Н-9

Государственный комитет
Узбекской ССР по мелиорации и водному хозяйству
Институт «Узгипроводхоз»

Некоторые вопросы развития мелиорации и водного хозяйства в Узбекской ССР

(Сборник статей специалистов Узгипроводхоза)

Ташкент - 1988 г

TC-153
631.6

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ УЗБЕКСКОЙ ССР
ПО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОМУ ХОЗЯЙСТВУ

ИНСТИТУТ "УЗГИПРОВОДХОЗ"

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ РАЗВИТИЯ МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА В УЗБЕКСКОЙ ССР

(Сборник статей специалистов Узгипроводхоза)

Ташкент - 1988

И.И.Классен, С.А.Басов,
Н.А.Солдатова

НОМОГРАММЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЛИНЫ КРЕПЛЕНИЯ НИЖНЕГО БЬЕФА ТРУБЧАТЫХ СООРУЖЕНИЙ

Назначение длины крепления нижнего бьефа, характеризующегося пространственными условиями и формами сопряжения потоков, является одной из сложных и ответственных задач. Известно, что на условия работы крепления в нижнем бьефе трубчатых сооружений существенное влияние оказывают многочисленные факторы: конструктивные, гидравлические, грунтовые, эксплуатационные и другие.

Наличие в нижнем бьефе сооружения отводящего русла, незначительно отличающегося шириной дна от диаметра трубы, не позволяет значительно уменьшить скорость потока на небольшом расстоянии от выходного сечения трубы без специальных гасящих устройств. Увеличение же глубины потока в нижнем бьефе, как показывают опыты, может привести к образованию одной из опаснейших форм движения потока – сбойному, т.е. неравномерному распределению удельных расходов по ширине отводящего русла, что в условиях земляных каналов оросительных систем крайне опасно. (I,2).

В настоящее время разработано большое количество гасящих устройств, которые используют в качестве гасителя энергии конечный участок трубы. На основании анализа различных гасительных устройств признано целесообразным применять донные пороги и струенаправляющие стенки, которые могут быть сплошными и прорезными.

На моделях, выполненных в масштабе I:7 (модель № I) и I:8,3 (модель № 2) исследовалась эффективность работы конструкции гасителя, состоящего из оголовка ОН с гасительной стенкой.

Конструктивное оформление нижнего бьефа трубчатого сооружения приведено на рис. I и 2. В процессе исследований установлено, что наилучшее распределение скоростей указанного типа гасителя наблюдается в интервале изменения относительных глубин

$$\frac{H_{сл}}{d} = I.5 \div 2.0$$

Устойчивость частиц грунта зависит не только от величины придонной максимальной скорости, но и от соотношения между максимальной пульсационной (v_g') и осредненной придонной ($\overline{v_g}$) скоростями (3). Если $\frac{v_g'}{\overline{v_g}} > I$, то действительная размывающая скорость равна $v_p = K \cdot \overline{v_g}$,

где v_p – размывающая актуальная скорость,

K – коэффициент запаса , $K = I.2 \div I.4$

Помимо оценки устойчивости грунта канала по актуальным скоростям, следует проверить расчет крепления и глубины наполнения отводящего канала по допустимым осредненным и придонным скоростям непосредственно за креплением. Согласно СНиП II-52-74, гидравлический расчет каналов оросительной сети должен производиться по формуле равномерного движения. При этом скорости воды должны быть меньше допустимых неразмывающих и больше вели-

чин, при которых возникает заиление каналов. Допустимые неразмывающие средние скорости потока для различных грунтовых условий определяются по таблицам I-5, приложения 2 (СНиП II-52-74).

Для различных значений допустимых придонных осредненных неразмывающих скоростей ($v_{доп}$ = 0.4 , 0.6 , 0.8 м/с) построением графиков $\frac{\bar{v}_g}{v_{доп}} = f\left(\frac{\ell_g}{d}\right)$ при различных $\frac{Нол}{d}$ и $\frac{\bar{v}_g}{v_{доп}} = 0.7$, нами определены необходимые затопляющие глубины и соответствующие им длины крепления нижнего бьефа ($\frac{\ell_g}{d}$).

Графоаналитические расчеты проводились для различных параметров кинетичности $Fr = \frac{v^2}{gd}$, с использованием большого объема экспериментальных данных (более восьмисот промеров на моделях).

В результате этих работ построены номограммы

$\frac{H_{сл}}{d} = f\left(\frac{\ell_г}{d}, Fr, v_{доп}\right)$, приведенные на рис. 3 и 4.

Используя номограммы, можно легко и с достаточной точностью определить длину крепления нижнего бьефа трубчатых сооружений в зависимости от подтопления выходного оголовка и допустимых неразмывающих скоростей.

Пример расчета

Дано : диаметр трубы d = 1.0 м, $v_{доп}$ = 0.4 м/с, расход

трубчатого сооружения Q = I.2 м³/с и перепад на сооружении z = 0.4 м.

Определяем параметр кинетичности потока $Fr = \frac{v^2}{gd}$,

где v - скорость потока в трубе $v = \frac{Q}{\omega} = \frac{I.2}{0.78} = I.55$ м/с

$$\omega = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3.14 \cdot I.0^2}{4} = 0.78 \text{ м}^2$$

$$Fr = \frac{I.55^2}{9.8I \cdot I} = 0.245$$

Поскольку перепад z < 0.5 м воспользуемся графиком на рис. 3. При известных значениях Fr = 0.243 и $v_{доп}$ = 0.4 м/с определяем $\frac{Нсл}{d}$ = I.8I и $\frac{\ell_г}{d}$ = 8.5 м.

При d = I.0 м $H_{сл}$ = I.8I м $\ell_{гр}$ = 8.5 м.

Конструктивное оформление нижнего бьефа сооружения показано на рис. I.

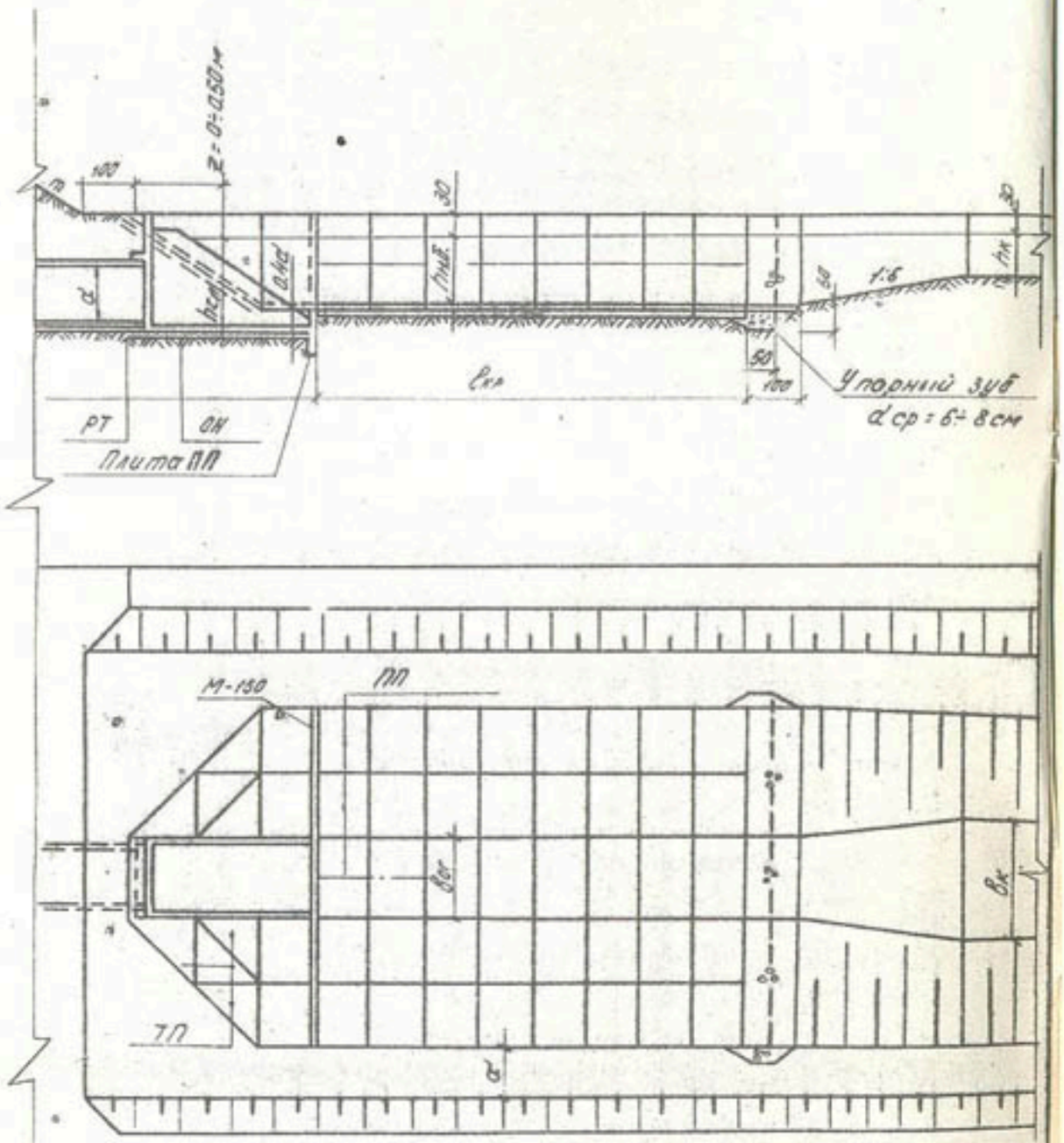


Рис.1. Конструктивное оформление нижнего бьефа трубчатых сооружений, выполненных из сборного железобетона при перепадах до 0,5 м

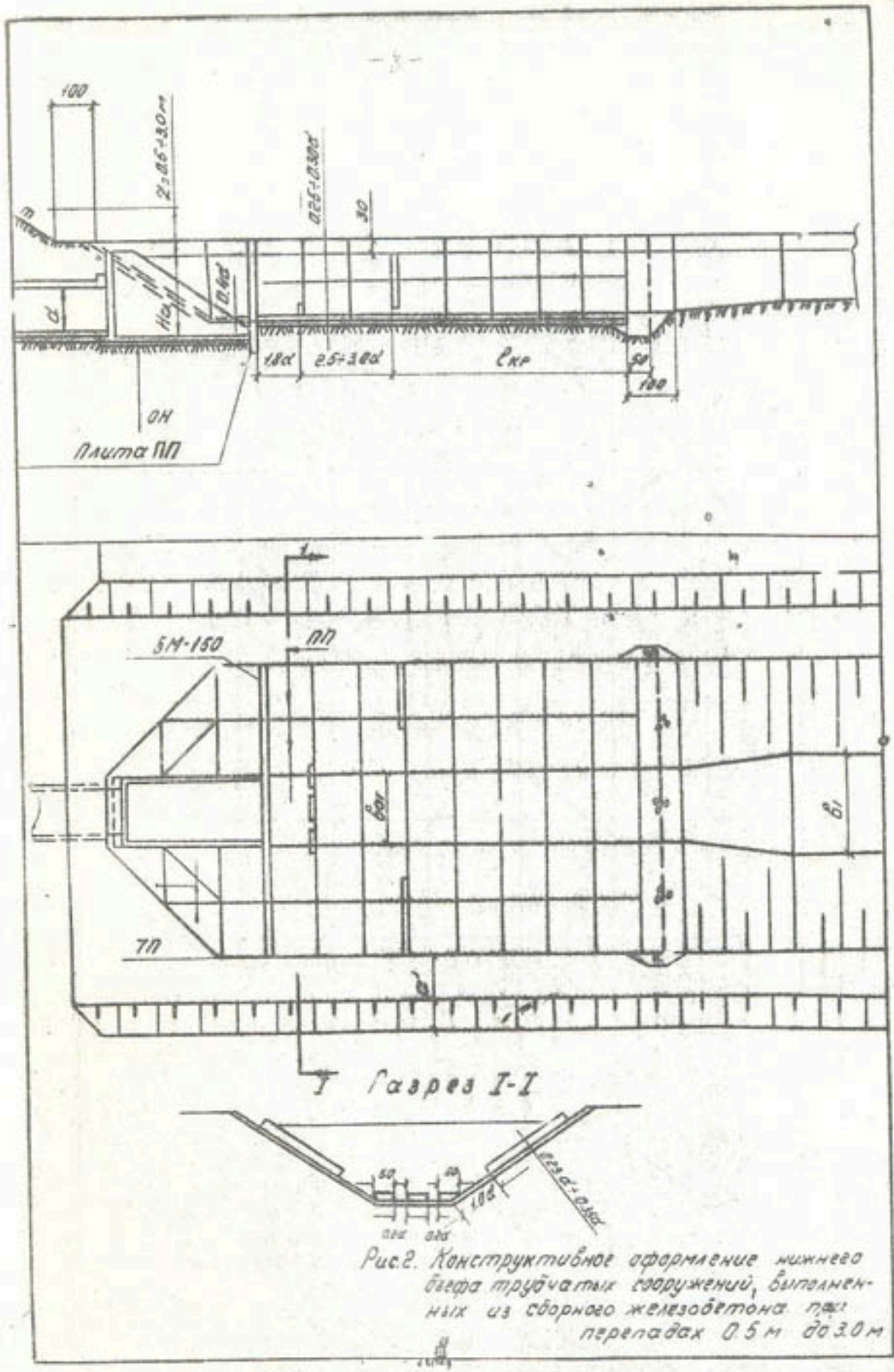


Рис.2. Конструктивное оформление нижнего бьефа трубчатых сооружений, выполненных из сборного железобетона при перепадах 0,5 м до 3,0 м

