в водном балансе южных речных бассейнов Узбекистана, а инж. Луценко — русловой баланс р. Зеравшан.

В 1932 г., в связи с целым рядом проектов крупного ирригационного строительства, по южным бассейнам Узбекистана проблема балансов приобрела особо актуальное значение.

В указанном году начальником бюро исследования инж. А. В. Бостанджого, ст. инж. В. Л. Шульц и ст. экономистом А. П. Стружинским был проработан, с учетом всего предшествующего материала, генеральный баланс Зеравшана, причем, для учета использования внутрисистемного выклинивания был применен оригинальный метод, разработанный инж. Б. Д. Коржавиным, позднее доложенный им на первой конференции Академии наук по изучению производительных сил УзССР в Ленинграде (декабрь 1932 г.).

После составления Зеравшанского баланса в том же 1932 году, согласно той же методики, ст. инженером Узводпроиза ~~Б. Д. Коржавиным~~ был разработан водоземельный баланс бассейна р. Сурхан-дарьи, а ст. инж. Колядиным, М. С. Стариковым и ст. экономистом В. Я. Грозовым была выполнена аналогичная работа для бассейна р. Кашка-дарьи.

сейнов, необходимые для составления проектов генерального переустройства существующих местных систем.

Имея в виду недостаточность необходимых для данной работы материалов и общую слабую изученность конкретных местных гидрогеологических и гидрологических условий, работники Узводпроиза принуждены были часто решать задачи, выдвигаемые составлением балансов, в общем виде, исходя из укрупненных показателей, или отыскивать предельные значения.

Поэтому и принятая ими методика работы построена прежде всего на учете значения доминирующих факторов и установлении основных зависимостей. В условиях Узбекистана ирригация, как фактор водного режима, играет огромную роль. Это очевидно и аргументировано, если учесть, что стоки многих рек здесь целиком разбираются на орошение. Оценить значение этого фактора, попытаться определить его, где это возможно, и количественно, — вот задача, ставшая перед нами во всей своей величине. Отсюда и своеобразие примененных ими методов составления водо-земельных балансов. Нет сомнения, что многое в проделанной работе потребует в дальнейшем своего пересмотра. Нет сомнения также, что при этом изменятся не только делаемые сейчас выводы, но частично и даваемое последним обоснование. Однако, все это не умаляет достигнутых результатов. Последние же прежде всего заключаются в систематическом методологически выдержанном сопоставлении между собой всех или почти всех моментов, определяющих водный режим отдельных потоков, и размеры ресурсов последних.

В настоящей статье излагается только одна часть этой огромной и ценной, но неопубликованной еще работы, а именно — методика исчисления выклинивающихся вод и определение их относительной и абсолютной величины по южным бассейнам Узбекистана¹.

Теоретически можно мыслить, что источниками выклинивающихся в пределах долинной части бассейна вод могут быть не только воды, проинфильтровавшиеся в пределах данного бассейна, но и подземные воды, пришедшие из соседних речных бассейнов.

Однако, в условиях южных бассейнов Узбекистана, представляющих собой замкнутые котловины, не имеющие общего сомкнутого подземного потока (за исключением самых нижних их частей), размер выклинивающихся вод, обязанных своим происхождением притоку из дру-

¹ Под выклинивающимися водами нами понимаются:

1. Грунтовые воды, выклинивающиеся в русла рек.

2. Поверхностный сброс воды в русла рек из орошаемых районов, через многочисленные сбросные системы.

3. Грунтовые воды, поступающие в оросительные системы внутри орошаемых районов, и там же, внутри этих районов используемые на орошение и, следовательно, не доходящие до русел рек.

Таким образом, из трех слугаемых выклинивающихся вод второе не представляет в чистом виде грунтовую воду, выклинивающуюся в русла сбросных каналов. Оно в какой то мере обязано и поверхностному сбросу с орошаемых полей. Оба первых слугаемых учитываются русловым балансом (см. ниже). Совершенно очевидно, что выклинивающиеся воды являются добавочными водными ресурсами к поверхностному стоку, поступающему в долины с окружающих их гор, и могут быть использованы на орошение в пределах долины.

В ирригационной практике выклинивающиеся воды носят название возвратных или реже добавочных вод. Термин возвратные воды нельзя не признать удачным, так как он чрезвычайно метко указывает на главнейшие источники происхождения этих вод (поверхностный сток, погружившийся в грунт из русел рек, оросительных каналов, саев. вода, вылитая на поля). Тем не менее, хотя эти источники и являются главнейшими, но все же не единственными (напр., атмосферные осадки), поэтому термин добавочные воды является более верным, хотя и не характеризующим генезиса выклинивающихся вод.

гих бассейнов, скорее всего настолько ничтожен (если он вообще имеется), что не имеет практического значения.

Поэтому основным источником питания грунтовых вод здесь могут явиться лишь воды, проинфильтровавшиеся различными путями в пределах данного отдельного бассейна.

Эти пути могут быть следующими:

1. Инфильтрация из русел рек:

а) выше пределов долинной части, питающей грунтовые воды, приходящие в долину подземным стоком;

в) в пределах долинной части.

2. Инфильтрация из русел каналов.

3. Просачивание с орошаемых полей.

4. Инфильтрация из русел саев, поскольку она питает грунтовый поток, идущий от предгорий к оси долины.

5. Атмосферные осадки, выпадающие в пределах долинной части бассейна.

Остановимся в общих чертах на роли каждого из вышеперечисленных источников питания грунтовых вод.

1. Атмосферные осадки

Для суждения о роли атмосферных осадков, выпадающих в долинных частях бассейнов, как пополнителей грунтовых вод, приведем подсчеты, произведенные для условий Зеравшанской долины, как имеющей наиболее полные метеорологические данные. Среднее годовое количество осадков изменяется здесь от 325 мм для Самаркандской части долины до 135 мм в Бухарском районе. Средняя же годовая испаряемость с водной поверхности в тени (данные за 2 года 1928, 1929 гг.) равна 1247 мм для Самарканда и за 1929 г. — 2036 мм для Новой Бухары. Годовое испарение превосходит годовую величину осадков более, чем в 4 раза¹. Но, поскольку все годовое количество атмосферных осадков выпадает в осенне-зимне-весенний период, будет правильнее величины испарения и атмосферных осадков сравнить между собой не по годам, а по месячным показателям.

Однако, подсчеты показали, что накопление влаги и в этом случае может происходить лишь в декабре—марте месяцах, при чем общая сумма накопленной влаги к концу марта определится показателем всего в 14,7 мм.

Такое сравнительно незначительное количество максимального накопления осадков говорит за то, что существенного значения в пополнении грунтовых вод они иметь не могут.

В долинах других рассматриваемых бассейнов (Кашкадарьинском и Сурхандарьинском) роль атмосферных осадков, как источника питания грунтовых вод, не может быть большей, чем для Зеравшанской долины.

Правда, количество атмосферных осадков в названных бассейнах будет несколько большим, чем в Зеравшанской долине, однако, если учесть, что температуры первых также выше, чем у второй, а следовательно должно быть выше и испарение, то вряд ли можно ожидать, что роль атмосферных осадков в Кашкадарьинской и Сурхандарьинской долинах ~~явится~~ ^{будет} большей, чем в Зеравшанской.²

¹ Полагая, что испарение с сырой после дождя земли будет не менее испарения с водной поверхности.

² Конденсация влаги в почво-грунтах, повидимому, заметной роли в питании грунтового потока играть не может. Во всяком случае этот источник питания грунтовых вод должен быть еще в несколько раз менее значительным, чем атмосферные осадки.

Поверхностный сток как выпадающих осадков, так и талых вод в пределах долин, равным образом в виде крупного фактора добавочного питания рек выступить не может.

Этому препятствует как наличие на пути стока культурных земель, так и отсутствие скопления в долинах массы твердых зимних осадков.

Так что говорить о значительности атмосферных осадков, как фактора образования добавочных вод в дебите рек Узбекистана в пределах долин, повидимому не приходится.

Можно лишь думать, что в предгорных равнинах по близости от самих гор, атмосферные осадки могут играть заметную роль (да и то не везде), как и сточные пополнения грунтового потока, идущего с гор. Наличие здесь почво-грунтов, сложенных рыхлым крупно-обломочным материалом, должно в большой степени способствовать погружению выпавшей влаги. Сверх того, и величина атмосферных осадков в этом предгорном поясе является большей, чем в собственно долинной части бассейна.

2. Вода, поданная на поля оросительными системами

Величина этого фактора питания грунтового потока определяется разностью между количеством воды, поданной на поля, и потерями на испарение с полей и поверхности мельчайшей оросительной сети, транспирацию растений и насыщение до полной влагоемкости почвенного горизонта¹. Зная размер подачи воды на поля (оросительную норму) при разном роде культурах и величину перечисленных потерь, не трудно определить и величину возможной отдачи ее в грунтовой поток.

Учитывая тот факт, что на не рисовых полях оросительная норма колеблется от 1350 м³ до 8000 м³, а поливная норма от 500 м³ до 1500 м³ (с промежутками между поливами от 100 до 40 дней) и что местные суглинистые почвы имеют полную порозность в 40—45%, при средней минимальной глубине залегания грунтовых вод в 1,5—3 м, ожидать с них какого нибудь существенного поступления воды в грунтовой поток не приходится.

Таким образом, подавляющее большинство орошаемых земель южных рек Узбекистана, поскольку они заняты не рисом, грунтовых вод со своих полей существенно не питает.

Иначе обстоит дело с полями рисовыми, на которых в большинстве случаев поддерживается длительный период времени постоянный слой воды. Данные Самаркандской опытно-оросительной станции показывают,² что безвозвратное потребление воды здесь (на испарение, транспирацию и насыщение почвенного горизонта) достигает за вегетационный период до 14500 м³. Между тем, в среднем (для Зеравшанской долины) рисовая оросительная норма составляет 30 000 м³. Отсюда явствует, что около половины воды, поступающей на рисовые поля, сомкнувшись с зеркалом грунтовых вод уйдет в подземный поток. Однако, учитывая небольшой удельный вес рисовых полей и культурной площади, преувеличивать данного источника питания все же не следует.