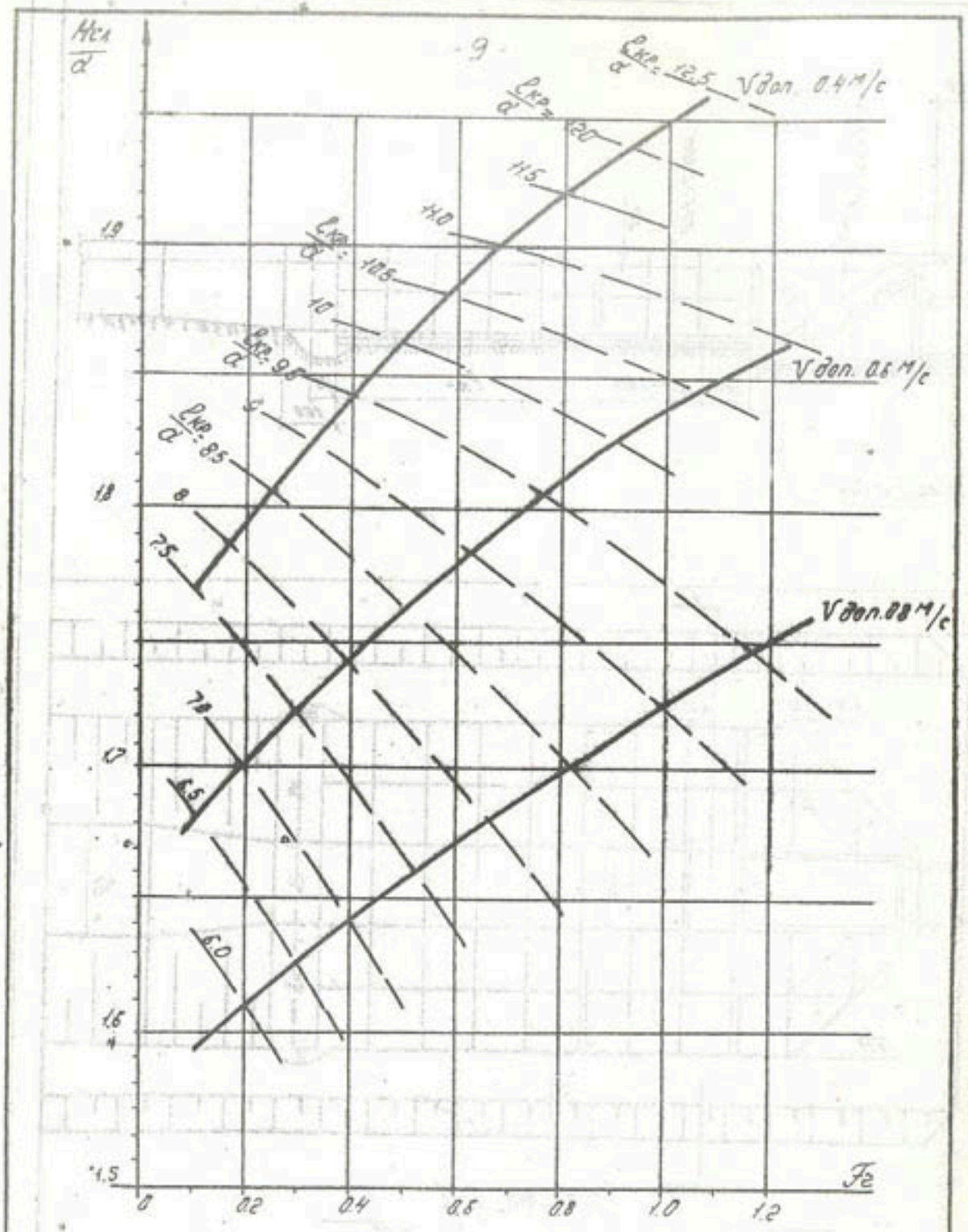


Рис 3. Номограмма для определения длины крепления и глубины воды в трубчатом сооружении с перепадом до 0.5 м.

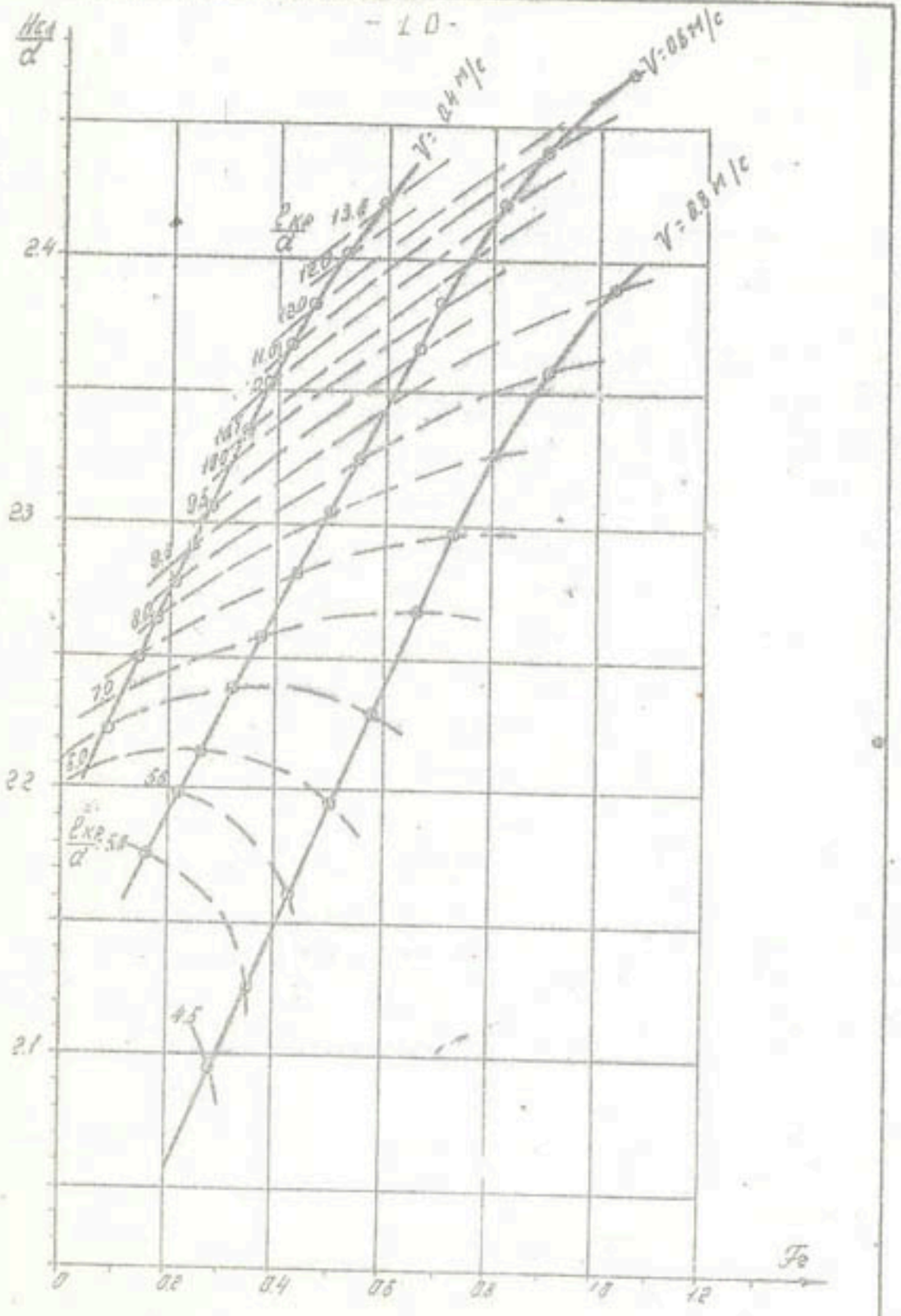


Рис 4. Номограмма для определения длины крепления и глубины воды в трубчатом сооружении с перепадом от 0.5 м до 3.0 м

И.И.Клессен, С.Л.Басов,
Н.А.Солдатова

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ТРУБЧАТЫХ СООРУЖЕНИЙ С ВОДОМЕРОМ.

В настоящее время при проектировании и эксплуатации трубчатых регуляторов и переездов большое внимание уделяется рациональному использованию и учету воды. С этой целью разрабатываются различные водомерные средства, устанавливаемые во входных оголовках трубчатых сооружений. Анализ литературных данных показывает, что существующие методы расчета таких сооружений не учитывают взаимного влияния водомерных средств и трубчатого регулятора. В ряде случаев это приводит к значительным неточностям при определении пропускной способности и оценке гидравлических режимов на сооружениях, оборудованных водомерами.

Нами исследовались крупномасштабные пространственные модели одноочковых трубчатых сооружений, имитирующие водоводы диаметром 100 и 140 см с геометрическими перепадами до $3d$ (где d - диаметр трубы). Каждое трубчатое сооружение состоит из трех основных элементов: входной части, водопроводящей линии и сливной части с гасителем энергии и отводящим руслом (рис. I).

Входная часть выполняется из унифицированных оголовков с наклонными параллельными стенками, позволяющими устанавливать в них различные средства измерения водомерных

водоучета. В опытах использовано водомерное средство, разработанное в институте "Средазгипроводхлопок" и работающее по методу создания перепада-давления (типовой проект 820-192). Гидравлическая схема водомерного средства показана на рис. 2. Водопроводящая линия выполнена из оборных труб, уложенных без перелома или с переломами в зависимости от величины геометрического перепада в бьефах.

Выходная часть сооружений состоит из типового оголовка (ОН) с гасительной стенкой. Трубчатые сооружения в зависимости от различных условий могут работать в безнапорном, полунапорном и напорном режимах.

На моделях установлено, что работу трубчатых сооружений в напорном режиме целесообразно предусматривать при геометрических перепадах бьефов до 0.5 м (рис. I,а). В других случаях в трубах наблюдается полунапорный режим, устойчивость которого обеспечивается устройством воздуховодов на расстоянии $(1.0 \div 2.0)d$ от входного оголовка (см. рис. I,б,. Диаметр воздуховода принимается $(0.15 \div 0.25)\,d$. При наличии воздуховода переход от полунапорного режима в напорный в трубчатых сооружениях с водомером происходит плавно, без скачка. Пропускная способность сооружения при установке водомерной приставки на входе значительно возрастает. Это объясняется тем, что конструкция водомерной приставки изменяет условия входа в трубу и последний начинает работать по схеме насадка. Коэффициент расхода при этом увеличивается на (15÷25)% и достигает значения $\mu = 0.8$. Таким образом, установка водомерной приставки на входе в трубчатое сооружение влияет на гидравлику протекания потока в трубе

и на пропускную способность всего водовыпуска.

Расчет пропускной способности трубчатых сооружений с водомером в зависимости от условий их работы производится с использованием опытных данных. Для напорных трубчатых сооружений с водомерным средством на входе применяется формула:

$$Q = \mu_н \omega \sqrt{2gz}$$

где $\mu_н$ – коэффициент расхода трубчатого сооружения с водомерным средством.

При высоте установки водомерного средства $a = (1.0 \div 1.2)d$ коэффициент расхода равен 0,725.

При другой высоте установки водомерного средства коэффициент расхода принимается по дан. таблицы :

Относительная высота установки водомерного средства $\frac{a}{d}$	1.2	1.0	0.9	0.8	0.7
Коэф-т расхода трубч. сооружений с водомер. средством $\mu_н'$	0.725	0.725	0.70	0.65	0.56

Пропускная способность сооружений, работающих в полунапорном режиме с воздуховодом и водомерным средством на входе, определяется по формуле :

$$Q = \mu_c \omega \sqrt{2g\,(H'_0 - \eta d)}$$

где μ_c – коэффициент расхода,

ω – площадь поперечного сечения трубы,

H'_0 – глубина потока в верхнем бьефе над порогом трубы,

η – коэффициент, зависящий от типа оголовка и

уклона трубы, равен 0.82,

d – диаметр трубы.

.Коэффициент расхода трубчатого сооружения с водомером равен 0.8 при высоте установки водомерного средства $a = (1.2 \div 1.0)d$ При другой высоте установки водомерного средства коэффициент расхода определяется по таблице :

Относительная высота установки водомерного средства $\frac{a}{d}$	1.2	1.0	0.9	0.8	0.7
Коэффициент расхода трубч. сооружений с водомерн. средством μ_c	0.8	0.8	0.78	0.74	0.68

Приведенные экспериментальные данные позволят с достаточной точностью определять пропускную способность трубчатых сооружений с водомером, а также произвести посадку водомерного средства во входном оголовке.

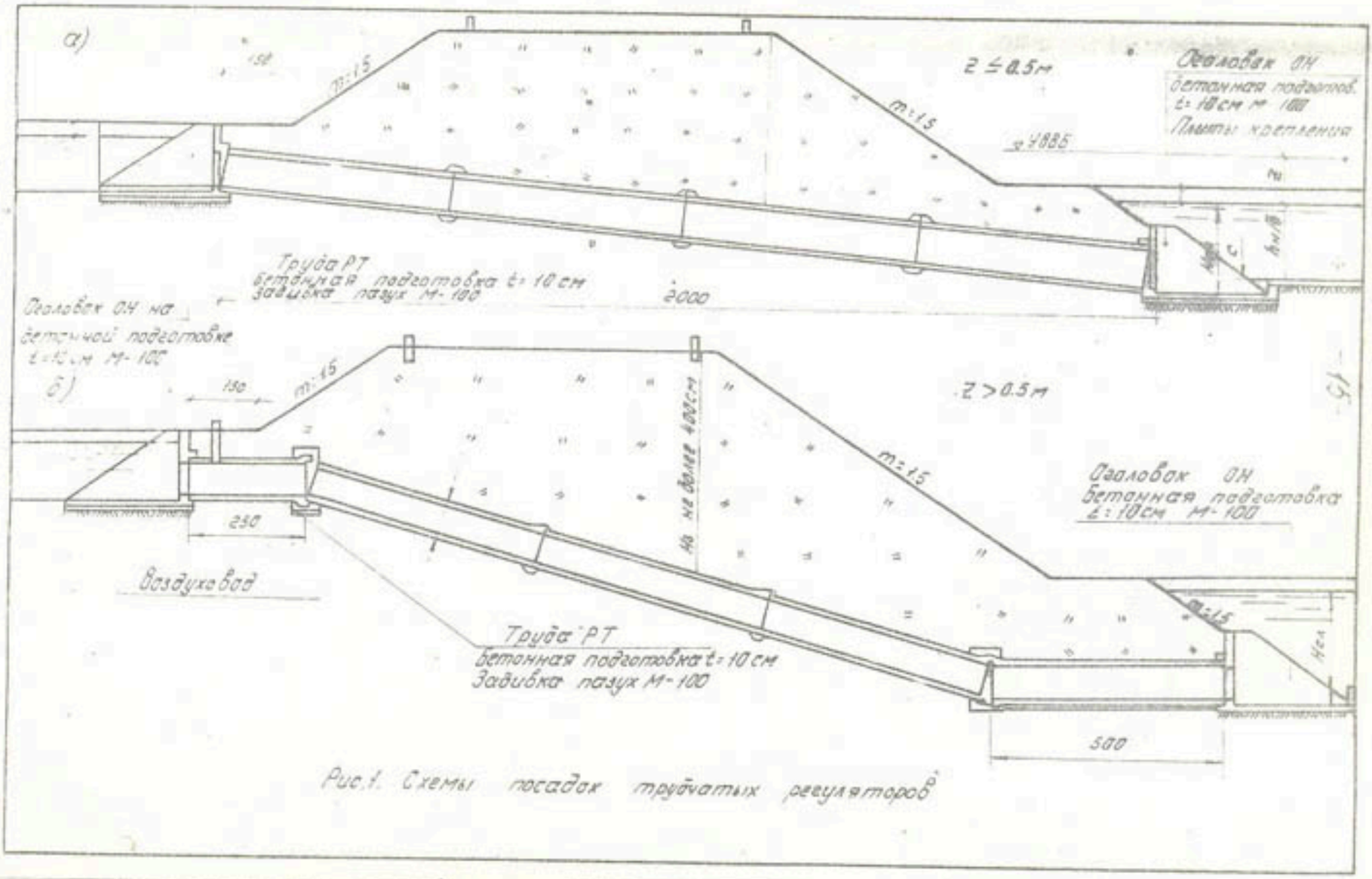


Рис. 1. Схемы посадок трубчатых регуляторов

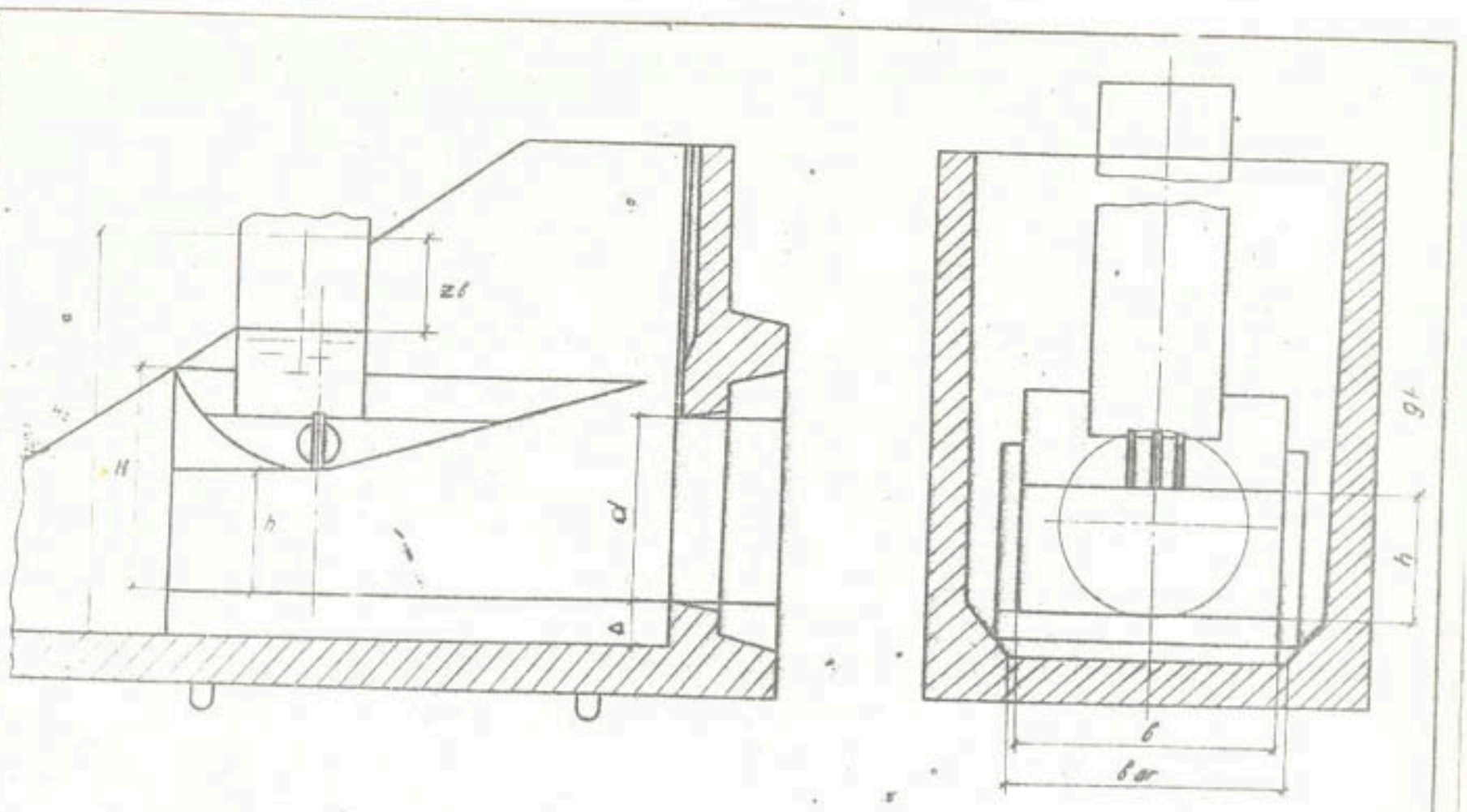


Рис. 2. Схема посадки весомерного средства (ВС) во входном оголовке

И.И.Классен, С.Л.Бесов

РАСЧЕТ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ ЗАТВОРОВ ПРИСЛОННОГО ТИПА

Особенностью затворов прислонного типа с гидравлической точки зрения является то, что, открываясь, они пропускают расход не только под щитом, но и через боковые зазоры (рис.I):

$$Q = Q_д + Q_б \qquad (I)$$

где $Q_д$, $Q_б$ – расход через донные и боковые отверстия затвора соответственно.

Для увеличения донного расхода и лучшего гашения энергии потока дно водобойной части сразу за затвором проектируется ниже дна водопропускного отверстия на величину:

$$P \geq (0{,}3 - 0{,}4) R_з \qquad (2)$$

Кратчайшее расстояние между напорной гранью затвора и дном подводящей части сооружения (высота подщитового отверстия) равна:

$$a = H_{отв} \cdot \sin\alpha_i \qquad (3)$$

где $H_{отв}$ – высота водопропускного отверстия. $H_{отв} = R_з - 0{,}05$ м (0,05 м – конструктивная величина, обеспечивающая перекрытие затвором щитового отверстия и надежное сопряжение с уплотняющим контуром); $R_з$ – радиус прислонного затвора;

α_i – угол открытия затвора.

Для обеспечения максимальной пропускной способности через

боковые отверстия затвора расстояние между боковыми стенками затвора и сооружением b принято:

$$b = \frac{\lambda - B_з}{2} \geqslant (0{,}25 - 0{,}3)\, H_{отв}, \qquad (4)$$

где λ – ширина водобойной части сооружения;

$B_з$ – ширина затвора (рис.I).

При определении пропускной способности конкретного сооружения сложно правильно оценить и выбрать значения коэффициентов, входящих в расчетные формулы. Поэтому была предпринята попытка разработки простого и надежного метода определения пропускной способности затворов прислонного типа.

С этой целью на специальной модельной установке, позволяющей разделить суммарный расход воды на расходы через боковые зазоры и донное отверстие, определена пропускная способность прислонного затвора с единичными параметрами при фиксированных углах открытия. В процессе опытов относительное значение напоров перед затвором $\left(\frac{H}{R_з}\right)$ изменялось от 0,4 до 0,9, величина подтопления со стороны нижнего бьефа $\left(\frac{H_н}{H}\right)$ – от 0,5 до 0,8 и углы открытия (α_i) – от 5 до 30° (с интервалом в 5°).

Экспериментально установлено, что при подтоплениях затвора ($\frac{H_н}{H} < 0{,}5$) режим истечения становится свободным и пропускная способность затвора не зависит от условий в нижнем бьефе. При больших значениях подтоплений, т.е. при $\frac{H_н}{H} > 0{,}8$, перепад напоров становится меньше величин, необходимых для нормальной работы затвора.

На рис.2 и 3 представлены зависимости $Q = f(\alpha_i, \frac{H}{R_з}, \frac{H_н}{H})$ составленные для затвора с единичными параметрами ($R_з = B_з =$

= I,0 м).

С помощью графиков пропускная способность любого затвора определяется по следующей зависимости:

$$Q = n^{3/2} (q_д \cdot B_{отв} + q_б \cdot R_з), \qquad (5)$$

где n – безразмерный коэффициент, учитывающий отношение радиуса рассматриваемого затвора (контура) $R_з$ к радиусу модели затвора R_1 = I,0 м, $n = \frac{R_з}{R_1}$.

$q_д$ – расход, проходящий через донное отверстие, м^2/с:

$$q_д = f_1 \left(\alpha_р, \frac{H}{R_з}, \frac{H_н}{H}\right), \qquad (6)$$

$q_б$ – расход, проходящий через боковые зазоры, м^2/с:

$$q_б = f_2 \left(\alpha_р, \frac{H}{R_з}, \frac{H_н}{H}\right). \qquad (7)$$

Очевидно, что для каждого конкретного сооружения и затвора необходимые (для пользования графиками и формулой) параметры $R_з$, H, $H_н$ известны и для определения пропускной способности нужно знать только значение расчетного угла открытия $\alpha_р$.

Предлагаемая методика определения пропускной способности может применяться для затворов с данными (фиксированными) углами открытия, обеспечивает простоту получения расчетных данных и их достоверность.

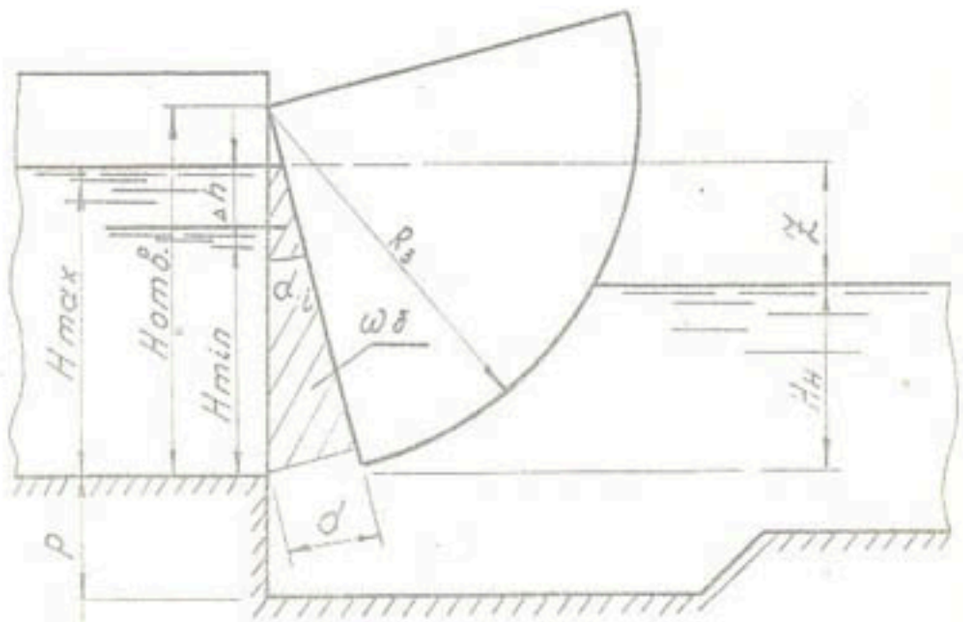
Пример расчета

Дано: ширина отверстия B = 3,0 м, радиус затвора R = 2,5 м, глубина воды в верхнем бьефе H = 2,2 м, глубина воды в нижнем бьефе $H_н$ = I,I м, угол открытия затвора $\alpha = 20^0$.

Находим коэффициент подтопления с нижнего бьефа $\frac{H_н}{H} = \frac{I,I}{2,2} = 0,5$

и относительный напор $\frac{H}{R} = \frac{2,2}{2,5} = 0,88$. По графику (рис.2) находим $q_б$ и $q_д$ при $\alpha = 20^0$, $\frac{H_н}{H} = 0,5$ и $\frac{H}{R} = 0,88$; $q_д$ = 0,47 м^2/с и $q_б$ = 0,49 м^2/с. Пропускная способность затвора определяется по формуле (5):

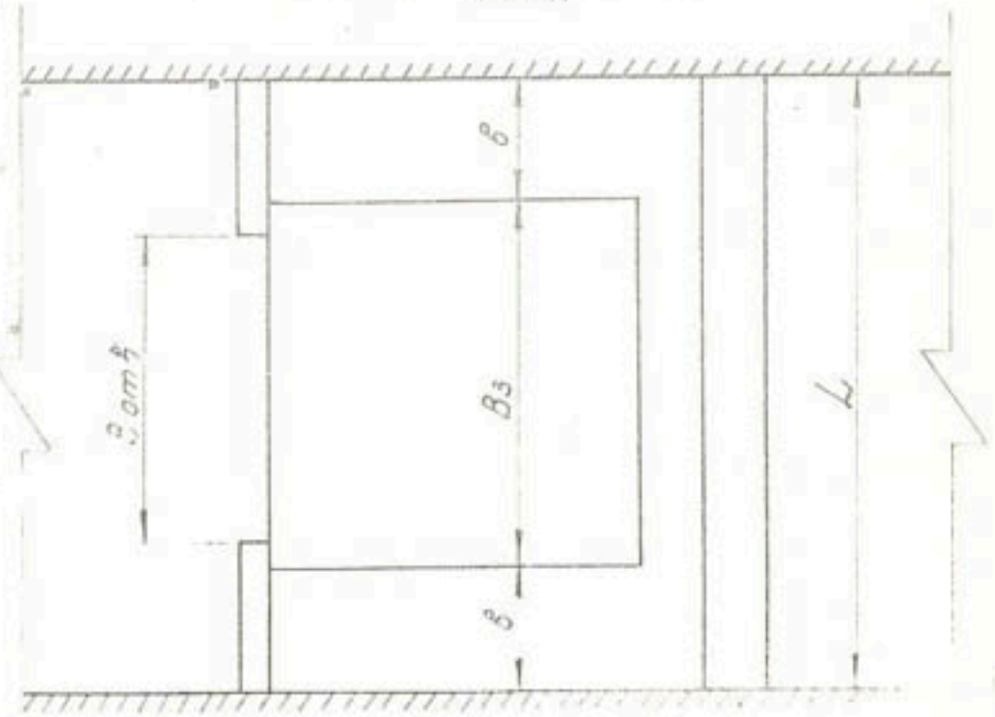
$$Q = n^{3/2}(q_д \cdot B_{отв} + q_б \cdot R_з) = 2,5^{3/2} (0,47 \cdot 3 + 0,49 \cdot 2,5) = 10,5 \text{ м}^3/\text{с}$$