3. Вода, проинфильтровавшаяся из русел саев

Роль воды, проинфильтровавшейся из русел саев, как источника питания грунтовых вод, очевидно, крайне ничтожна. Такое убеждение вытекает прежде всего из соображения, что сток с обычно невысоких

¹ Последнее для всех культур, за исключением риса.

² См. Вестник ирригации, 1928 г., № 5. Статья К. Н. Савича и К. Г. Каприльянца.

гор, окружающих с боков долины (мы исключаем здесь сток из основного водосбора, учитываемого гидрометрическими станциями), во всяком случае для рассматриваемых нами бассейнов чрезвычайно незначителен и, кроме того, по выходе из гор (а иногда даже и до выхода) сразу полностью разбирается на орошение, за исключением силевых вод. Сили бывают кратковременными, быстро скатываются поверхностным стоком к основному тальвегу долины и перехватываются на путях магистральными каналами. Чтобы не быть голословными, приведем пример по бассейну р. Зеравшан, являющемуся в этом отношении наиболее изученным. Гидрогеологическими исследованиями в 1924 и 1925 гг. Самаркандской котловины под руководством геологов [редактировано] и Николаева была установлена крайне незначительная роль северных склонов хребта Кара-тубе и южных склонов хребта Кара-тау в питании р. Зеравшана и его ирригационных систем¹.

Так, замеры и подсчеты [редактировано] показали, что средний годовой расход поверхностных водных потоков, стекающих с северных склонов хребта Кара-тубе, не превышает $6,0 \text{ м}^3/\text{сек}$. Совершенно естественно, что величина стока, погрузившегося в грунт в предгорной полосе, учитывая разбор на орошение, должна быть еще меньшей. Это положение подтверждается данными Николаева В. А., который определяет величину грунтового притока со стороны южного склона хребта Кара-тау и его системы в $2,0 \text{ м}^3/\text{сек}$. Между тем, водоносность южного склона хребта Кара-тау, по крайней мере, вдвое выше таковой северного склона хребта Кара-тубе. Здесь будет уместно сказать несколько слов о последнем возможном источнике питания грунтовых вод долины, а именно — подземном притоке воды с гор. Если судить по материалам тех же гидрогеологических исследований, то можно сделать вывод, что роль этого источника будет, повидимому, еще меньшей, чем инфильтрации из русел саев. Погрузившиеся атмосферные осадки и поверхностный сток в пределах горной части в этих же пределах в основном и выклиниваются, и сток с гор осуществляется, главным образом, поверхностным путем.

Таким образом существенными источниками питания грунтового потока, дающего начало выклинивающимся водам, могут явиться:

1. Инфильтрация из русел рек:
 - а) выше пределов долинной части,²
 - б) в пределах долинной части,
2. Инфильтрация из русел каналов.

4. Инфильтрация из русел рек

Чтобы судить о величине этого источника питания грунтовых вод, приведем несколько общеизвестных примеров.

По Фишеру, массы воды, просачивающиеся в почву, могут быть чрезвычайно велики. Так, летом, 1902 г. в течение 25 дней во время половодья в одном из участков р. Одера инфильтрация из русла исчислялась в 17%. В 1903 г. она составляла 16%. Подобные потери имеют место также зимой, но в меньшей степени.

¹ [редактировано] и В. А. Николаев "Гидрогеологический очерк правобережья Зеравшана". Изд. УВХ Средней Азии, Ташкент, 1926 г.

² Но и тут следует отметить сравнительно незначительную роль инфильтрации из русел рек выше пределов долинной части по сравнению с таковой уже в ее пределах, т. е. мощность аллювиальных отложений до выхода рек из гор еще относительно незначительна.

Согласно данным Келлера, Дунай при каждом половодье теряет выше Ульма 20×10^5 м³ воды, которая накапливается под землей¹.

Приведенных примеров вполне достаточно, чтобы судить о значении этого источника питания грунтового потока.

5. Инфильтрация из русел каналов

Значение этого источника питания грунтового потока можно уяснить, если вспомнить, что коэффициенты полезного действия оросительных систем Средней Азии в совершенном их состоянии в большинстве случаев не превосходят 0,40 (следовательно 60% забранной магистральными каналами воды теряется на инфильтрацию в сети) и что обычно вся вода реки целиком разбирается на орошение. Естественно, что при этих условиях большая часть этой воды дойдет до грунтового потока, но определить, какая именно, в виду многообразности физико-географических условий прохождения каналов, представляет значительные трудности. Можно только утверждать, что этот источник питания грунтовых вод имеет огромное значение. Мы склонны придать этому источнику питания грунтовых вод значение большее, чем инфильтрации из русла реки, вследствие гораздо большей инфильтрующей поверхности оросительных каналов, что подтверждается данными гидрометрии, показывающей, что с изменением величины забора воды магистральными каналами значительно изменяется и величина выклинивающейся воды.

Выяснив в общих чертах роль вышеуказанных источников питания грунтовых вод, считаем необходимым отметить, что таковые можно разделить на 2 категории:

1. Источники питания, не связанные с ирригацией, т. е. инфильтрация в русле реки выше долинной части, атмосферные осадки, инфильтрации в русле саев.²

2. Источники, зависящие от развития ирригации в данном районе и являющиеся функцией забора воды оросительными системами из реки и размера орошаемой площади (русовая инфильтрация в долинной части, потери в ирригационной сети и инфильтрация с полей).

Относительно первой категории источников питания грунтовых вод можно сказать, что количество воды, даваемой ими, останется при любом состоянии условий орошения неизменным.

Вторая категория источников питания грунтовых вод будет изменяться в зависимости от изменения условий орошения в данном районе.

Разделить запасы грунтовой воды на зависящие от орошения и не зависящие от такового, представляет громадные затруднения, так как для этого необходимо детальное, отсутствующее сейчас, изучение гидрогеологических и иных условий рассматриваемого района.

Однако, отсутствие достаточного исследовательского материала в этой области понудило не разделять их, а считать целиком зависящими от развития ирригации, что, конечно, может дать некоторую ошибку в прогнозах величины выклинивания, но этого сейчас избежать нельзя.

Во всяком случае, такое допущение не искажает правильности подсчетов суммарного количества выклинивающихся вод в существую-

¹ Примеры заимствованы из Принц, Е. "Гидрогеология", Сельхозхозгиз, 1932 г., стр. 25 и 26.

² Относительно инфильтрации из русел саев и источникам питания, не зависящим от ирригации, мы имеем в виду основную ирригацию в долине. Ирригационные же системы, питающиеся из саевых русел, обычно, представляют собой незначительные самостоятельные системы.

щем положении вещей. Но разумеется, нельзя отрицать, что оно может отразиться на величине выклиниваний, определенных для момента осуществления комплекса мелиоративных мероприятий.

Вода из грунта может поступать в поверхностные водотоки, выклиниваясь либо в русло реки, либо в русла оросительных и сбросных каналов, либо выходя на поверхность в виде родников, дающих начало поверхностным потокам, самостоятельным и сливающимся с другими потоками, либо, наконец, выходя на поверхность земли, создавая заболоченные пространства (площадное выклинивание).

В водо-земельных балансах южных речных бассейнов Узбекистана отдельно учитывались:

- а) вода, выклинивающаяся теми или иными путями в русло реки;
- б) вода, выклинивающаяся внутри систем и использованная там на орошение.

Следует заметить, что вода, выклинивающаяся внутри систем, но не использованная там на орошение, тем или иным путем в конечном счете попадает в русло реки и, следовательно, учитывается русловым балансом.

Перейдем к рассмотрению методов учета обеих категорий выклинивающейся воды, примененных в водоземельных балансах, составленных Узводпроизом.

1. Вода, выклинивающаяся в русле реки

Разработанный Узводпроизом и принятый при составлении водоземельных балансов способ учета воды, выклинивающейся в русло реки (русловой баланс) представляет собой развитие общего метода 2-х гидрометрических створов, указываемого в курсах гидрологии¹

Формульное выражение величины грунтового питания по этому общему методу будет таковым:

$$A = \frac{Q_{\text{ниж}} - Q_{\text{верх}} - \Sigma q}{T} \text{ м}^3/\text{сек}, \dots \dots \dots (1)$$

где A — приток фильтрационных вод в реку на рассматриваемом участке;

$Q_{\text{ниж}}$ — общее количество воды, протекшей за время T через нижний гидрометрический створ;

$Q_{\text{верх}}$ — то же для верхнего гидрометрического створа;

Σq — количество воды притоков, впадающих в реку на рассматриваемом участке;

T — период времени, за который велось наблюдение.

Приведенная формула справедлива только для рек, не используемых для целей орошения.

Для последних же наличие водозабора на цели орошения требует существенной поправки к приведенной формуле, какая и была введена Узводпроизом в балансовые расчеты.²

В развернутом виде со внесением указанных поправок водный баланс любого участка реки за некоторый промежуток времени представится в виде формулы:

$$A + M_{\text{сбр}} + M_{\text{ф}} = B + M_{\text{наг}} + M_{\text{ниф}} + M_{\text{исп}} \dots \dots \dots (2),$$

где A — приход воды через верхний створ участка;

¹ Труфанов „Речная гидрология“, стр. 60. Великанов „Гидрология суши“, стр. 79;

² Луценко, И. М. „К вопросу баланса воды в долине р. Зеравшана“. Рукопись. Архив Узводпроиза, г. Самарканд.