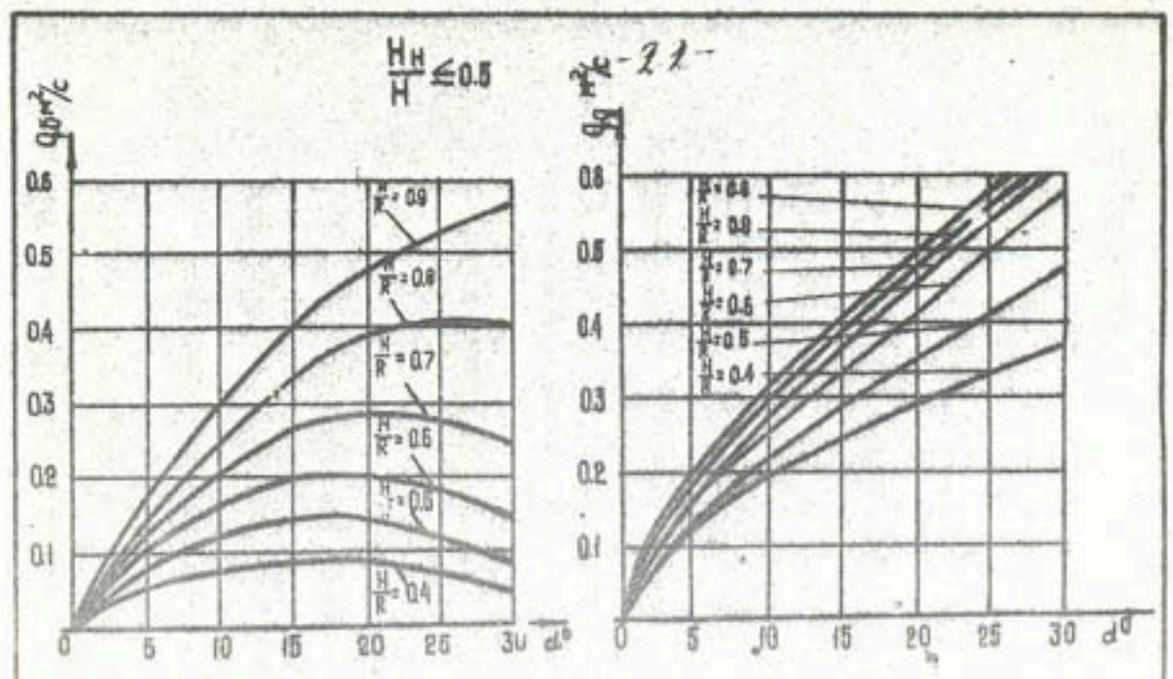


$\omega_g = H_{омб} \cdot B_{омб} \cdot \sin\alpha_i$;

$\omega_\delta = \left(H^2_{омб} \cdot \cos\alpha_i - \frac{\rho h}{\cos\alpha_i}\right) \sin\alpha$;

$\sum\omega = \omega_g + \omega_\delta$





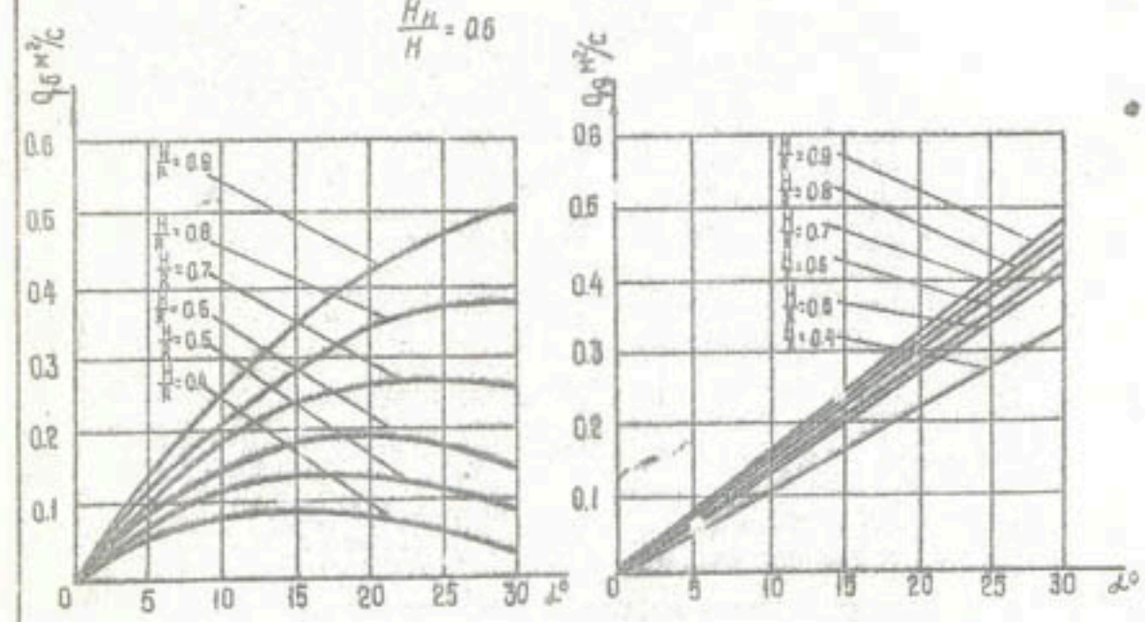


Рис. 2. Графики пропускной способности затвора прислонного типа с единичными параметрами ($R_з = B_з = 1.0$ м) при $\frac{H_н}{H}$ (от 0.5 до 0.6)

И.И.Классен, С.Л.Басов,
Н.А.Солдатова

СПОСОБ УВЕЛИЧЕНИЯ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ И СТАБИЛЬНОСТИ РАБОТЫ ТРУБЧАТЫХ СООРУЖЕНИЙ - ПЕРЕПАДОВ.

При проектировании типовых трубчатых сооружений на оросительной сети обычно руководствуются существующими расчетными зависимостями и связями, не учитывающими работу этих сооружений в переменном режиме. Условия перехода одного режима в другой изучены недостаточно. Опыт эксплуатации показывает, что в большинстве случаев такие сооружения работают неудовлетворительно и требуют больших затрат на ремонт и эксплуатацию. Этим объясняется интерес многих исследователей к изучению режимов протекания потока в трубчатых сооружениях.

Известно, что трубчатые сооружения на мелиоративных каналах могут работать в безнапорном, полунапорном и напорном гидравлическом режимах в зависимости от многочисленных факторов. Наиболее эффективна работа трубчатых сооружений в напорном режиме. Однако, при больших уклонах трубы предусмотреть работу сооружения в напорном режиме, минуя остальные, не представляется возможным. Это особенно наглядно проявляется в пусковой период, когда уровни в нижнем бьефе не обеспечивают затопления выходного отверстия трубы и сооружение некоторое время работает в безнапорном режиме. По мере затопления выходного отверстия, сооружение последовательно входит в фазы полунапорного и напорного режимов. Переход безнапорного режима в полунапорный про-

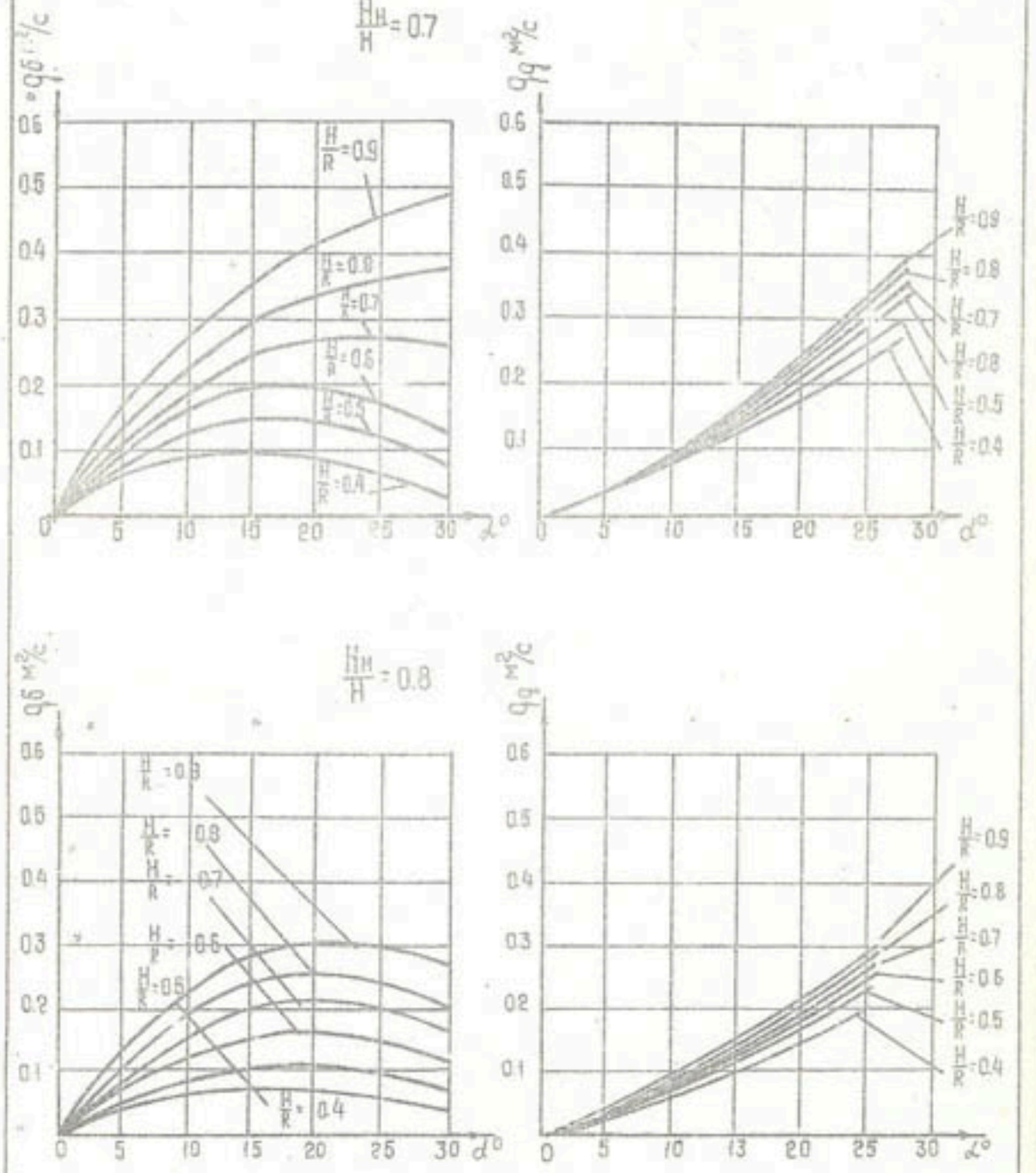


Рис.3. Графики пропускной способности затворов прислонного типа с единичными параметрами ($R_1 = B_1 = 1.0$ м) при $\frac{H_н}{H}$ (от 0.7 до 0.8)

исходит скачкообразно с образованием гидравлического прыжка в трубе и значительных пульсационных нагрузок на ее стенки. Подробно процесс смены режимов был описан многими авторами (I, 2, 3, 4), однако до сих пор нет конкретных конструктивных решений, предотвращающих отрицательное воздействие переходных режимов на работу трубчатых сооружений.

В целях более детального изучения гидравлических режимов в трубчатых сооружениях, для определения зон устойчивой их работы в заданных режимах и для выбора оптимальных конструктивных решений в лаборатории института "Узгипроводхоз" проведена обширная серия экспериментов на крупномасштабных моделях. Исследования охватывали широкий диапазон напоров ($0\text{-}3d$) и расходов (до $10\ м^3/с$).

В конструктивном отношении исследованные типовые трубчатые сооружения состояли из входных и выходных оголовков с параллельными нырящими стенками, сборных железобетонных труб, энергогасящего колодца и участков подводящего и отводящего каналов. Применение оголовков с параллельными нырящими стенками позволяет устанавливать различные средства водоучета, что затрудняется при портальном входе.

Обработка опытных данных велась с построением серии кривых в безразмерных координатах $\frac{Но}{d}$ и $\frac{Нсл}{d}$ при различных числах $Fr = \frac{v^2}{gd}$. Кривые, показанные на рис. I, 2, характеризуют пропускную способность и гидравлические режимы трубчатых сооружений и позволяют сделать некоторые выводы :

I. При перепадах $P \leq 0.5d$ переход от безнапорного ре-

жима к напорному осуществляется через полунапорный режим плавно, без скачка и без образования вакуума в трубе лишь при $Fr \leq 0.4$. Во всех остальных случаях переходный режим работы сооружения сопровождается резким, скачкообразным изменением пропускной способности тем большим, чем выше величина геометрического перепада.

2. При перепадах более $P > 0.5d$ работа сооружения в напорном режиме возможна при значительных глубинах в бьефах и становится нецелесообразной.

3. Область работы сооружения в полунапорном режиме зависит от уклона трубы и при перепадах $P > 1.5d$ становится основной рабочей зоной.

Одним из способов увеличения стабильности работы сооружения, устранения пульсаций давления и обеспечения устойчивого положения прыжка в трубе является устройство воздуховодов в ее начале. Подача воздуха ликвидирует образование вакуума и сооружение работает в устойчивом режиме с образованием гидравлического прыжка в трубе. Опытами установлено, что наиболее рационально воздуховоды устраивать из труб диаметром 200 мм на расстоянии (I-2)d от входного сечения трубы. В этом случае коэффициент расхода трубчатого сооружения можно принимать равным 0,664. Для увеличения пропускной способности сооружения в полунапорном режиме при перепадах $P > 1.5d$ целесообразно трубы укладывать с двумя переломами (рис. 3). При этом на входных и перед выходным оголовками устраиваются горизонтальные участки труб длиной не менее $2.5d$ на входе и $5d$ -

на выходе из трубы. При такой компоновке и установке воздухо-
вода на расстоянии $2d$ от входа сооружение работает уже не по
схеме истечения из отверстия как для труб без перелома, а по
схеме насадка с увеличением коэффициента расхода. Опыты пока-
зывают, что устройством переломов можно повысить коэффициент
расхода в полунапорном режиме до 0.72.

Предлагаемая конструкция трубчатого сооружения обеспечи-
вает стабильную работу сооружения при любых условиях эксплуа-
тации и повышает пропускную способность сооружения на 10%.

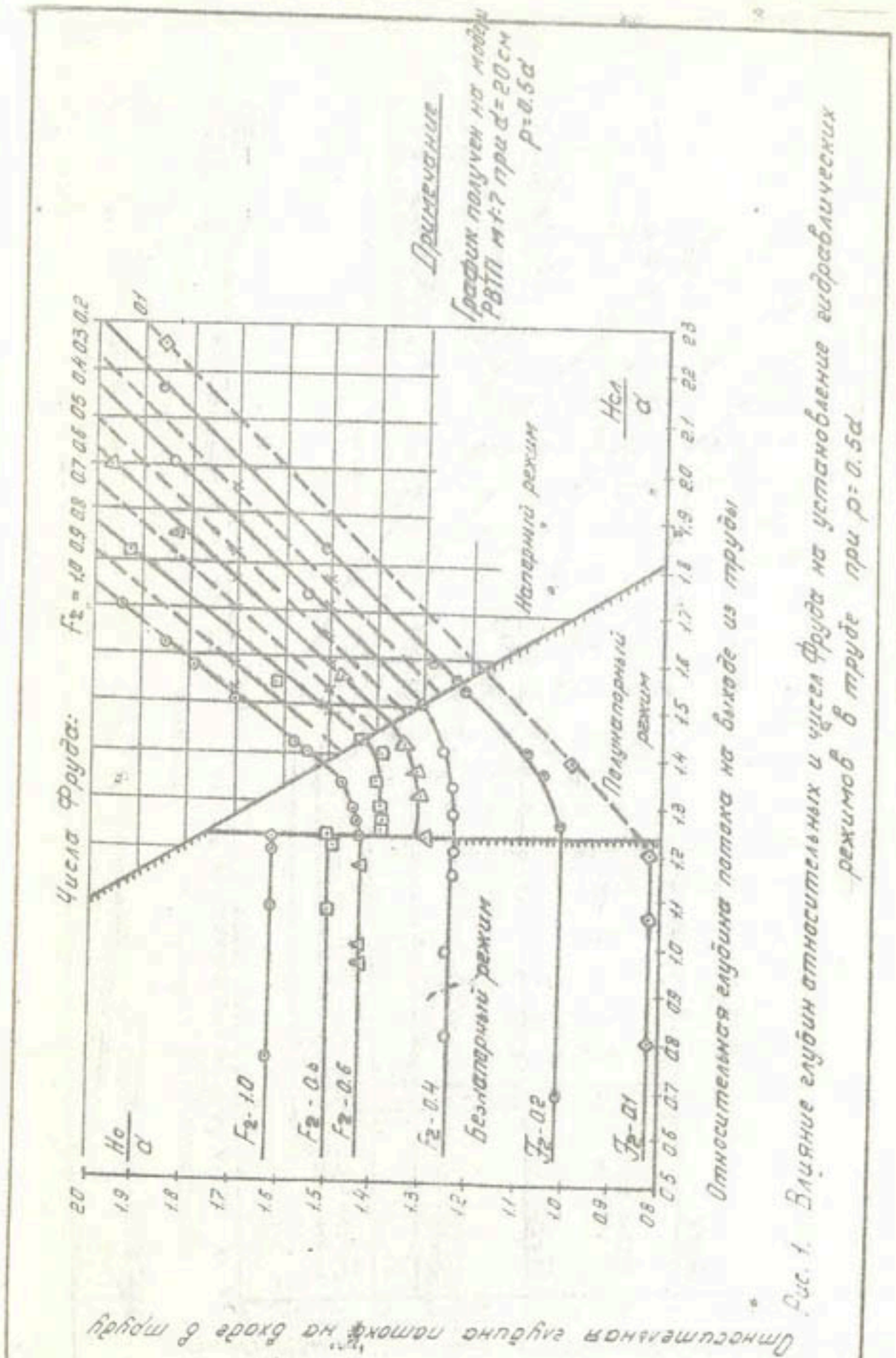
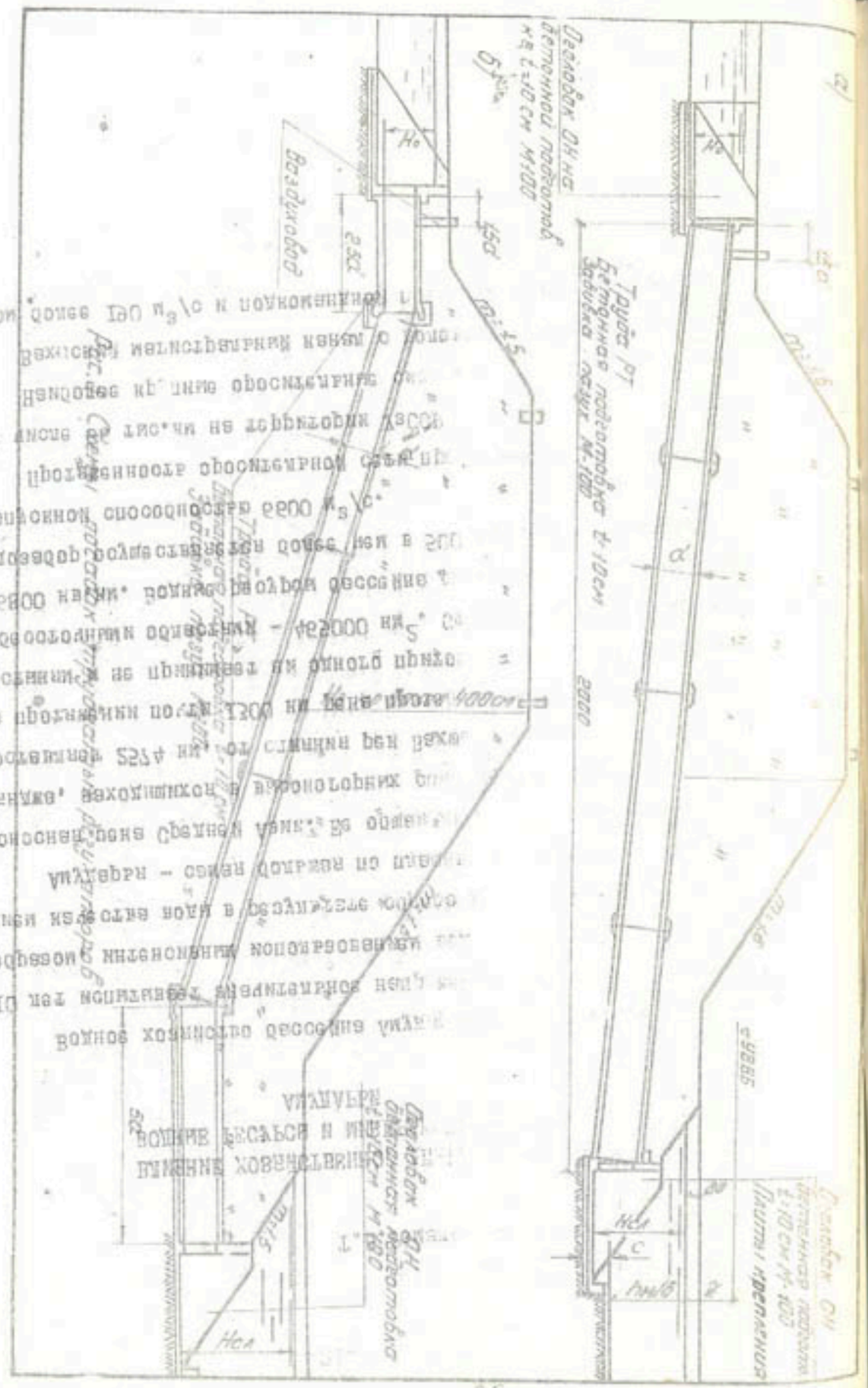
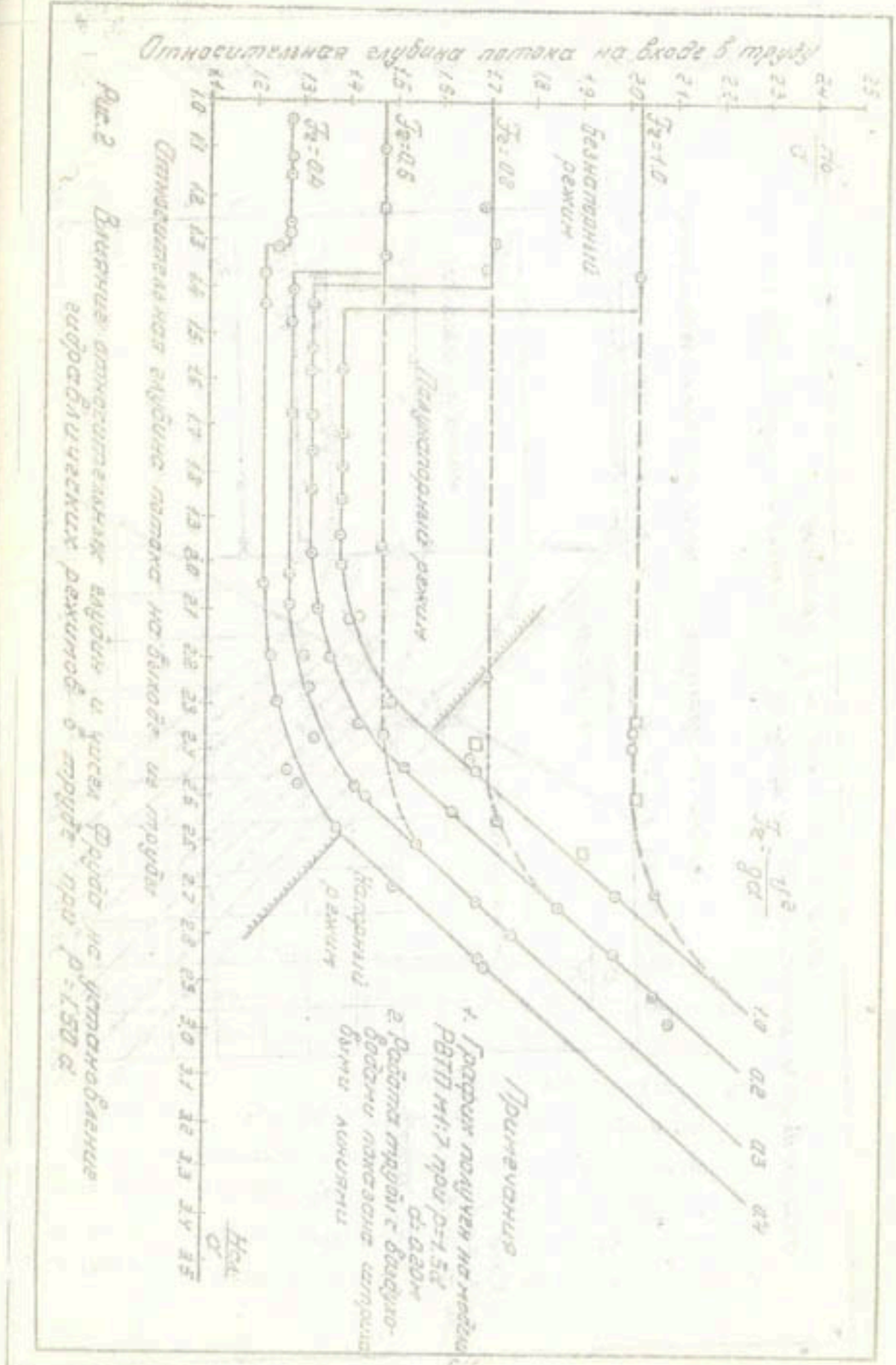


Рис. 1. Влияние глубин относительных и чисел Фруда на установление гидравлических режимов в трубе


Воздуховод
Труба ø1
Бетонная подготовка h 10см
Задвижка эскиз №1000
Основание бетонной подготовки h 10 см №1000
Hсд
Hсж
Hпв
c
a
d
R
R₀
450
250
2000
2585
1:10
1:1
1:1,5
1:2
1:2,5
1:3
1:4
1:5
1:6
1:7
1:8
1:9
1:10
1:11
1:12
1:13
1:14
1:15
1:16
1:17
1:18
1:19
1:20
1:21
1:22
1:23
1:24
1:25


Относительная глубина потока на входе в трубу
Fr=0,4
Fr=0,6
Fr=0,8
Fr=1,0
Безнапорный режим
Напорный режим
Примечания
1. График получен по материалам РВТП №17 пр. 1-54
2. Работа трубы с двусторонним подтоплением
Рис.2 Влияние относительных глубин потока на входе в трубу на пропускную способность

К.т.н. Р.Г.Вафин, Н.Р.Гумиров,
Т.П.Романченко, М.Д.Мухамедханова

ВЛИЯНИЕ ХОЗЯЙСТВЕННОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ НА ВОДНЫЕ РЕСУРСЫ И МИНЕРАЛИЗАЦИЮ РЕКИ АМУДАРЬИ

Водное хозяйство бассейна Амударьи на протяжении более чем IO лет испытывает значительное напряжение, вызванное, главным образом, интенсивным использованием водных ресурсов и ухудшением качества воды в результате сброса в реку дренажных вод.

Амударья - самая большая по площади водосбора и самая водоносная река Средней Азии. Ее общая длина от истоков реки Пянджа, находящихся в высокогорных районах Памира и Гиндукуша, составляет 2574 км, от слияния рек Вахша и Пянджа - I462 км. На протяжении почти I300 км река протекает по пустыням и полупустыням и не принимает ни одного притока. Площадь её бассейна с бессточными областями - 465000 км^2. Стокообразующая площадь - 226800 кв.км. Водные ресурсы бассейна составляют 68,I млрд.м^3. Водозабор осуществляется более чем в 500 каналов с суммарной пропускной способностью 6600 м^3/с.

Протяженность оросительной сети превышает I04 тыс.км, в том числе 66 тыс.км на территории УзССР.

Наиболее крупные оросительные системы:

Вахшский магистральный канал с головным среднегодовым расходом более I90 м^3/с и подкомандной площадью свыше I00 тыс.га,

Яванно-Обикиикская оросительная система, каналы Шерабад и Аму-Занг в верховьях;

Каракумский, Каршинский и Аму-Бухарский каналы с суммарным водозабором превышающим I200 м^3/с - в среднем течении;

Каналы Ташсака, Пахта-арна, Совет-аб, Кызкеткен, имени Ленина - в низовьях.

Суммарный водозабор в бассейне реки в I982 г. достиг 6I,6 млрд м^3.

Орошаемые площади постоянно увеличиваются. В I980 г. они составили 3,2 млн га, к I985 г. возросли до 3,8 млн га. Рост орошаемых площадей неуклонно ведет к увеличению объема высокоминерализованных дренажно-сбросных вод. В I982 г. в речную сеть их сброшено I0,7 млрд м^3.

Среднегодовые значения минерализации воды у г.Керки достигли 0,8 , а в створе п.Самандай превысили I г/л, тогда как еще I0-I5 лет назад не превышали 0,4-0,5 г/л.

В связи с этим прогнозирование минерализации весьма важно при планировании дальнейшего развития ирригации в бассейне реки.

И.Н.Степанов и З.И.Чемберисов предложили бассейновый метод расчета минерализации оросительной воды на любом участке реки и каналов по формуле

$$M_{ор} = M_{кол} + a\cdot P_{ор} \qquad (I)$$

где $M_{ор}$ и $M_{кол}$ - минерализация оросительной воды, соответственно, у замыкающего (ниже орошаемого массива) и начального (выше массива створов, г/л;

$P_{ор}$ - регулярно орошаемая и промываемая (полезно эффектив-

ной) площадь массива, тыс.га;

n – коэффициент (интегральный ландшафтно-геохимический показатель), зависящий от степени засоления орошаемых почв, грунтов, грунтовых вод и от расходов воды в оросителе.

Иногда изменение минерализации в водотоке прогнозируют на основании исследования соотношения транзитной и забранной воды по длине реки и во времени

$$\Sigma u = f(\lambda_{тр}), \qquad (2)$$

Здесь $\lambda_{тр}$ – коэффициент, равный соотношению

$$\lambda_{тр} = \frac{W_{заб}}{W_{пр.}}. \qquad (3)$$

где $W_{пр.}$ – суммарный приток из области формирования стока;

$W_{заб.}$ – суммарный водозабор выше исследуемого поста.

В данном случае величина сбросных вод не учитывается.

В последнее время в связи с ростом объема экспериментальных данных все чаще математические зависимости устанавливаются по результатам опытов.

В большинстве случаев ряды динамики можно рассматривать с точки зрения стохастических процессов, так как их уровни в последовательные периоды отражают влияние множества взаимодействующих факторов и могут быть рассмотрены как случайные величины, имеющие определенную закономерность во времени.