$M_{сб}$ — приход поверхностных водотоков, искусственных и естественных сбросов;

$M_{ф}$ — выклинивание грунтовых вод (воды фильтрационные);

B — забор воды на исследуемом участке ирригационной сетью;

$M_{инф}$ — потери воды через инфильтрацию в дно и берега;

$M_{исп}$ — потери и испарение с водной поверхности.

Не трудно видеть, что левая половина формулы содержит компоненты прихода, а правая — расхода воды.

Такие компоненты баланса, как A , B , $M_{сбр}$ и $M_{мгт}$ доступны, на основе существующих приемов гидрометрии, прямому наблюдению и изучению. Что касается остальных компонентов, то их величина может быть получена путем косвенных расчетов с той или иной степенью приближения.

Это особенно относится к величине $M_{ф}$ и $M_{инф}$, так как незначительная величина $M_{исп}$, несмотря на условность расчетов, не может играть большой роли в балансе.

Между тем $M_{ф}$ и $M_{инф}$, являясь функцией сложного комплекса факторов (геологического строения, высоты стояния грунтовых вод и уровня воды в поверхностных водотоках и пр.), изменяющихся как на протяжении исследуемого участка реки (пространственно), так и во времени, с трудом поддаются более или менее точному расчету.

Эта недоступность прямому измерению и затруднительность косвенных расчетов (а также и то обстоятельство, что перечисленные компоненты входят в баланс с разными знаками) вынуждает учитывать их совместный эффект, рассматривая как алгебраическую сумму.

Переносим перечисленные компоненты в одну сторону уравнения (2) вместе с $M_{сб}$, а в другую прочие компоненты, поддающиеся прямому измерению, получаем следующее уравнение:

$$B + M_{мгт} - A = (M_{сб} + M_{ф}) - (M_{инф} + M_{исп}) \dots (3)$$

Следует заметить, что, хотя величина $M_{сбр}$ для существующих условий также доступна прямому наблюдению и измерению, однако, для условий проектных ее определение является крайне затруднительным.

Кроме того, в тех же условиях искусственного орошения, $M_{сбр}$ очень часто представляет (кроме более редких случаев поверхностного транзитного сброса) выклинивание грунтовых вод в оросительных системах за счет инфильтрации в оросительной сети (т. е. за счет $M_{мгт}$) сбрасываемое в русло реки. Эти обстоятельства делают более удобным объединение $M_{сбр}$ вместе с прочими компонентами, как это сделано в уравнении (3).

Произведенное перестроение уравнения позволяет с большой долей достоверности получить численное значение для его правой половины, которое одновременно будет характеризовать суммарное значение всех остальных членов левой половины, для которой в дальнейшем вводится обозначение M_x . Если учесть, что $M_{исп}$ обладает ничтожной величиной и что $M_{сб}$ только в части складывается из поверхностного транзитного сброса, то полученное значение M_x может быть без больших погрешностей принято за суммарную величину выклинивания грунтовых вод на данном участке за известный промежуток времени.

Приведенная формула (3) позволяет установить величину грунтового выклинивания для существующих на данный момент условий. Однако, ирригационное устройство, существенным образом отражающееся на балансовых расчетах, не остается неизменным. Отсюда возникает потребность дать метод прогноза величины грунтового выклинивания для изменившихся условий ирригационного устройства.

Комплекс разнообразных элементов, составляющих ирригационную систему — орошаемая площадь, состав орошаемых культур, поливной режим, гидромодуль, коэффициент полезного действия системы, может меняться с величиной каждого из перечисленных элементов.

Однако, все эти изменения, с точки зрения значения их для грунтового выклинивания, унифицируются величиной забора оросительной воды из русла реки. Таким образом, если бы оказалось возможным установить функциональную зависимость между забором магистральными каналами ($M_{\text{маг}}$) и величиной грунтового выклинивания, то это позволило бы вычислить последнюю величину для любых условий изменившегося ирригационного устройства.

Согласно уравнения (3) величина грунтового выклинивания M_x складывается следующими составляющими:

$$(M_{\text{сб}} + M_{\text{ф}}) - (M_{\text{ниф}} + M_{\text{исп}})$$

В отношении зависимости от забора воды оросительными системами компонентов M_x , она совершенно очевидна для $M_{\text{сб}}$, $M_{\text{ф}}$ и $M_{\text{ниф}}$ и в меньшей степени для $M_{\text{исп}}$.

Таким образом, наиболее значительные компоненты M_x можно рассматривать как функцию от $M_{\text{маг}}$.

В эту зависимость входит также в качестве независимого переменного время, так как совершенно очевидно, что изменения $M_{\text{сб}}$, $M_{\text{ф}}$ и $M_{\text{ниф}}$ отделены от изменений $M_{\text{маг}}$ некоторым промежутком времени той или иной длительности. Установление величины смещения графиков $M_{\text{сб}}$, $M_{\text{ф}}$ и $M_{\text{ниф}}$ представляет самостоятельную проблему. Для целей установления количественных отношений функциональной зависимости M_x от $M_{\text{маг}}$ в первом приближении достаточно констатировать, что этот сдвиг по времени измеряется периодами порядка не меньше нескольких месяцев.

В предпринятых Узводпроизом попытках установления количественной зависимости M_x от $M_{\text{маг}}$, величины последних брались в значениях для следующих периодов:

1. M_x и $M_{\text{маг}}$ вегетационного периода.
2. M_x для вегетационного периода при величине $M_{\text{маг}}$ для полного гидрологического года.
3. M_x для невегетационного периода при величине $M_{\text{маг}}$ за невегетационный и предшествующий ему вегетационный период¹.

Спрямяя полученную ломаную линию и сводя, таким образом, количественную зависимость M_x от $M_{\text{маг}}$ к уравнению прямой типа $y = mx + b$ для Зеравшанской долины на участке (Дупули-Хазара), были получены следующие эмпирические формулы зависимости:

$$\begin{aligned} \text{I. } M_x &= 0,576 M_{\text{маг}} - 1431,3 \\ \text{II. } M_x &= 0,476 M_{\text{маг}} - 1581,7 \\ \text{III. } M_x &= 0,205 M_{\text{маг}} + 542,1 \end{aligned}$$

Следует отметить, что наименьшие расхождения между вычисленными по уравнению и фактическими значениями M_x получаются для уравнения типа II (M_x для вегетационного периода при величине $M_{\text{маг}}$ для полного гидрологического года.).

Как бы ни была груба и несовершенна установленная таким образом зависимость, она все же позволяет дать приближенное значение величины M_x для любых проектных условий ирригационного устройства $M_{\text{маг}}$, для этих изменившихся условий.

И. М. Луценко „К вопросу баланса воды в долине р. Зеравшан“. Рукопись. Архив Узводпроиза, г. Самарканд.

II. Вода, выклинивающаяся и используемая внутри систем

Учет воды, выклинивающейся и используемой внутри систем, мог бы производиться многими методами, из которых наиболее простыми являются следующие:

Первый метод состоит в том, что на основании установленного безвозвратного потребления (которое в среднем для известных нам примеров расчетов составляет около 75% воды, поданной на поле) находится то количество воды, которое поступает снова в поверхностные водотоки и вторично может быть использовано на орошение. При этом считается, что вся вода, потерянная на инфильтрацию, также превращается целиком в возвратную воду.

Второй метод заключается в сопоставлении забора воды магистральными каналами за вычетом потерь в сети с тем количеством воды, которое необходимо для нормального удовлетворения потребностей сельскохозяйственных культур, находящихся на полях данной системы.

Это сопоставление может дать два случая:

1. Или ордината потребления за известный промежуток времени будет равна или меньше ординаты подачи воды оросительной системы (с учетом потерь воды в сети) за тот же промежуток времени (для переводов $t_1 - t_5$ и $t_8 - t_{10}$ помещаемого ниже графика).

2. Или ордината потребления будет больше соответствующей ординаты подачи (для периода $t_5 - t_8$).

При этом, если во втором случае вегетация растений происходит нормально, то это может означать только, что растения восполняют недостаток в оросительной воде за счет выклинивающейся на системе воды.

Разность ординат потребления и подачи в данном случае и будет определять величину используемого выклинивания (заштрихованная площадь на графике).

Определив количество возвратной воды, использованной на орошение внутри системы, обоими методами, мы имеем возможность учесть отдельно воду, зависящую от ирригации и не зависящую от таковой.

Однако, первый метод определения количества возвратной воды обладает значительными недостатками. В самом деле, мы не можем всегда и в каждом пункте с достаточной точностью определить величину безвозвратного потребления.

Количество воды, просочившееся с орошаемых полей и соединившееся с грунтовой водой, является величиной переменной, зависящей в числе прочих условий и от глубины залегания грунтовых вод.

Кроме того, в одних случаях вся вода, потерянная на инфильтрацию из каналов, соединяется с грунтовыми водами, давая начало выклинивающимся водам, в других же случаях грунтовая вода превращается в выклинивающуюся воду не полностью.

Все это до крайности затрудняет пользование указанным методом, теоретически безупречным.

Это обстоятельство заставило при составлении балансов производить учет выклинивающейся воды по второму из указанных методов, оставляя тем самым не выясненной роль того и другого вида добавочной воды.

Разумеется, и второй метод учета также не может претендовать на большую точность, ибо в этом случае приходится оперировать с величинами, недостаточно изученными (потери воды в оросительной сети).

Но если при первом методе было необходимо знать не только качественность, но и количественность стороны явления, то при втором

последняя уже нас не интересует, что значительно облегчает и производимую работу.

При учете потерь воды в каналах приходится либо ориентировочно определять вероятное количество возвратных вод, задаваясь существующим коэффициентом полезного действия, либо отказаться от понятия коэффициента полезного действия и перейти к коэффициенту использования оросительной воды.¹

Понятие коэффициента использования является вполне реальным и сравнение его величины по отдельным районам за ряд лет, дало бы достаточно ясную характеристику каждого района, но в виду сложности этого комплексного явления и малой изученности всех его условий, невозможно предусмотреть, какое значение примет этот коэффициент после реконструкции оросительной системы.