Нами использован один из математико-статистических методов для перенесения на будущее закономерностей, действовавших в прошлом, т.е. метод экстраполяции тренда динамического ряда, исчисленного за прошедший период.

На рост минерализации воды в реке, главным образом, влияют

дренажно-сбросные воды, величина которых неуклонно и планомерно возрастает.

Сбросные воды в условиях верховьев р. Амударьи по геоморфологическим условиям (межгорные долины) не могут отводиться за пределы бассейна, а орошаемые площади будут увеличиваться примерно так же, как и в прошедший период, следовательно, экстраполяция роста минерализации воды в реке не дает больших погрешностей.

Метод наименьших квадратов используется при выравнивании динамического ряда и выявлении формы корреляционной связи. При этом необходимо, чтобы сумма квадратов отклонений фактических данных от выравненных была наименьшей.

Выравнивание методом наименьших квадратов для ряда равноотстоящих значений можно значительно упростить соответствующим подбором способа отсчета времени (t) так, чтобы $\Sigma t = 0$.

Различают два случая: число членов динамического ряда нечетное и четное. В первом следует отсчитывать t от середины ряда, где его значение принимается равным 0. Ранние даты принимают отрицательные значения (-1,-2,-3, и т.д.), поздние – положительные (1,2,3 и т.д.). Во втором случае для соблюдения условий равенства интервалов между значениями t и $\Sigma t = 0$ находятся срединная пара дат, для которых t принимают значения -1 и +1, а далее вверх идут значения -3,-5,-7 и т.д. и вниз +3,+5,+7 и т.д.

Для выравнивания по прямой линии

$$C_t = a_0 + a_1 t$$

Ширина дамбы может быть увеличена в соответствии с габаритами намеченных к применению землеройных механизмов и требованиями производства строительных работ.

Если берма или верх дамбы используется для устройства дороги или прохода механизмов по очистке каналов от наносов, то ширина бермы или дамбы поверху определяется габаритами дороги или габаритами механизмов.

Что касается величин внутренних m и внеших m_1, m_2 откосов дамб, то следует заметить, что последние, как общее правило, должны быть положе угла естественного откоса грунта, из которого выполнена дамба.

Нормами, разработанными применительно к почвогрунтам Юго-Востока (в частности Заволжья), рекомендуется принимать заложение откоса (мокрого) насыпи m на основании опытных данных. При отсутствии их допускается пользоваться (для крупных каналов) нижеследующей таблицей 8 наименьших коэффициентов откосов насыпей.

Таблица 8

Грунт	Условия наполнения канала							
	При постоянном горизонте воды				При резком колебании горизонта воды			
	Высота насыпи H_1, м							
	1,00—2,50		2,50—5,00		1,00—2,50		2,50—5,00	
	Расход канала Q, $м^3/сек$							
	<10	>10	<10	>10	<10	>10	>10	<10
Глина песчаная	1,5	1,75	1,75	2,00	1,75	2,00	2,00	2,25
Суглинок тяжелый . . .	1,25	1,50	1,50	1,75	1,50	1,75	1,75	2,00
Суглинок легкий	1,50	1,75	1,75	2,00	1,75	2,00	2,00	2,25
Супесь мелкозернистая . .	1,75	2,00	2,00	2,25	2,00	2,25	2,25	2,50
Песок мелкозернистый глинистый	1,75	2,00	2,00	2,25	2,00	2,25	2,25	2,50

Наименьшая величина заложения наружного (сухого) откоса m_1 насыпей высотой до 5 *м* принимается равной 2,00, за исключением случаев, когда при проверке на фильтрацию обнаружится необходимость более пологого откоса.

Как на общее правило, следует указать, что коэффициенты заложения откосов (внутренних и наружных) для насыпей высотой более 5 *м* должны быть установлены в каждом отдельном случае расчетом их на устойчивость по «Техническим условиям и нормам проектирования земляных плотин».

При устройстве наружных берм в каналах с дамбами следует иметь в виду, что бермы можно не устраивать при высоте насыпи не более 5 *м*, обеспечивая необходимые для устойчивости на фильтрацию размеры дамб за счет более пологих откосов.

Если же высота насыпи более 5 *м*, то рекомендуется в них устраивать бермы шириной не менее 1 *м*, располагая их по высоте в соответствии с линией депрессии (по типу земляных плотин).

Для каналов более мелких с расходом Q от 0,1 до 2,00 *м³/сек* наименьшую величину коэффициентов m, m_1 рекомендуется принимать (при отсутствии опытных данных) по приводимой ниже таблице 9.

Таблица 9

Грунт	В каналах с расходом 0,5—2,0 *м³/сек*		В каналах с расходом <0,5 *м³/сек*	
	Величина заложения откосов			
	m	m_1	m	m_1
Глина песчаная	1,00	2,00	1,00	2,00
Суглинок тяжелый	1,00	2,00	1,00	2,00
Суглинок легкий	1,50	2,00	1,50	2,00
Супесь мелкозернистая	1,50	2,00	1,50	2,00
Песок мелкозернистый глинистый .	1,50—2,00	2,00	1,50	2,00

Если нормальный горизонт воды в канале превышает поверхность земли более чем на 0,2 *м* при высоте дамб не более 3 *м*, минимальное заложение откосов принимается без расчета в соответствии с таблицей 10 (нормы Гипроводхоза).

Таблица 10

Грунт	Расход воды в канале Q, *м³/сек*							
	>10		10—2		2—0,5		<0,5	
	m	m_1	m	m_1	m	m_1	m	m_1
Глина, суглинок тяжелый и средний	1,25	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	1,00	0,75
Суглинок легкий	1,50	1,25	1,25	1,00	1,25	1,00	1,00	1,00
Супесь	1,75	1,50	1,50	1,25	1,50	1,25	1,25	1,00
Песок	2,25	2,00	2,00	1,75	1,75	1,50	1,50	1,25

Фильтрационный поток, выходящий на внешний откос под напором h, может вызвать разрушение дамбы вследствие выноса мелких частиц грунта. Давая более пологий откос низовой грани, можно достичь необходимой устойчивости грунта. Рассматривая условия равновесия грунта на низовом откосе под действием фильтрационных сил, Терцаги приходит к следующей простой зависимости между углом внутреннего трения мокрого грунта (φ) и углом наклона низового откоса к горизонту (α_1):

$$\gamma(\operatorname{tg}\varphi-\operatorname{tg}\alpha_1)\cos\alpha_1=n\operatorname{tg}\alpha_1,$$

в которой:

$$\gamma=(\gamma_0-1)(1-p),$$

где γ_0 — удельный вес грунта;
p — пористость (в долях от единицы);
n — коэффициент запаса, принимаемый равным 1,1—1,2.

В дамбах, выстроенных из неустойчивых грунтов, в целях повышения устойчивости внешнего откоса рекомендуется применять пригрузку из более крупного песка, гравия или мелкого камня.

В этом случае указанная выше формула для определения угла низового откоса принимает следующий вид:

$$(\gamma + a\gamma_n)(\operatorname{tg}\varphi - \operatorname{tg}\alpha_1)\cos\alpha_1 = n\operatorname{tg}\alpha_1,$$

где a — толщина слоя пригрузки, измеренная перпендикулярно к откосу;
γ_n — объемный вес пригрузки во взвешенном состоянии.

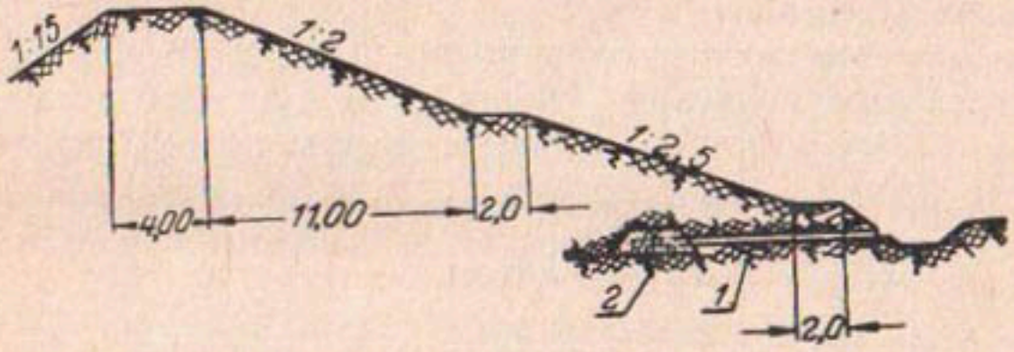


Рис. 8. Закрытый дренаж наружного откоса дамбы:
1 — дрена; *2* — фильтр из щебня.

Устойчивость низового откоса особенно высоких дамб можно обеспечить предотвращением выхода депрессионной кривой на внешний откос устройством дренажа в основании дамбы по типу, применяемому в земляных плотинах (обратный фильтр, дренажные трубы, окруженные обратным фильтром, и др.).

При наличии избыточного грунта из выемки рекомендуется идти на развитие дамбы понизу за счет более пологого низового откоса; при этом получается более пологая кривая депрессии, уменьшается фильтрационный расход и достигается лучшая защита грунта, насыщенного фильтрующейся водой, от промерзания.

На рисунке 8 в качестве примера показан закрытый дренаж наружного откоса дамбы Дортмунд-Эмского судоходного канала в Германии.

Расчет дамб на устойчивость против фильтрации, имея своей задачей определение фильтрационного расхода, величины выходных скоростей и положение кривой депрессии, может быть произведен одним из существующих способов, применяемых при проектировании земляных плотин (например, академика Павловского).

Существующие нормы рекомендуют при расчетах дамб на устойчивость против фильтрации принимать следующий порядок расчета в зависимости от расхода канала Q и высоты насыпи H_1.

Для дамб с расходом $Q>10$ *м³/сек* и высотой $H_1>3$ *м* расчет ведется по нормам земляных плотин с проверкой откосов на устойчивость по способу круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

Дамбы с расходом $Q>10$ *м³/сек* и высотой $H_1<3$ *м* можно рассчитывать упрощенно по формуле:

$$l \geqslant ch,$$

где h — максимальная глубина воды в канале;

l — длина по основанию дамбы, считаемая от перпендикуляра, опущенного на подошву дамбы, из точки пересечения горизонта воды с внутренним откосом (точка A) до пересечения наружного откоса с поверхностью земли (точка F);

c — безразмерный коэффициент, характеризующий средний пьезометрический уклон депрессионной линии AB и равный отношению длины дамбы по основанию l к погашаемому напору h, т. е. $c=\frac{l}{h}$; его также называют уклонным коэффициентом $\left(i_{ср}=\frac{1}{c} \text{ или } c=\frac{1}{i_{ср}}\right)$.

Величина c принимается по опыту строительства советских гидромелиоративных сооружений в зависимости от рода грунта и расхода канала Q по следующей таблице 11.

Таблица 11

Грунт	Расход воды в канале Q, *м³/сек*			
	30–20	20–10	10–3	3
Глина песчаная	4,0	3,5	3,2	3,0
Суглинок тяжелый	4,5	4,5	3,5	3,2
Суглинок легкий	4,5	4,5	4,0	3,5
Супесь мелкозернистая	5,0	4,5	4,0	4,0
Песок глинистый мелкозернистый	5,5	5,0	4,5	4,0

Для дамб с расходом $Q<10$ *м³/сек* и $H_1>3$ *м*, а также и для дамб с $Q<10$ *м³/сек* и $H_1<3$ *м* величина l определяется той же формулой:

$$l \geqslant ch.$$

Для дамб с подсыпным дном расчетная глубина воды в канале определяется как сумма глубины воды в канале и $^3/_4$ высоты подсыпки его дна, т. е. равняется $(h+0{,}75\ h_1)$.

Следует заметить, что для больших каналов наружный откос дамб лучше проектировать ломаным, придерживаясь следующих основных правил. До 0,7 высоты дамбы откос m_1 назначается из условия устойчивости откоса данного грунта в состоянии естественного увлажнения, а ниже откос m_2 проектируется по формуле $l \geqslant ch$.

При расчете дамб по изложенным выше способам предполагается, что дамбы полностью укатаны при потребной влажности.

Указанные выше нормы проектирования для дамб не относятся к дамбам на косогорных участках при поперечных уклонах более 0,1, где проектирование устойчивых дамб зависит от ряда местных условий и способа укрепления канала.

Для более мелких каналов (например, хозяйственных и участковых распределителей) расчет дамб на устойчивость против фильтрации не производится.

В случае, когда в месте пересечения каналов с пониженной местностью высота дамб получается больше 2 *м*, рекомедуется рассчитывать дамбы на устойчивость против фильтрации.

Профиль, представленный на рисунке 7, будет лучше всего удовлетворять всем требованиям, которые предъявляются при проектировании, в том числе и требованию минимума земляных работ.

Грунт для насыпи дамб обычно берется или из специально закладываемых резервов, или же из сбросных каналов, если грунт из них экономически будет выгодно подвозить. Глубина резервов f сообразуется обычно с глубиной ближайшего водосборного канала сбросной сети и его расстоянием; эта глубина f принимается с таким расчетом, чтобы воду из них (резервов) можно было легко спускать в существующую сбросную сеть. На основании этих соображений в среднем принимают значение $f = 1{,}0—1{,}2$.

При назначении глубины резервов необходимо исходить из категории канала. Для магистральных каналов и их ветвей резервы не должны быть глубже 1,25—1,50 *м*, для распределителей — 0,75—1,00 *м* и для участковых каналов — 0,30 *м*, причем из резервов должен быть предусмотрен отвод попадающей в них воды в ближайшее понижение (овраг, лог, балка), для этих целей дно резерва должно закладываться с небольшим уклоном от канала.

Откосы резервам дают те же, что и в каналах с выемкой, но не менее 1 : 1.

Расстояние резервов n от подошвы дамбы F определяется габаритами работающего экскаватора при механизированном производстве работ и больших каналах. При высоких дамбах величина n назначается из условия, чтобы линия депрессии ABG оставалась в теле грунта, не выходя на откос резерва. Во всяком случае это расстояние для мелких каналов не должно быть мень-

ше 0,80—1,00 *м*, повышаясь для крупных каналов до 5 *м*. При близком положении резерва к дамбе может происходить смачивание внешнего основания дамбы под влиянием капиллярного поднятия воды из резервов и возможно оползание этого откоса дамбы.

Можно расстояние n назначать по формуле:

$$n=\frac{f}{\operatorname{tg}\alpha}-mf+2,$$

где f — глубина резерва;

α — угол наклона линии депрессии к горизонту;

m — коэффициент откоса резерва.

При условии, что средняя величина угла α может быть принята $\alpha=17°$, а $m=1{,}5$, получим при разных глубинах f нижеследующие округленные значения для величин n:

Глубина резерва f, *м*	Расстояние n, *м*
0,5	3,0
1,0	4,0
1,5	5,0

При исчислении потребного объема грунта, вынимаемого из резерва в насыпь, необходимо учитывать уплотнение грунта, так как при уплотнении объем насыпи уменьшается.

Вся полоса земли, занятая резервами, обычно при ирригационных каналах засаживается деревьями. Откосы резервов принимаются в среднем $m=1{,}5$.

По нормам Гипроводхоза расстояние между подошвой откоса канала и бровкой внешнего резерва устанавливается в увязке с принятой схемой производства работ и устойчивостью откосов дамб.

Для предварительных расчетов расстояние между подошвой откоса канала F и бровкой внешнего резерва K допускается принимать (в *м*):

при глубине резерва до 0,5 *м*	$n=1{,}5$ *м*
» » » » 1,0 »	$n=3{,}0$ »

Если во внешние резервы могут поступать поверхностные или грунтовые воды, необходимо предусмотреть засыпку резервов или же отвод воды из них в водосборную сеть.

Оставлять внешние резервы при устройстве внутрихозяйственных (участковых) распределителей запрещается; они должны быть засыпаны грунтом до начала освоения орошаемых земель (при их планировке).

Внутренние резервы рекомендуется закладывать внутри каналов при условии оставления между ними перемычек шириной 3 *м*. Глубина внутренних резервов и заложение их откосов

устанавливаются в зависимости от положения уровня грунтовых вод, условий разработки резервов и размеров канала. Внутренние резервы допускаются глубиной не более 0,75 *м* и длиной не более 40 *м*; соседние резервы разделяются перемычками длиной не менее 10 *м*.

4. Сечение канала в полувыемке-полунасыпи

На рисунке 9 представлено типовое поперечное сечение канала, проложенного частью в выемке, а частью в дамбах (насыпи) или, как принято называть, в полувыемке-полунасыпи. Такое сечение приходится придавать главным образом ирригационным каналам-распределителям различных порядков, для которых необходимо, чтобы горизонт воды в канале был выше окружающей местности. Сечение канала в полувыемке-полунасыпи

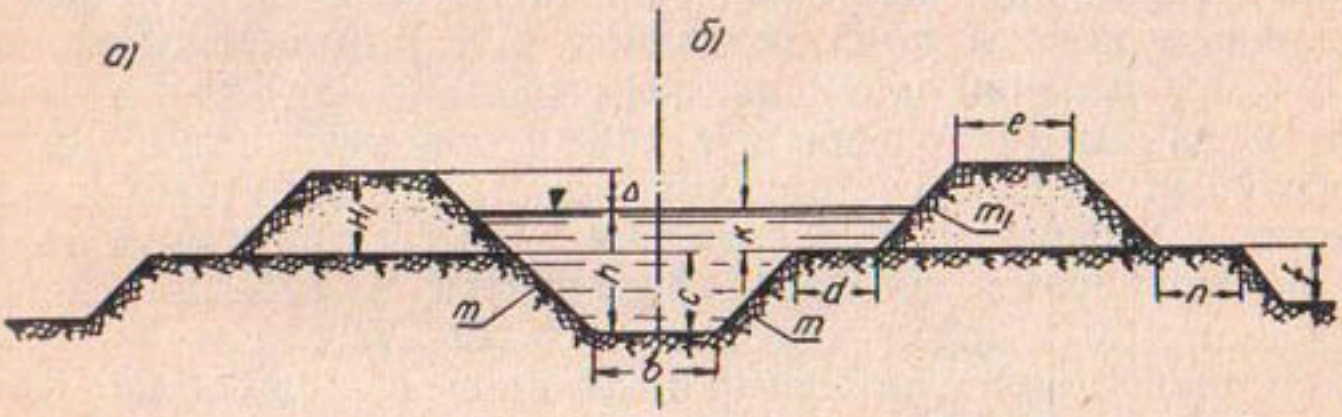


Рис. 9. Типовое поперечное сечение канала в полувыемке-полунасыпи.

может быть выполнено с бермой (правая часть рисунка 9) и без бермы (левая часть того же рисунка).

При глубине выемки $c<1$ *м* берма не устраивается, а если $c>1$ *м*, то можно делать берму d только в тех случаях, когда проектируемый канал в будущем предполагается расширить на большую пропускную способность. В некоторых случаях устройство бермы вызывается необходимостью уменьшения размывающего действия воды на внутренние откосы дамбы m_1, а в особенности в первые моменты работы канала. По мнению большинства специалистов, бермы не всегда оправдывают свое назначение по следующим причинам:

1) бермы способствуют заилению и зарастанию каналов;

2) бермы увеличивают потери на просачивание, а как следствие понижают коэффициент полезного действия и повышают горизонт грунтовых вод. Опыт постройки Ирджарского распределителя в Средней Азии без бермочек дал очень благоприятные результаты: не только не наблюдалось сползания откосов, но, наоборот, обнаружено намывание и образование как бы искусственной полки.

Во всяком случае ширина бермы у основания дамбы должна быть такой, чтобы при возможном смывании бровки откоса

не была захвачена смывом дамба, для чего ширину выбирают в пределах 0,30—1 *м*. В случае возведения дамб с поливкой и утрамбовкой оставление бермы минимум в 0,30 *м* обязательно в малых каналах, так как без такой бермочки нельзя будет производить трамбование.

По вопросам проектирования дамб в силе остаются все соображения, изложенные нами при разборе типового сечения для каналов в насыпи.

Профиль в полувыемке-полунасыпи особенно является экономически выгодным, когда объем выемки может быть сделан равным объему насыпи плюс 10—20% на осадку.

В случае недостатка объема выемки на образование дамб применяют так называемый способ перебора дна канала в том случае, если по каналу будет протекать мутная вода и, следовательно, можно будет в скором времени ожидать заиления сделанных углублений наносами, или же закладывают резервы с оставлением полосы *n*. О величинах *n* и *f* было сказано выше.

При определении площади, необходимой для отвода под резервы и дамбы (кавальеры), а также при исчислении количества земляных работ и составлении смет необходимо вводить коэффициент уменьшения и увеличения объема различных грунтов. Эти коэффициенты обычно определяются в период изысканий опытным путем и могут колебаться от 20—30%.

При проектировании сечений каналов в полувыемке-полунасыпи необходимо руководствоваться нижеследующими соображениями.

В том случае, если нормальный горизонт воды в канале превышает бровку выемки не более чем на 1 *м*, заложение откоса *m* выемки принимается таким же, как и в каналах, только с выемкой, а откос насыпи принимается равным откосу выемки.

Если же нормальный горизонт воды превышает бровку выемки более чем на 1 *м*, то коэффициент откоса насыпи m_1 принимается, как в каналах исключительно насыпных (с дамбами), а заложение откоса *m* выемки принимается равным откосу насыпи.

При общей глубине канала в полувыемке-полунасыпи до 5 *м* бермы не устраиваются.

5. Сечение канала на косогоре

На рисунке 10 изображено типовое поперечное сечение канала при прохождении им косогора (крутого склона). Обычно такое сечение приходится давать ирригационному каналу в его магистральной, холостой (нерабочей) части в местах с резко выраженным поперечным рельефом. При уклонах косогора больших, чем 0,1, основание насыпи *D* делается ступенчатым и врезается в грунт в виде штрабы с высотой ступенек 0,30—1 *м*, и шириной их в соответствии с величиной уклона косогора; если же

уклон косогора очень крутой, то применяют для укрепления дамб *D* подпорные стенки. Чтобы предотвратить смывание откосов поверхностными паводками и ливневыми водами, необходимо устраивать особые «нагорные» канавы, которые могли бы перехватывать их и отводить, минуя откосы канала, а тем самым предохранять канал от засорения размываемым грунтом косогора.

Нагорные канавы следует проводить параллельно горизонталям или под незначительным углом к ним, при уклоне дна канала 0,001—0,003. Основным условием при трассировке следует считать необходимость собрать весь сток с прилегающей к каналу площади водосбора, не имеющей непосредственного стока.

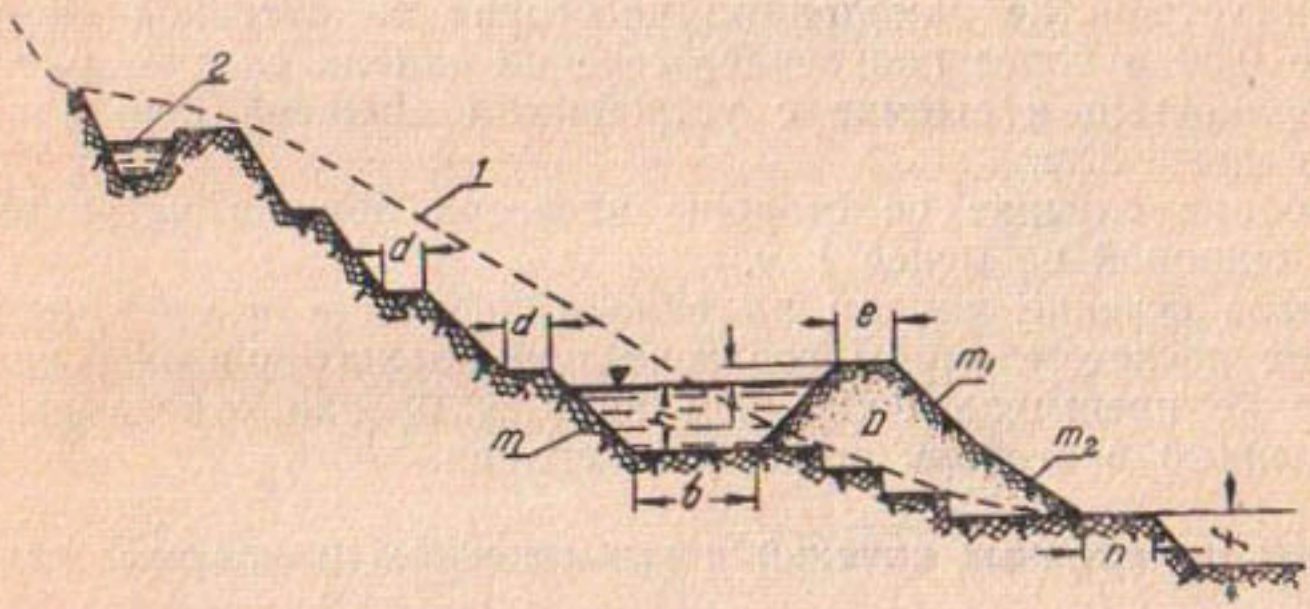


Рис. 10. Типовое поперечное сечение канала на косогорном участке:

1 — поверхность земли; *2* — нагорная канава.

Площадь между трассой магистрального канала и нагорной канавой была бы по возможности наименьшей.

Перехваченные нагорной канавой воды с помощью дюкеров или иных сооружений пропускаются под магистральным каналом и отводятся в реку или же в какое-либо понижение.

Вынутая из нагорной канавы земля складывается в дамбы канала со стороны ограждаемого канала; складывание этой земли с нагорной стороны не допускается.

Вероятные максимальные расходы для нагорных канав определяются отдельно от ливневых и талых вод на основании данных непосредственных гидрометрических наблюдений за ряд лет. Если эти наблюдения отсутствуют, то можно пользоваться существующими эмпирическими формулами.

Что касается проектирования отдельных элементов профиля канала на косогоре, то таковые следует принимать для части канала, устроенной в насыпи по нормам насыпных каналов, а для части канала, проложенной в выемке, по нормам каналов в выемке.

Часто в целях придания нагорному откосу большей устойчивости поперечное сечение канала принимают асимметричным, давая откосу, обращенному к нагорной стороне, более пологое заложение.

Строительные нормы и правила (часть II, раздел И) при устройстве каналов на косогорах с крутизной ската от 0,15 до 0,20 поперечное сечение канала при глинистых и суглинистых грунтах рекомендуют располагать в выемке так, чтобы поверхность земли проходила через точку пересечения откоса с форсированным горизонтом воды в канале. Для повышения устойчивости дамбы при основании из связанных грунтов рекомендуется придавать ступенчатое очертание линии сопряжения тела дамбы с основанием.

При устройстве каналов на косогорах с крутизной ската от 0,20 до 0,30 и более поперечное сечение канала следует располагать полностью в выемке с устройством внешней бермы шириной не менее 3 *м*.

В обоих случаях со стороны косогора должна устраиваться берма шириной не менее 1 *м*.

Живое сечение канала на склоне врезается в него выемкой с таким расчетом, чтобы горизонт нормального расхода воды в канале не превышал более чем на 1 *м* бровки откоса выемки, обращенного в сторону понижения склона.

6. Типы поперечных сечений с применением подпорных стенок

Когда канал прокладывается в трудно разрабатываемых (скалистых) или же в плохо устойчивых грунтах, приходится прибегать к устройству подпорных стенок, образующих один или два борта канала, а в некоторых случаях покрывают бетоном и дно канала, если скала трещиновата и можно опасаться

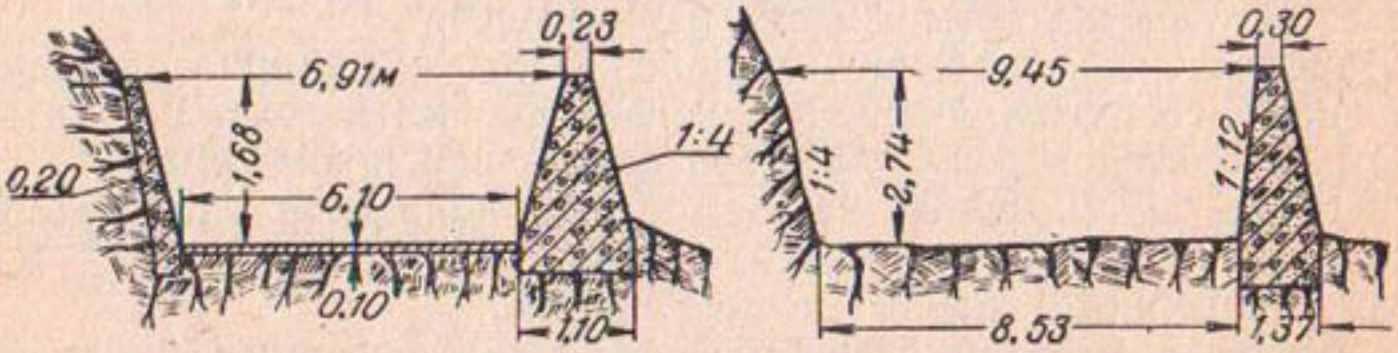


Рис. 11. Поперечные сечения каналов с применением подпорных стенок.

просачивания воды и связанного с этим явлением подмыва подпорных стенок. Подпорные стенки устраивают и в том случае, когда канал приходится прокладывать между рекой и почти вплотную подходящими к ним скалами (в верховьях горных рек Средней Азии, Кавказа и др.).