Таким образом, представляется более удобным, при учете выклинивающейся воды, используемой внутри систем, пользоваться значениями коэффициента полезного действия, тем более, что по этому вопросу имеются многочисленные литературные данные и некоторые подсчеты, произведенные специально для южных речных бассейнов Узбекистана. Кроме того, значение коэффициента полезного действия более легко поддается и перспективной оценке, нежели значение коэффициента использования.

Однако, при производстве подсчетов необходимо иметь в виду, что возможное преувеличение коэффициента полезного действия даст запас прочности и гарантирует от преувеличения возможной к орошению земельной площади.

Имея определенный таким образом коэффициент полезного действия и величины головных заборов воды магистральными каналами по отдельным участкам той или иной долины, можно подсчитать то количество воды, которое приходит на орошение поля поверхностным током. Сопоставляя его с тем количеством ее, которое требуется на ту же площадь по нормам орошения, мы можем получить излишки и недостатки воды за данный отрезок времени. Конечно, эти величины (избытков и недостач) будут соответствовать действительности только при том условии, если принятые для режима нормы орошения, площади, на которые они подаются, и состав культур на них, также соответствуют действительности. Последнее обстоятельство требует при расчетах теоретического потребления пользоваться данными фактического размера орошаемых площадей и состава культур на них; показатели же режима орошения принимать в том виде, как они запроектировывались для данного года.

Надо сказать, что проектировка режима орошения основывается на практике многих лет, практике, проверенной опытом. Поэтому в целом и для крупных районов она может считаться отвечающей реальным условиям.

В том случае, если при сопоставлении графика потребления с графиком подачи воды на поля магистральными каналами, мы имеем превышение ординат первого над вторым, то это, указывает, что в данный отрезок времени недостаток поверхностного тока воды на поля по-полняется водой, выклинившейся из грунта в оросительную сеть, а может быть и на поля орошения. Таким образом, разность ординат определяет собой то количество выклинившейся воды, которое в данный момент было использовано на системе. Излишки воды, могущие иметь

¹ Коэффициент использования оросительной воды представляет собой величину, аналогичную коэффициенту полезного действия, но включающую в себя могущее иметь место пополнение живого тока канала по пути его прохождения от головы до орошаемых полей за счет грунтового потока.

место сверх использованной внутри системы, попадают в сбросную сеть и транспортируются ею до русла реки, или, что возможно, попадают в русла нижележащих оросительных каналов и используются на орошение на командуемых ими площадях. Вода, попадающая из системы в русло реки, учитывается русловым балансом.

В те периоды времени, когда ординаты графика подачи воды магистральными каналами нетто превышают таковые же фактического потребления, исчисленного теоретически, использование выклинившейся воды внутри системы не имеет места. В эти периоды времени вся эта вода либо попадает в нижележащие системы, либо сбрасывается в русло реки и в последнем случае также учитывается русловым балансом.

Совершенно очевидно, что вода, сбрасываемая из системы в реку, может быть и не только выклинившейся, но при некоторых значениях головного забора явится просто транзитным сбросом через системы в русло реки. Разделять эти два вида воды, поступающей из сброса в реку, не имеет смысла, так как, с одной стороны, фактически невозможно разделить сбросные выклинившиеся и сбросные транзитные воды, а с другой, такое разделение не имеет практического значения, так как, признавая отсутствие сквозных сбросов, мы несколько преувеличиваем долю выклинивающихся вод в сбросах, но одновременно точно на такое же количество преуменьшаем последние, использованные на системах. В итоге, при суммировании общего количества добавочных вод получается правильное количество их независимо от того, разделяем ли мы сбросные воды на собственно сбросные и выклинивающиеся.

Из всего изложенного выше видно, что на величину собственно выклинивающихся и сбросных вод влияет как коэффициент полезного действия, так и нормы полива; то и другое отражается на величине головного расхода. Однако, нельзя не сказать, что выклинивающиеся воды находятся лишь в прямой зависимости от величины головного расхода. Они находятся одновременно в обратной зависимости и от величины орошаемой площади. Иначе говоря, можно принимать, что при прочих равных условиях количество их пропорционально количеству воды, приходящемуся на единицу площади.

Поэтому, определяя количество выклинивающихся вод в перспективных условиях, мы можем утверждать, что водоотдача района изменится в отношении.

$$\frac{M_{\text{маг.}}^{\text{перс.}}}{M_{\text{маг.}}^{\text{сущ.}}} \cdot \frac{\Omega_{\text{сущ.}}}{\Omega_{\text{персп.}}} \cdot \dots \cdot 1 \dots (4)$$

где $M_{\text{маг.}}^{\text{перс.}}$ — забор воды в магистральные каналы за год в перспективных условиях;

$M_{\text{маг.}}^{\text{сущ.}}$ — то же в существ. условиях;

$\Omega_{\text{сущ.}}$ — площадь существующего орошения;

$\Omega_{\text{персп.}}$ — площадь орошения в перспективе.

Искомое количество возвратной воды, использованной на системе, будет равно:

$$W_{\text{иском.}}^{\text{возв.}} = W_{\text{сущ.}}^{\text{возв.}} \cdot \frac{M_{\text{маг.}}^{\text{перс.}}}{M_{\text{маг.}}^{\text{сущ.}}} \cdot \frac{\Omega_{\text{сущ.}}^1}{\Omega_{\text{персп.}}} \cdot \dots \cdot 1 \dots (5)$$

¹ Данная формула имеет безусловно ограничительное значение. Она, как и говорилось выше, верна только при прочих равных условиях.

Выклинивающиеся воды в бассейнах отдельных рек

А. Бассейн реки Зеравшан

Из всех рек югозападных бассейнов Узбекистана Зеравшан обладает наиболее богатым материалом гидрометрических наблюдений.

Поэтому вполне понятно, что наибольшее число попыток разработки водо-земельного баланса падает именно на Зеравшан. В этих работах проблема учета выклинивания грунтовых вод разрешалась с различной полнотой и различными методами. Наиболее полной в этом отношении является последняя проработка, предпринятая Узводпроизом в 1932 г. по заданию НТС Главводхоза. Развита выше методология представлена в ней полностью, что в значительной степени объясняется большей изученностью и знанием отправных расчетных элементов.

В согласии с изложенной в начале методологией, выклинивающиеся воды разбиты на две категории:

1. Русловое выклинивание.
2. Выклинивание в оросительных системах.

В обоих случаях исчисление выклинивающихся вод сделано как для существующего положения, так и для возможного изменения ирригационного устройства Зеравшанской системы.

а) Выклинивающиеся русловые воды

Для расчетной суммарной величины выклинивающихся вод в русле Зеравшана, последний, на основе данных балансовой гидрометрии их проработки, был разделен на два участка:

1. От Дупулинского до Хазаринского гидрометрических постов.
2. От Хазаринского поста и ниже.

Основанием для такого разделения является различная характеристика обоих участков в отношении роли выклинивающихся вод в русловом балансе.

Такое деление совпадает с естественным разделением Зеравшанского оазиса подходящими к руслу Зеравшана у Хазары с обеих сторон высотами, ограничивающими нижнюю часть долины (ниже Хазары) от верхней. В целом для нижнего участка (от Хазаринского поста и ниже) определение суммарной величины выклинивающихся вод (M_x), рассчитанное для 1927—28, 1928—29 и 1929—30 г. сопровождается отрицательным знаком, что указывает во всяком случае на превалирование процессов погружения и поглощения над процессами выклинивания.

Для первого участка (Дупули-Хазара) данные балансовой гидрометрии за 4 года (1926—27, 1927—28, 1928—29, 1929—30) позволяет установить следующие средние за четыре года значения величины M_x по отдельным месяцам года (см. табл. на след. стр.).

Таким образом, суммарное среднее значение величины выклинивающихся вод на участке Дупули-Хазара составляет за полный гидрологический год 2053 млн. m^3 при многолетнем среднем (за 18 лет) стоке Зеравшана по Дупулинской станции 5111,8 млн. m^3 , что дает 40% от годового стока. Для второго участка (ниже Хазаринского створа) величина M_x , определенная тем же методом, дает, как уже говорилось, отрицательное значение.

Согласно принятой методологии величина M_x интерпретируется как функция от значения $M_{\text{мгг}}$ (забора воды магистральными каналами).

Эмпирические формы этой зависимости для рассматриваемого участка (Дупули-Хазара) были приведены в начале настоящей работы.

Проектные условия были учтены и унифицированы величиной M_x для двух вариантов:

М е с я ц	Знак	Значение M_x в млн. m^3
Апрель	Плюс	217
Май	"	63
Июнь	Минус	8
Июль	"	11
Август	Плюс	62
Сентябрь	"	116
Октябрь	"	212
Итого за вегет. период	"	651
Ноябрь	Плюс	252
Декабрь	"	289
Январь	"	268
Февраль	"	235
Март	"	385
Итого за невегетац. период	"	1402
Всего за год	"	2053

1. Для варианта с оросительной нормой рисовых посевов $12900 \text{ м}^3/\text{га}$.

2. Для варианта с оросительной нормой рисовых посевов $16000 \text{ м}^3/\text{га}$.

Полученные значения M_x для обоих вариантов составили:

I вар. 1460 млн. m^3

II вар. 1652 " " ¹

Таким образом, величина M_x в проектных условиях сравнительно с существующими уменьшается и для того же среднего года составляет 28,6% для первого варианта и 32,4% для второго варианта.

Для второго участка попытка установить зависимость M_x и $M_{\text{маг}}$ дает для величины M_x значения, очень близкие друг к другу, в силу чего прямая этой зависимости обладает большим тангенсом, а следовательно (учитывая к этому незначительное количество имеющихся наблюдений) допускаем возможность крупной ошибки.

Во втором случае исчисления величины M_x в проектных условиях для вегетационного периода по зависимости от $M_{\text{маг}}$ за тот же вегетационный период дает 141 млн. m^3 , а по зависимости от $M_{\text{маг}}$ за полный год дает отрицательное значение в 58 млн. m^3 .

Если принять во внимание, что годовая средняя величина стока Зеравшана на Хазаринском створе составляет 2295,2 млн m^3 , найденные величины не могут играть существенной роли в балансе данного участка, а следовательно, и в полном балансе всей реки, в силу чего величина выклинивания и в проектных условиях для нижнего участка приравнивалась к нулю.

Чтобы закончить с исчислением выклинивающихся вод в русло Зеравшана, необходимо отметить, что, кроме абсолютной величины их стока за год или за вегетационный период, не менее важное значение имеет и конфигурация графика стока на протяжении рассматриваемого периода. Интерпретируя M_x как прямую функцию от $M_{\text{маг}}$, очевидно, что конфигурация этого графика будет в целом как то зависеть от конфигурации графика $M_{\text{магистр}}$ со значительным смещением по оси абсцисс второго графика от первого (вправо).

¹ Общая расчетная площадь при составлении баланса для проектных условий была принята равной 550540 га, из которой на долю риса падало 28326 га.

Однако, имеющееся количество наблюдений слишком незначительно, чтобы можно было установить и величину, и характер этого смещения.

Для существующих условий размещение величины M_x дается непосредственной обработкой гидрометрических данных. Можно думать, что при условии константности конфигурации графика $M_{\text{маг}}$ это распределение M во времени остается тем же.

Поскольку поливной режим Зеравшанской долины (верхн. уч.) примерно остается в проектных условиях тем же, что и в настоящее время, мы имеем возможность для размещения M_x во времени воспользоваться той-же конфигурацией графика (с соответствующим уменьшением ординат).

б) Вода, выклинивающаяся внутри системы

Для исчисления этой категории выклинивания Зеравшанская долина была распределена на участки.

1. Дупули-Хазара.
2. Хазара-Каракуль.
3. От Каракульского гидрометрического поста до конца оазиса.

Сравнительно с делением, принятым для руслового выклинивания, здесь выделен в особую единицу последний участок, прежде всего по обстоятельствам своего расположения (в самом конце системы теряющийся в песках пустынь). Кроме того, недостаточность гидрометрических данных по этому последнему участку и возможность больших погрешностей также требовали изолированных расчетов.

Сопоставление ординат забора магистралей ($M_{\text{маг}}$) с потреблением орошаемых полей в согласии с изложенным вначале методом по среднемесячным расходам за три года (1927, 1928, 1929 г.) дали следующие результаты.

Таблица

исчисления выклинивающихся вод, используемых в пределах оросительных систем на участке Дупули-Хазара за 1927, 1928 и 1929 годы в $\text{м}^3/\text{сек.}$

Месяцы	1927				1928				1929			
	$M_{\text{маг}}$	Потреб	Выклини- ван	% от $M_{\text{маг}}$	$M_{\text{маг}}$	Потр.	Выкл.	% от $M_{\text{маг}}$	$M_{\text{маг}}$	Потр.	Выкл.	% от $M_{\text{маг}}$
Апрель . . .	33,33	27,03	—	—	35,34	33,40	—	—	38,27	36,91	—	—
Май . . .	40,91	42,21	1,30	3,2	73,32	50,81	—	—	50,92	50,44	—	—
Июнь . . .	67,90	117,04	49,14	72,4	125,46	140,78	15,32	12,2	113,73	196,77	83,04	73,0
Июль . . .	104,68	122,99	18,31	17,5	135,45	151,07	15,62	11,5	116,35	204,16	87,81	75,5
Август . . .	103,49	109,94	6,45	6,2	128,88	134,99	6,11	4,8	116,48	182,05	65,57	56,3
Сентябрь . .	66,20	57,14	—	—	72,68	68,00	—	—	73,91	77,36	3,45	4,7

По данным приведенной таблицы использование выклинивающихся вод совершенно не обнаруживается в апреле; в мае мы его имеем только для одного 1927 г. и притом ничтожной величиной $1,30 \text{ м}^3/\text{сек.}$, точно также в сентябре для одного 1929 г. незначительным расходом $3,45 \text{ м}^3/\text{сек.}$ Для прочих месяцев! июнь: июль, август, величина выклинивания, наблюдавшаяся по всем трем годам, колеблется в значительных пределах.

Условное значение расчетных элементов, положенных в основу исчисления табличных данных, заставляет совершенно отказаться от учета выклинивания в мае и сентябре.

Среднее значение и размах колебания величины выклинивания для остальных месяцев представлены следующими цифрами.

Месяцы	Максим.	Средн.	Миним.
Июнь	83,04	49,20	15,32
Июль	57,81	30,60	15,62
Август	65,67	36,10	6,11

Следует заметить, что максимальные значения представлены в 1929 г и минимальные в 1928 г. Значительные колебания амплитуды побудили для расчетов системного выклинивания принять некоторое снижение исчисленных средних значений, а именно для июня и июля на 20%, а для августа на 40%.

Полученные таким путем расчетные значения для системы были отнесены к головам магистралей, с учетом коэффициента полезного действия, принятого для него участка 0,40.

Расчетные значения величины выклинивания для системы и для головы магистралей приводятся в следующей таблице в м³, сек.

Месяцы	Расчетное значение в системе	то же, отнесенное для головы магистрали
Июнь	39,40	98,50
Июль	24,50	61,40
Август	15,70	39,30

Аналогичные расчеты для второго участка (Хазара-Каракуль) с соответствующими поправками проделаны для двух лет 1928 и 1929 г. Их результаты представлены в помещаемой ниже таблице.

Исчисление величины выклинивающих вод
на участке Хазара-Каракуль в м³/сек.

Месяцы	M _{маг}	Потребле- ние	Выкли- нивание	% к M _{маг}	M _{маг}	Потребле- ние	Выкли- нивание	% к M _{маг}	Макс.	Сред.	Мин.	% по- правки	Расчетн. значен.	
													Для сист.	Для гол. маг.
	1928 год				1929 год				Значения M _x					
Март														
Апрель	26,82	42,16	15,34	57,2	21,01	43,37	22,36	106,0	22,36	18,85	15,34	40	15,10	33,60
Май . .	7,51	1,82	—	—	12,77	1,36	—	—	—	—	—	—	—	—
Июнь .	47,08	31,13	—	—	37,67	32,77	—	—	—	—	—	—	—	—
Июль .	50,63	59,00	8,37	16,5	56,28	64,89	8,61	15,3	8,61	8,49	8,37	20	6,80	15,10
Август .	48,30	61,82	13,52	28,0	53,93	68,77	14,84	27,6	14,84	14,18	13,52	20	11,40	25,40
Сентябрь	27,67	38,29	10,62	38,4	26,22	34,68	8,47	32,3	10,62	9,54	8,46	20	7,60	16,90

Что касается третьего участка от Каракулы до конца оазиса, то произведенное сопоставление ординат потребления и заборов магистральных

¹ При $\eta=0,45$

каналов для двух (1928 и 1929) лет обнаруживает везде значительное превышение ординат магистрального забора над потреблением. Это обстоятельство свидетельствует, что на данном участке выклинивание не играет существенной роли в системном балансе участка.

в) Общая величина возвратной воды в балансовых расчетах Зеравшана

По своему содержанию полученные величины руслового и системного выклинивания не однородны. Исчисленные значения величины руслового выклинивания выражают абсолютную реальную добавку воды в русловом потоке.

Такие же значения в системе, отнесенные к головному забору магистральных каналов, являются до некоторой степени относительным показателем. По существу они показывают, какое количество воды должно было бы быть подано дополнительно в магистральные каналы, в условиях отсутствия повторного использования оросительной воды в системе.

Однако, практическое значение обоих величин, несмотря на их некоторую разнородность, совершенно одинаково. Обе они показывают, на какую дополнительную величину водных ресурсов в дополнение к русловому стоку по верхнему гидрометрическому посту сможет рассчитывать водопотребление. С этой точки оба значения выклинивания могут быть суммированы.

Это суммарное значение возвратной воды в расходах и стоках для существующих и проектных условий Зеравшана представлено следующей таблицей:

Для существующих условий в млн. м ³				Для проектных условий в млн. м ³		
Месяцы	Русловое выклини.	Системное выклини.	Итого	Русловое выклини.	Системное выклини.	Итого
Апрель	+217	+87	304	+153,4	+49,77	+203,17
Май	+63	—	63	+25,5	—	+25,5
Июнь	—8	+255	247	—34,0	+145,41	+111,41
Июль	—11	+205	194	—38,4	+116,78	+78,38
Август	+62	+173	235	+12,6	+98,83	+111,43
Сентябрь	+116	+44	160	+71,9	+24,88	+96,78
Октябрь	+212	—	212	+148,0	—	+148,0
Ноябрь	+252	—	252	+237,0	—	+237,0
Декабрь	+289	—	289	+270,0	—	+270,0
Январь	+268	—	268	+251,0	—	+251,0
Февраль	+288	—	288	+270,0	—	+270,0
Март	+305	—	305	+285,0	—	+285,0
Всего за год	2053	764	2817	1652	435,67	2087,67

Таким образом, эффект выклинивающихся вод как русла, так и в системе, составляет от среднего стока реки 55%. Эта же величина для проектных условий составит от того же среднего стока 41%.

(Окончание следует)

Применение асфальто-бетона при облицовке каналов

1. Цель исследования

Главные потери воды в ирригационных системах происходят вследствие фильтрации, обуславливающейся свойствами грунтов, в которых проходит канал. Кроме физико-химических свойств грунта, имеет большое значение также величина смоченного периметра, горизонт воды в канале, уровень грунтовых вод и другие факторы.

Потеря на фильтрацию в ирригационных системах составляет до 50% забираемой для орошения воды и является основной причиной неблагоприятного баланса грунтовых вод орошаемой территории, вызывая заболачивание и, как следствие этого, засоление площадей.

При важном значении эксплуатационных мероприятий по борьбе с фильтрацией в каналах, проводимых путем наиболее рационального режима работы сети и путем поддержания каналов в надлежащем состоянии, весьма продуктивным покрытием являются одежды земляных каналов.

Применение одежды не получило еще широкого распространения, что объясняется, с одной стороны, дороговизной, сложностью устройства и отсутствием благоприятных условий эксплуатации облицовок инженерного типа, а с другой стороны — малой изученностью простейших методов борьбы с фильтрацией.

По облицовкам инженерного типа изучение ведется в направлении рационализации и удешевления процессов производства, подбора и апробации составов с наименьшим содержанием дефицитных материалов, а также с заменой их не дефицитными или менее дефицитными, и особенно местными материалами, но без снижения прочности облицовки и эффекта ее действия.

К строительным материалам, употребляемым для облицовок, предъявляются следующие требования:

1. Водонепроницаемость для устранения потери протекающей в оросительных каналах воды.
2. Стойкость в отношении минерализованных вод и вод, содержащих свободную углекислоту.
3. Морозостойкость (сопротивление выветриванию).
4. Достаточная сопротивляемость действию динамических и статических сил (повышенная пластичность и прочее).
5. Допустимость работ в любое время года.
6. Экономическая доступность и быстрота достижения практически необходимой крепости.

Из числа материалов, более или менее отвечающих требованиям, на первое место нужно поставить бетоны как обыкновенные, так и асфальтовые (холодный и термический). Из всех гидравлических бетонов наиболее удобным является бетон с глиноземистым цементом как по скорости твердения, так и водонепроницаемости и химической стойкости в минерализованных водах. В условиях действия минерализованных вод могут быть применены пуццолановые портланд-цементы (за исключением глинист-портланд-цемента, впредь до подробного изучения его)¹, и шлако-портланд-цементы, а именно в тех случаях, когда не требуется срочно вводить в эксплуатацию гидротехническое сооружение.

Асфальто-бетон заслуживает предпочтения перед гидравлическими бетонами в виду следующих его свойств.

1. Асфальтовый бетон, производящийся путем перемешивания при нагревании каменных обломочных материалов, тех же, какие применяются для цементного бетона, т. е. щебня, гравия и песка, с битумом и тонким асфальтовым порошком, или заполнителем минерального происхождения, при правильном соотношении составных частей является материалом практически водонепроницаемым.

2. Минерализованные воды и воды, содержащие свободную углекислоту, а также и перемены погоды, не производят заметного действия на асфальтобетон.

3. Механическими свойствами асфальто-бетон при надлежащем составе и обработке его удовлетворяет требования в большей мере, чем гидравлические бетоны, так как асфальтовый бетон лучше сопротивляется истиранию и значительно более их пластичен.

4. Асфальто-бетон допускает производство работ с ним в любое время года, ремонт повреждений несложен.

5. Для своего твердения асфальто-бетон не требует увлажнения, чем достигается определенная экономия по сравнению с обычным портланд-цементным бетоном и раствором.

6. В экономическом отношении асфальтовый бетон также удовлетворяет поставленным условиям.

7. Кроме перечисленных свойств, асфальтовый бетон обладает одним существенным преимуществом перед гидравлическими бетонами, а именно: допустимостью переработки материала, т. е. предоставляется возможность пользоваться материалами, бывшими в употреблении без ухудшения свойств². Это доказано при ремонтах асфальто-бетонной облицовки на опытном участке в Золотой орде.

II. Физические свойства составляющих асфальто-бетон материалов³

Исследование битумов шло в направлении изучения физико-механических свойств дуктильности—пенетрации, глубины проникания, температуры, начала плавления.

Для разработки рецептов асфальто-бетона Ходжабакирганскому строительству, были исследованы бакинский битум и местные минеральные составляющие.

Данные испытаний битума сведены в табл. 1.

¹ Резолюция расширенного совещания по коррозии бетона. Отделение технических наук. Комиссия инженерных сооружений и стройматериалов. Иадат. Академии наук Союза СССР. 1936 г.

² Технический отчет за 1933 г. по произведенной работе по договору с Чирчик-строем, Технический отчет составлен спец. Григорьевой А. Н., Морским М. Д., Царевым Н. И.

³ Лабораторные исследования проведены мл. спец. Меренковой Э. Я.

Таблица 1

№ п. п.	Наименование битума	Глубина проникания в 0,1 мм при температуре 25°C	Тягучесть в см при температуре 25°C	Температура начала плавления методом кольца с шаром в градусах С
1	Бакинский	46,7	32,1	55,0

Минеральные составляющие были взяты из следующих мест: шагала — вблизи железнодорожной линии; лесс — в двух километрах от насосной станции (рядом с дорогой, идущей от насосной станции к кишлаку Унжи).

В целях получения необходимых для проектирования фракций, шагала был разбит по крупности на песок и гравий. Песок получен пропуском шагала через сито в 2,5 мм. Гравий взят от 25 и 15 мм.

Кроме того, из крупного гравия был надроблен щебень с максимальными фракциями также в 25 и 15 мм.

В качестве заполнителя был взят порошок из того же гравия, полученный помолом на шаровой мельнице до такой тонкости, какая должна удовлетворять техническим условиям, предъявляемым к заполнителям.

В качестве заполнителя, кроме того, был взят лесс, который так же предварительно был перемолот.

В результате подготовки инертных материалов к проектировке нами были получены гравий, щебень, песок, заполнители, гранулометрический анализ которых приводится в нижеследующих таблицах 2, 3.

Таблица 2

№ п. п.	Наименование материалов	Остаток на ситах в % по весу при диаметре в мм				Прошло через 5 мм	Объемный вес гр/см ³	Удельный вес
		20	15	10	5			
1	Гравий от 25 мм	16,66	20,46	24,7	29,05	9,13	1,92	2,7
2	„ от 15 мм	—	—	—	—	—	1,93	2,7
3	Щебень от 25 мм	34,71	43,26	15,75	3,64	2,64	1,61	2,7
4	„ от 15 мм	—	—	30,02	47,87	18,11	1,89	2,7

Гранулометрический анализ, песка высева из щебня и заполнителя

Таблица 3

№ п. п.	Наименование материала	Остаток на ситах в % по весу при диаметре в мм							Прошло через сито 0,088	Объемный вес гр/см ³	Удельный вес
		3,0	2,0	1,02	0,49	0,20	0,12	0,088			
1	Песок Ходжабакирганский	2,38	9,24	10,38	18,92	34,47	12,64	4,42	7,55	4,96	2,7
2	Высевки из щебня . . .	29,0	17,63	15,96	23,20	18,28	6,60	3,5	17,52	—	2,7
3	Заполнитель из известняка	—	0,2	0,15	2,15	4,95	13,99	10,65	68,09	1,56	2,7

Определение объемного и удельного веса взятых материалов проводилось обычным способом: удельный вес определялся валюмометром Лешаталье-Кандло и объемный вес путем утряхивания материала в литровом сосуде до постоянного веса на трясущем приборе Тетмайера.

Данные определений приведены в таблицах 2, 3 и 4.

Определение фракционного состава заполнителя из лесса производилось по методу Робинсона, при чем подготовка грунта к анализу велась путем отмыва растворимых солей дистиллированной водой и последующим его кипячением. Содержание фракций дается в процентах от промытого грунта.

Результат фракционного состава приведен в таблице 4.

Таблица 4

№ п. п.	Ф р а к ц и и						Удельный вес	Объемный вес гр/см ³
	I	II	III	IV	V	VI		
	>0,25	0,25—0,05	0,05—0,01	<0,01	0,005	0,0001 и мельче		
1	1,48	11,48	20,06	63,40	2,56	1,02	2,65	1,43

III. Проектировка составов асфальто-бетона и испытания его

Нашими работами за прежние годы установлено, что подбор минеральных масс для крупного и среднезернистого асфальто-бетона дает лучшие результаты при применении экспериментального метода при условии, если удельные веса минеральных масс равны или тождественны, поэтому в работе по подбору минеральных масс для асфальто-бетона был принят этот метод.

Экспериментальный метод подбора минеральных масс заключается в постепенном заполнении пор крупных фракций более мелкими, или наоборот, до получения наименьшего количества пористости в смеси из разных фракций компонентов.

Уплотнение смесей велось на копре Боме в кубической форме с размером сторон 7,07 см, при чем заполнение производилось в два слоя и на каждый слой давалось по 20 ударов, весом молотка 4 кг.

Удельный вес минеральных смесей определялся по формуле:

$$D_m = \frac{100}{\frac{P_1}{D_1} + \frac{P_2}{D_2} + \frac{P_3}{D_3} + \dots} \quad (1)$$

где $P_1, P_2, P_3, \dots$ — количество минеральных масс (гравий, щебень, песок, заполнитель) в процентах;

D_1, D_2, D_3 — удельные веса минеральных масс, входящих в состав смеси.

В результате подбора таким образом минеральных масс, нами получено шесть рецептов асфальто-бетона и один рецепт асфальтового раствора, приводимых в таблице 5.

Пористость минеральной массы определялась по формуле:

$$A_m = 100 \left(1 - \frac{R_m}{D_m} \right) \% \quad (2),$$

где R_m — объемный вес минеральной массы.

Таблица 5

№№ ре- цептов	Наименование материалов, в составе мине- ральной массы	Колич. в %/о	Объем. вес в гр/см ³	Пористость в %/о
1	2	3	4	5
1	Гравий от 25 до 2 мм	42,82	—	—
	Песок	34,10	2,25	16,7
	Известняковый заполнитель	23,08	—	—
2	Песок	83,33	2,07	23,1
	Лессовый заполнитель	16,67	—	—
	Гравий от 25 до 2 мм	50,6	—	—
3	Песок	40,3	2,19	18,6
	Лессовый заполнитель	9,1	—	—
	Гравий от 15 до 2 мм	51,3	—	—
4	Песок	25,6	2,25	15,7
	Лессовый заполнитель	23,1	—	—
	Щебень от 25 до 0 мм	49,1	—	—
5	Песок	34,2	2,2	18,2
	Лессовый заполнитель	16,7	—	—
	Щебень от 25 до 0 мм	59,5	—	—
6	Песок	23,8	2,34	13,3
	Известняковый заполнитель	16,7	—	—
	Щебень от 15 до 0 мм	51,29	—	—
7	Песок	25,64	2,25	16,3
	Известняковый заполнитель	23,07	—	—

Из полученных смесей были приготовлены образцы для испытания их на временное сопротивление сжатию, в воздушно-сухом и насыщенном водой состоянии, на водопоглощаемость и водопроницаемость.

Количество битума для каждой смеси ориентировочно подсчитывалось по формуле

$$B = \frac{A_m \cdot d_b \cdot K}{R_m} \dots \dots \dots (3)$$

где B — количество битума в весовых единицах;

d_b — удельный вес битума;

K — коэффициент расширения битума и коэффициент уменьшения битума за счет улучшения уплотнения смеси с битумом, равным 0,85;

A_m — пористость (процент пустот) минеральной массы.

Для окончательного определения количества битума по каждому рецепту, было приготовлено несколько замесов асфальто-бетонной массы, с различным количеством битума.

Приготовление асфальто-бетонной массы производилось в лопастной мешалке следующим образом: составленная по рецепту минеральная масса загружалась в мешалку и нагревалась до температуры 175°C. Одновременно нагревался битум до той же температуры. После нагрева к минеральной массе добавлялся битум, и нагревание продолжалось при той же температуре в течение пяти минут, и в то же время производилось перемешивание массы с битумом, при чем давалось 240 оборотов вала мешалки.

Из приготовленного таким образом асфальто-бетона изготовлялись кубики размеров 7,07×7,07×7,07 см для испытания на временное сопротивление сжатию при температуре 20° С, в сухом и в насыщенном водой состоянии, и на водопоглощаемость и, образцы размером 20×20×3,5 см — на водопроницаемость.

Через сутки после приготовления образцов производился обмер, взвешивание их, определение удельного веса, объемного веса, пористости и водопоглощаемости.

Удельный вес асфальто-бетонных образцов определялся по формуле:

$$D_{асф} = \frac{(B+100) D_m d_b}{100 d_b + B D_m} \dots \dots \dots (4),$$

где B — процент битума в минеральной массе;

d_b — удельный вес битума;

D_m — удельный вес минеральной массы.

Объемный вес асфальто-бетонных образцов определялся делением веса на объем.

Пористость в асфальто-бетоне определялась по формуле:

$$H_{асф} = \left(1 - \frac{P_{асф}}{D_{асф}} \right) \cdot 100\% \dots \dots \dots (5),$$

где $P_{асф}$ — объемный вес асфальто-бетонного образца;

$D_{асф}$ — удельный вес его.

Испытание на временное сопротивление сжатию производилось на гидравлическом 60-тонном прессе.

Испытание на водонепроницаемость производилось на приборе Бурхарда. Сначала образец подвергался действию напора воды в 0,5 атмосферы в течение часа, затем через каждый час давление увеличивалось на 0,5 атмосферы, пока не достигало 3,0 атмосферы.

Водопоглощаемость определялась следующим образом: взвешенные кубики размером $7,07 \times 7,07 \times 7,07$ погружались в воду сначала на $\frac{1}{4}$ высоты, через каждые сутки высота воды поднималась на $\frac{1}{4}$ высоты до тех пор, пока образец не оказывался погруженным в воду до верхней площади, которая остается не покрытой водой.

Через сутки после того, как вода долита до верхней площади образца, кубик вынимался из воды, вытирался и взвешивался. Водопоглощаемость определялась по формуле:

$$\frac{a-b}{b} 100\% \dots \dots \dots (6)$$

где b — вес образца до насыщения;

a — вес образца после насыщения.

Данные результатов всех испытаний полученных рецептов асфальто-бетона сведены в таблицу 6.

Результаты наших исследований за прежние годы и вышеприведенные данные дают не только положительное, принципиальное разрешение вопроса о возможности применения местных материалов, но и целый ряд практических указаний. Последнее обстоятельство важно, так как строительства Средней Азии не могут ориентироваться исключительно на привозное сырье (битум, заполнители и др.)

Употребление лесса в качестве заполнителя взамен молотого известняка возможно, хотя это требует увеличения процентного содержания битума. Возможно употребление гравия взамен щебня.

Наиболее полной характеристикой полученных рецептов может служить таблица 6, представляющая собой показатель изменений данных физико-механических испытаний приготовленных асфальто-бетонных образцов в зависимости от каменно-обломочного материала, но и различные вариации в зависимости от употребляемого заполнителя, процента содержания битума.

Одним из основных требований, предъявляемых к асфальто-бетону, является его водонепроницаемость.

№№ результатов	Наименование заполнителя	Наименование намен. общ. мочных мате-риал.	% битума	Остаточность пористости	Всег. сопротивл. в кг/см ²		Водопоглощ. п. %	Водопроницаемость	Примечание
					Воздушно-сухих	насыщ. водой состоян.			
1	Известняковый	Гравий	4,5	5,9	26,7	25,6	0,96	Выдержал 3,0 атм.осф.	Масса на вид жиловатая
2	Лесовый	песок	8	14,8	23,1	22,8	0,34	Выдержал 2,5 атм.осф.	
3	Лесовый	гравий	4,5	18,7	16,1	17,8	1,8	Вода прошла при 0,5 атм.осф. р.	
3	"	"	5,5	14,5	16,5	—	—	Выдержал 3,0 атм.осф.	Масса суховатая
3	"	"	5,5	10,1	18,4	23,4	0,54	Вода прошла при 3 атм.осф.	
4	"	"	5,5	12,3	24,6	23,8	1,21	Выдержал 3,0 атм.осф.	
4	"	"	6,3	5,0	19,2	22,4	0,61	Вода прошла при 2,0 атм.осф.	Масса суховатая
5	"	щебень	6,0	1,3	17,0	—	—	Вода прошла при 0,5 атм.осф.	
6	Известняковый	"	4	18,6	20,3	—	—	Вода прошла при 0,5 атм.осф.	
7	"	"	5,0	15,7	21,7	17,4	2,17	Вода прошла при 3,0 атм.осф.	Масса суховатая
7	"	"	5,5	16,2	24,5	19,6	1,95	Вода прошла при 3,0 атм.осф.	
7	"	"	6,0	15,0	24,5	35,2	1,69	Вода прошла при 3,0 атм.осф.	
7	"	"	7,0	7,07	25,0	25,8	0,41	Вода прошла при 3,0 атм.осф.	

На основе этого можно рекомендовать для производства следующие рецепты, сведенные в таблицу 7.

Таблица 7

№№ п. п.	№ рецептов	Процент содержания битума
1	1	4,5
2	3	5,0
3	4	5,5
4	5	6,0
5	7	6,0

IV. Стоимость асфальто-бетона

В местностях, к которым нужно отнести Ходжабакирганское строительство, где цементный бетон, как материал для облицовок, может оказаться недолговечным, асфальто-бетон будет вполне рациональным, основываясь на преимуществах асфальто-бетона при действии агрессивных вод.

На основе проведенных за ряд лет опытных работ в Золотой орде, ниже приводятся данные о стоимости работ по устройству облицовок из асфальто-бетона.

При установлении стоимости асфальто-бетона были учтены подготовительные работы, стоимость рабсилы, материалов, производство и транспортировка асфальто-бетона, укладка, амортизация оборудования и пр.

Стоимость рабсилы и материалов, идущих на производство и укладку асфальто-бетона, принята вне зависимости от состава и в зависимости от него. К стоимости, зависящей от состава, относятся стоимость всех компонентов асфальто-бетона, как то: битум,

заполнитель, каменные обломочные материалы (щебень или гравий, или песок).

Приготовление асфальто-бетонной массы производилось в асфальтовой установке фирмы „Уорен“.

Приготовление щебня производилось на дробилке „Джеффри“, а помол заполнителя на мельнице „Форплекс“.

Результаты стоимости асфальто-бетона, как то: ведомость стоимостей материалов, расход горючего, количество расхода материалов, стоимость разных рецептов и стоимость одного куб. м асфальто-бетонной облицовки, уложенной в деле, сведены в таблицы 8, 9, 10, 11 и 12, причем расценки взяты по опытным полевым работам 1930—31 г.

Ведомость стоимостей материалов

Таблица 8

№ п/п.	Наименование	Цена сырья в рубл.	Цена дробл. 1 м³	Цена грохоч. 1 м³	Цена 1 м³ матер.	Цена одной тонны	Примечание
1	Гравий	9,68		1,50	11,18	5,59	Объемный вес принят в среднем 2,0 т/м³. Цены для минеральной массы взяты согласно калькуляции произведенным работам Санири на опытном участке в Золотой орде.
2	Щебень	9,48	3,11	1,80	14,09	7,06	
3	Песок	9,68	—	3,00	12,68	6,34	
4	Заполнитель из известняка	тонна					
5	Надбавка на распыление и утряску . .	16,03					
		1,60					
		17,63	4,10	0,60	—	22,33	
6	Битум бакинский . .	тонна					
		120,00	—	—	—	120,00	
7	Заполнитель из лесса	тонна					
		13,30	—	—	—	13,30	

Для выявления стоимости облицовок каналов обычным бетоном из цемента привожу данные, взятые из отчета по обследованию облицовок каналов в Туркмении, произведенных Санири в 1936 году¹.

Канал Гатур-ата. Расход канала в среднем 400 лит/с при ширине по дну в 0,50 м, при глубине от 0,30 до 0,55 м при одиночных откосах, с толщиной облицовки в 5,0 см. Общая площадь бетонирования 15300 м². Уложенный бетон имел номинальный состав его 1:2, 5:5. Подготовка дна велась путем утрямбовки и заделки переборов глиной с саманом. Температурные швы заделывались асфальтовым раствором через 5,00 м. Ширина температурного шва принята в 2,0 см, шов затирался сверху раствором.

Средняя стоимость облицовки выражается в 4 р. 90 к. за один кв. м.

Канал Кишинка и Ашхабадка. Расход канала Кишинки принят от 490 до 500 лит/сек, а канала Ашхабадка от 262 до 288 лит/сек. Средняя ширина по дну в 1,00—2,00 м, при глубине в 1,00 м при одиночных откосах, при толщине облицовки в 5,0 см, с устройством на дне канала дренажа, в виде слоя шагала толщиной в 10 см, с устройством температурных швов из асфальтового раствора через 5—13 м. Ширина температурного шва принята в 2,0 см. Номинальный состав уложенного бетона 1:3:4. Общая длина бетонированного канала около 15 километров. Средняя стоимость облицовки выражается в 6 р. 70 к. за один кв. м.

¹ Обследование произвел специалист Горбенко И. И.

Расход горючего и стоимость его на один куб. м и кв. м асфальто-бетонной облицовки

Таблица 9

№ п. п.	Наименование горючего и смазочного	Количество и стоимость на 1 кв. м облицовки													
		Толщина 70 мм				Толщина 50 мм				Толщина 35 мм				Толщина 25 мм	
		Ко- лич. в кг.	Цена в коп.	Сум- ма в р. и к.	Ко- лич. в кг.	Цена в коп.	Сум- ма в коп.	Ко- лич. в кг.	Цена в к.	Сум- ма в коп.	Ко- лич. в кг.	Цена в к.	Сум- ма в коп.		
1	Расход жидкого горючего для подготовки пара для машины, подогрев битума в котле и на- грев мнеральной массы во вращающемся барабане нефти всего	80	8	6,40	5,6	45	4	8	32	2,8	23	8	8	16	
2	Горючее твердое топливо на под- нятие пара и подогрева битума	32	5	1,60	2,2	11	1,6	5	8	1,1	6	5	5	4	
3	Расход топлива твердого для на- гревания трамбовок и гладил- ок при укладке облицовки	50	5	2,50	1,4	7	1	5	5	0,7	4	5	5	3	
4	Расход смазочного на установку по подогреву смеси	1,205	33	0,40	0,84	28	0,6	33	20	0,42	14	33	33	10	
5	Расход горючего на дробление за- полнителя из известняка на дробилке „Джеффри“ на 1 тон- ну известняка лигронна	20,62	30	6,19	смазоч. на тон.-тавота	—	—	—	—	—	—	—	33	11	
6	То же заполнителя на „Фор- плексе“	41,30	30	12,39	—	—	—	—	—	—	—	—	33	21	

Количество расхода материалов на один куб. м. асфальто-бетона и один кв. м при различной толщине облицовки

Таблица 10

№ п. п.	Наименование материалов	% содержания	№ рецептов	Кол-во мат-риалов на 1 куб. м в кг.	Количество материалов на 1 кв. м при различной толщине облицовки				Объем. вес асфальто-бетона
					70 мм в кг.	50 мм в кг.	35 мм в кг.	25 мм в кг.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Гравий от 25 до 2 мм . . .	40,89	—	941	68	47	34	24	2,30
2	Песок	32,57	1	748	52	37	26	19	
3	Известняковый заполн . . .	22,04		507	36	25	18	13	
4	Бакинский битум	4,5		104	7,3	5,2	3,7	2,6	
1	Гравий от 25 до 2 мм . . .	48,07		1057	74	52	37	26	2,20
2	Песок	38,28	3	842	58	42	29	21	
3	Лессовый заполнитель . . .	8,65		190	13,3	10	7	5	
4	Бакинский битум	5,00		110	7,7	5,5	3,9	2,8	
1	Гравий от 15 до 2 мм . . .	48,47		1066	74	53	37	27	2,20
2	Песок	24,20	4	532	37	26	19	13	
3	Лессовый заполнит.	21,83		480	34	24	17	12	
4	Бакинский битум	5,50		121	8,5	6,0	4,2	3	
1	Щебень от 25 до 2 мм . . .	46,15		1107	78	55	39	28	2,40
2	Песок	32,15		771	54	38	27	19	
3	Заполнит. лессов	15,7	5	376	26	20	13	10	
4	Бакинский битум	6,00		154	10,8	7,7	5,4	3,9	
1	Щебень от 15 до 0 мм . . .	48,22		1012	70	50	35	25	2,10
2	Песок	24,09	7	506	35	25	18	13	
3	Известняков. заполнит . . .	21,69		456	32	22	16	11	
4	Бакинский битум	6,00		126	8,7	6,3	4,4	3,2	

Стоимость разных рецептов асфальто-бетона, как одного куб. м и кв. м облицовки

Таблица 11

№ п. п.	Наименование	% содержания битума	Стоим. 1 куб. м без укладки	№ рецептов	Стоимость одного кв. м. разной толщины с укладкой на место				Примечание
					70 мм	50 мм	35 мм	25 мм	
					Р. к.	Р. к.	Р. к.	Р. к.	
	Стоимость, выра- ботки асфаль- то-бетона								Укладка на место готового асфальто-бето- на при толщи- нах
1	Среднезернистый	4,5	61,30	1	4,89	3,47	2,50	1,88	70 мм — 60 коп. 50 мм — 40 коп. 35 мм — 35 коп. 30 мм — 30 коп.
2	Среднезернистый	5,0	50,59	3	4,14	2,93	2,42	1,77	
3	Мелкозернистый	5,5	52,50	4	4,23	3,03	2,19	1,62	
4	Среднезернистый	6,0	59,99	5	4,80	3,40	2,45	1,80	
5	Мелкозернистый	6,0	65,46	7	5,18	3,67	2,64	1,94	

Стоимость одного кубометра облицовки, уложенной в деле при разной толщине облицовки

Таблица 12

№ п. п.	Описание составов	%, содержание битума	№ рецепта асфальто-бетона	Толщина облицовки в мм				Примечание
				70	50	35	25	
	Стоимость одного кубометра асфальто-бетона, уложенного в дело различных составов:							
1	Среднезернистый	4,5	1	68,46	69,40	70,00	75,20	
2	Среднезернистый	5,0	3	57,96	58,60	67,76	70,08	
3	Мелкозернистый	5,5	4	59,92	60,60	61,32	64,80	
4	Среднезернистый	6,0	5	67,20	68,00	68,60	72,00	
5	Мелкозернистый	6,0	7	72,52	73,40	73,92	77,60	

Канал Сакиз-яб. Канал имеет две ветви: левую и правую. Расход для левого канала 1500 лит/сек, а для правого 1000 лит/сек. Типовое сечение канала для расхода в 1000 лит/сек. следующее: ширина по дну 0,51 м, глубина 0,71 м, откосы одиночные. Толщина облицовки принята в 5,0 см. Устроен на дне канала дренаж в виде слоя шагала, толщиной в 10 см. Температурные швы заполнены дощечками. Общая длина канала 1800 м. Средняя стоимость облицовки выражается в 7 р. 32 к. за один кв. м.

Таким образом, стоимость бетонной облицовки толщиной в 5 см в среднем можно принять за один кв. м 6 р. 31 к.

Сравнивая таблицу 10 стоимостей разных рецептов асфальто-бетонной облицовки при той же толщине как бетонной облицовки, в среднем можно принять за один кв. метр 3 р. 50 коп.

Таким образом, бетонная облицовка дороже асфальто-бетонной в 1,8 раза или на 55,5%.

Вследствие того, что запроектированные по Ходжа-бакиргану каналы по своим размерам аналогичны рассматриваемым каналам Туркменини, можно вычисленную их стоимость взять для расчета облицовки каналов Ходжабакирганского строительства. Приведем грубый расчет.

По данным Сазгипротода, для орошения Ходжабакирганского массива необходимо произвести облицовку канала около 200 километров.

Принимая средний смоченный периметр в 2,24 м, получим общую площадь облицовки каналов в 448000 м². Взяв стоимость за один кв. м обычной бетонной и цементной облицовки за 6 р. 31 коп., а асфальто-бетонной — 3 р. 50 к., мы получим следующие цифры, характеризующие стоимость различных видов облицовок:

обычного бетона — 2826880 руб.

асфальто-бетона — 1568000 „

т.е., при замене обычной бетонной облицовки асфальто-бетонной, строительство экономит 1258880 р.

Следует также отметить, что асфальто-бетонная облицовка будет намного удобнее в эксплуатации и вследствие весьма слабой истираемости будет иметь большой срок службы.

Выводы

1. Доказана возможность применения для асфальто-бетона м³ых заполнителей — лесса и молотого известняка.
2. Доказана возможность употреблять гравий вместо щеб³.
3. Производству можно рекомендовать пять рецептов асфальто-бетона (см. таблицу 7) с различным содержанием битума и заполнителями.
4. Для удешевления асфальто-бетонной облицовки следует применять смесь бакинского битума с ферганским.¹
5. Применение для облицовки каналов Ходжа-бакирганским строительством асфальто-бетона дает строительству значительную экономию.
6. По сравнению с облицовкой из обычного бетона асфальто-бетонная облицовка экономичнее в эксплуатации и будет иметь большой срок службы.

¹ А. Н. Григорьева „Ферганские битумы и смеси из них“ Ж-л Ирригация и гидротехника, №2 за 1935 г.*

Д. А. Степанов

Ответственный редактор ~~Г. А. Степанов~~

Зам. отв. редактор Б. Я. Моисеев

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