Типовые поперечные сечения каналов, требующих применения подпорных стенок, представлены на рисунке 11 (каналы

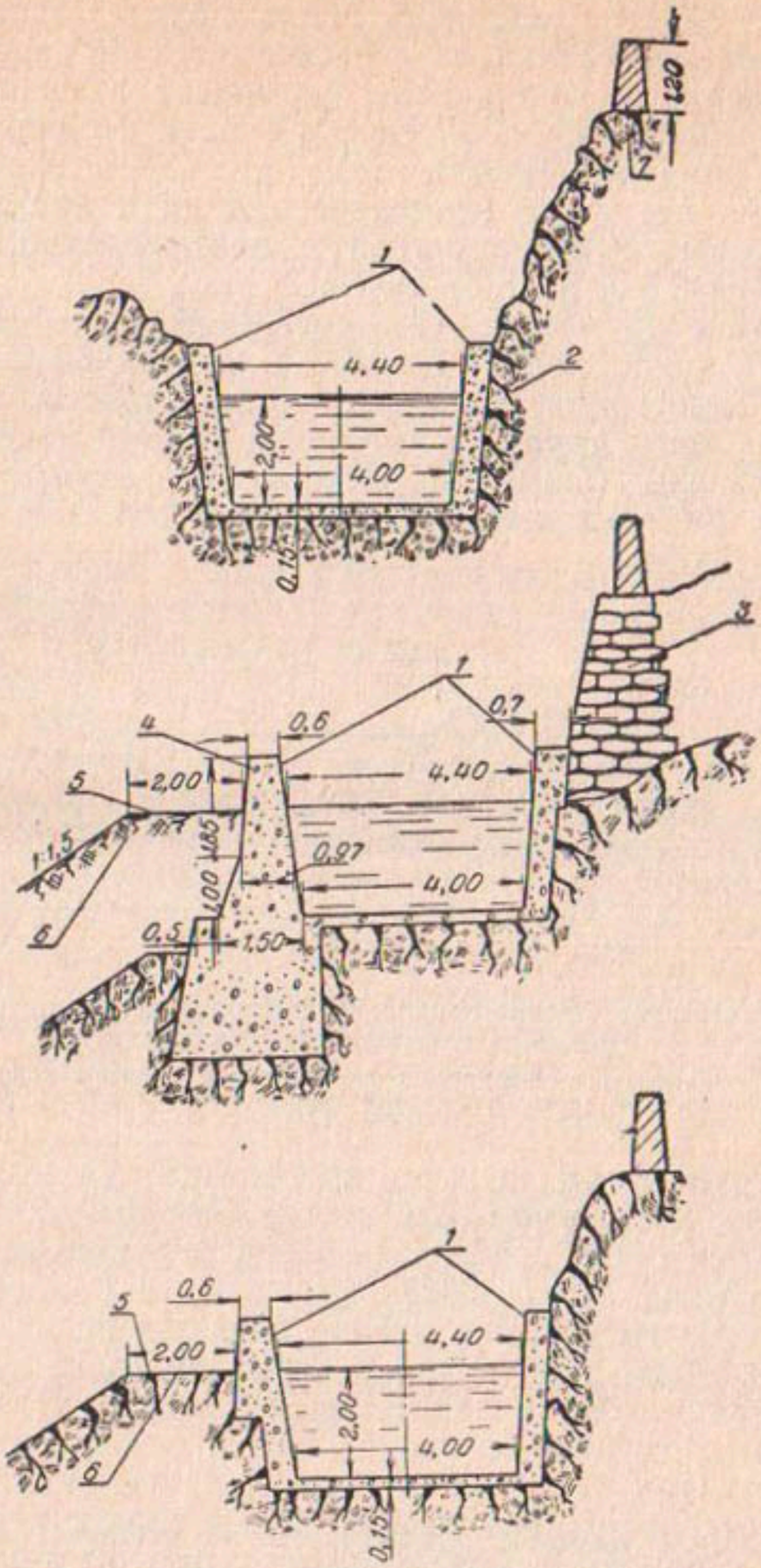


Рис. 12. Поперечные сечения канала на косогорных участках трассы:

1 — цементная штукатурка; *2* — бетонная облицовка; *3* — стенка из сухой кладки; *4* — бетонная стена; *5* — дорога для осмотра; *6* — отсыпка для защиты стенки от воздействия мороза и солнца.

Модесто и Турлок). Подпорные стенки канала Модесто образуют один или оба берега канала в зависимости от характера склона выступа; скалистое дно канала расчищено и покрыто бетонной облицовкой толщиной 0,1 *м*. Канал Турлок с одной стороны ограничен скалистым берегом, а с другой — бетонной подпорной стенкой; там, где скала выступает над дном канала, массивная стенка заменяется более легкой с контрфорсами, устроенными на расстоянии 2,5 *м* друг от друга.

На рисунке 12 изображены поперечные сечения деривационного канала гидростанции Морвечио, проходящего в подпорных стенках на косогорных скальных участках трассы.

В случае, когда грунты косогорного участка подвержены оползневым явлениям (плывуны, разжиженные грунты или грунты, покоящиеся на наклонных глинистых пластах) и насыщены к

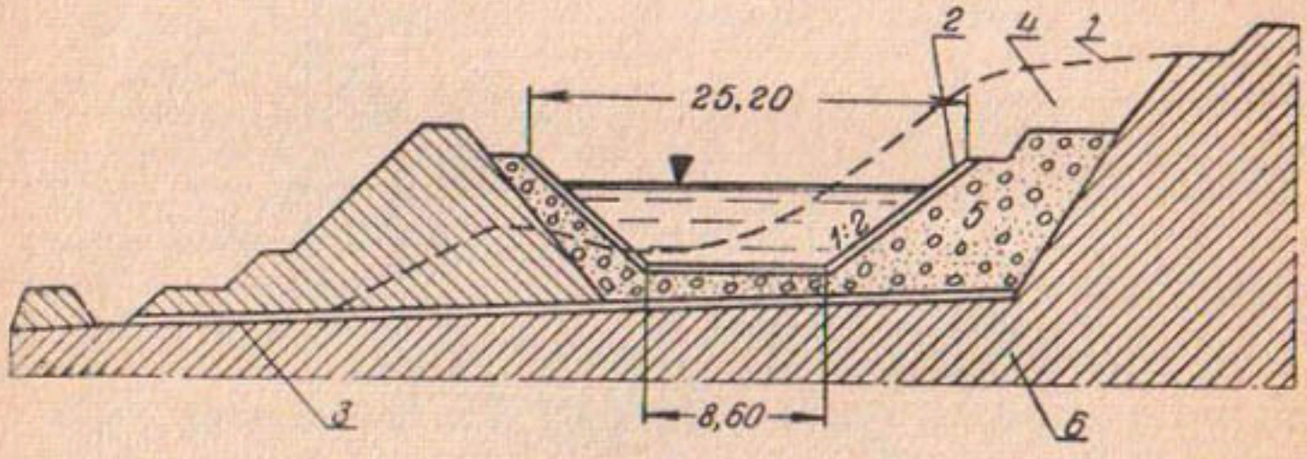


Рис. 13. Поперечное сечение канала, на котором была произведена замена неустойчивого грунта фильтрирующим:

1 — поверхность склона; *2* — облицовка; *3* — дренаж; *4* — выемка для разгрузки склона; *5* — гравелистый вновь насыпанный грунт; *6* — грунт склона (оползающий).

тому же грунтовыми водами, производят замену неустойчивых грунтов более надежными. В качестве заменяющих лучшими грунтами являются песок, щебень и гравий без примесей глины.

Такая замена части оползавшего грунта 6 более устойчивым (крупным гравием)5 была удачно произведена на канале гидростанции Мюльталь на р. Изар в Германии (рис. 13).

Благодаря такой замене была достигнута устойчивость профиля, уровень грунтовых вод понизился и был обеспечен их хороший отвод, так как крупный гравий является отличным дренирующим материалом. Все поверхностные воды с верхового откоса (косогора) с помощью дренажа были выведены в долину р. Изар. Откосы и дно канала покрыты бетоном толщиной 15—20 *см*. Уплотнение облицовки произведено частично торкретированием, частично цементной штукатуркой. Перед бетонированием была произведена замочка канала на одну неделю. Многолетняя эксплуатация канала показала хорошую работу принятой конструкции.

Аналогичная замена грунта была выполнена на некоторых участках канала Квистон-Чипава в США.

7. Применение поперечных сечений различных типов для каналов различных категорий

Для разных категорий оросительных и осушительных каналов можно рекомендовать следующие типы поперечных сечений:

1) для главных (магистральных) оросительных каналов (в их холостой части) — сечения в глубокой выемке, в обыкновенной выемке, в полувыемке-полунасыпи, а при особых условиях рельефа сечения по косогору и с применением подпорных стенок;

2) для распределительных каналов различных порядков (межхозяйственных, хозяйственных, внутрихозяйственных), принимающих воду из магистрального канала и передающих ее в оросители,— сечения в полувыемке-полунасыпи, а в некоторых случаях в насыпи;

3) для оросителей, подводящих воду из распределителей к отдельным водопользователям (к поливным участкам) — сечения в насыпи и реже в полувыемке-полунасыпи;

4) для каналов водосборно-сбросной и коллекторно-дренажной сети, собирающих и отводящих сточные и дренажные воды с орошаемых участков, а также предупреждающих поднятие уровня грунтовых вод, как правило,— сечения в выемке глубиной от 2 до 5 *м* и очень редко (в верховьях участковых сбросов) сечения в полувыемке-полунасыпи.

5) для каналов осушительных (магистральных, боковых разных порядков, нагорных) — исключительно сечения в выемке.

На рисунке 14 представлены типовые сечения оросительных каналов. Сечения изображенные на рисунке 14 *а—г*, даются только оросителям (поливным каналам), а сечения, изображенные на рисунке 14 *д* и *е*, можно давать как оросителям, так и распределителям низшего порядка.

На рисунке 15 изображены типы поперечных сечений для оросительных каналов, проходящих в лессовых грунтах, наиболее рациональные с точки зрения уменьшения потерь и наиболее экономичные по объему потребных земляных работ для их осуществления, причем за нормальный расчетный расход для оросителей принимался $Q_{норм} = 0{,}042 \div 0{,}070$ *м*³/*сек*, а за максимальный (форсированный) — $Q_{форс} = 0{,}168$ *м*³/*сек*.

8. Применение стандартных сечений и их характерные типы

К настоящему времени в связи с широким развитием механизированного социалистического ирригационного хозяйства появилась потребность в стандартизации поперечных сечений каналов не только мельчайшей, но также мелкой и даже крупной сети на расходы до 10 *м*³/*сек*.

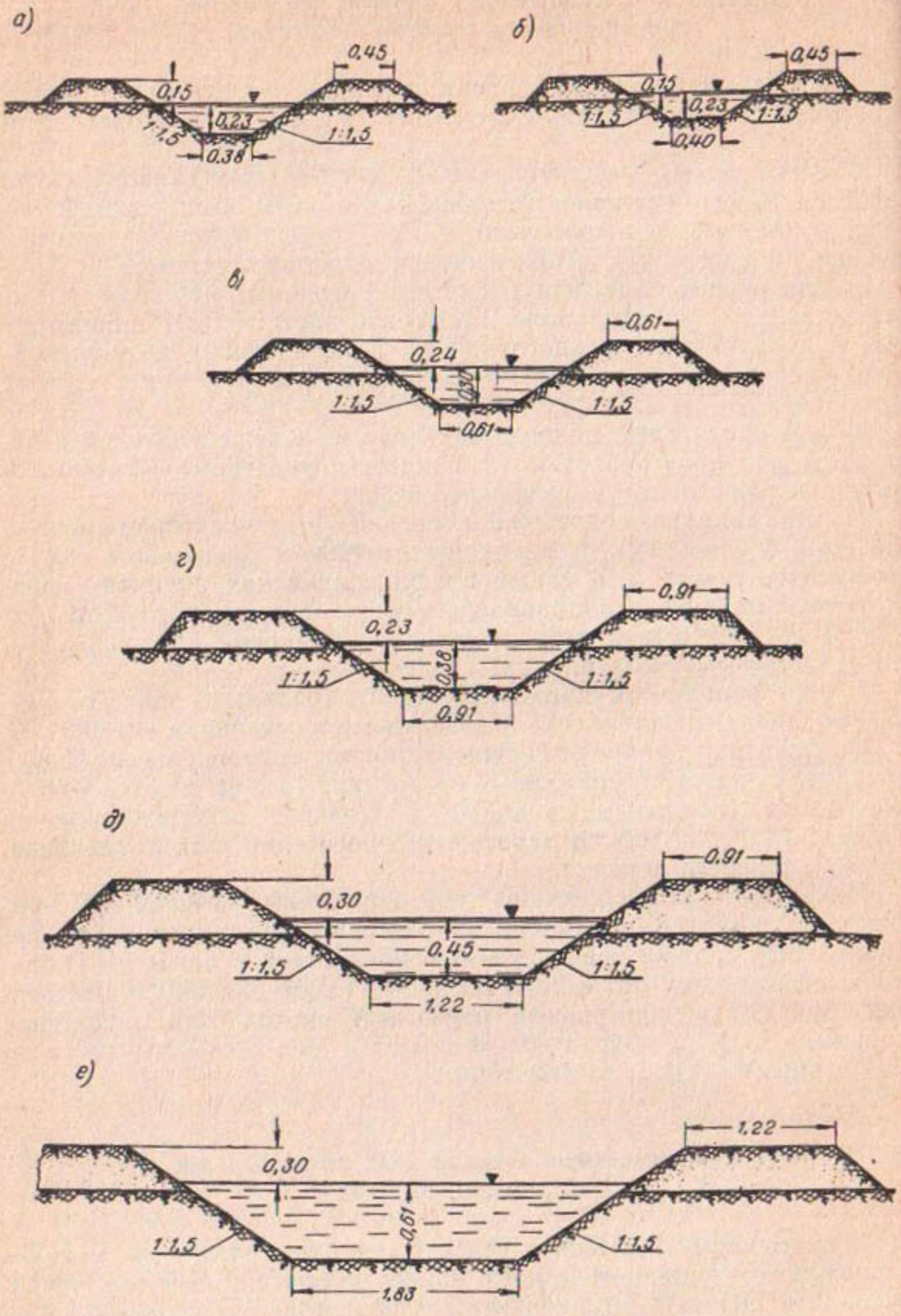


Рис. 14. Типовые сечения каналов.

Впервые вопрос о нормализации размеров мелкой сети с обоснованием рекомендуемых стандартов и методов расчета по ним был поставлен в работе «Стандарты мелкой сети», помещенной в IX томе трудов НИИГиМ (1931—1932 гг.). Это время перехода нашего сельского хозяйства от индивидуальных форм к коллективно-социалистическим (механизированным).

Разработка стандартных поперечных сечений каналов (1956 г.) позволяет типизировать поперечные сечения каналов оросительных систем с обеспечением их строительства механизированным

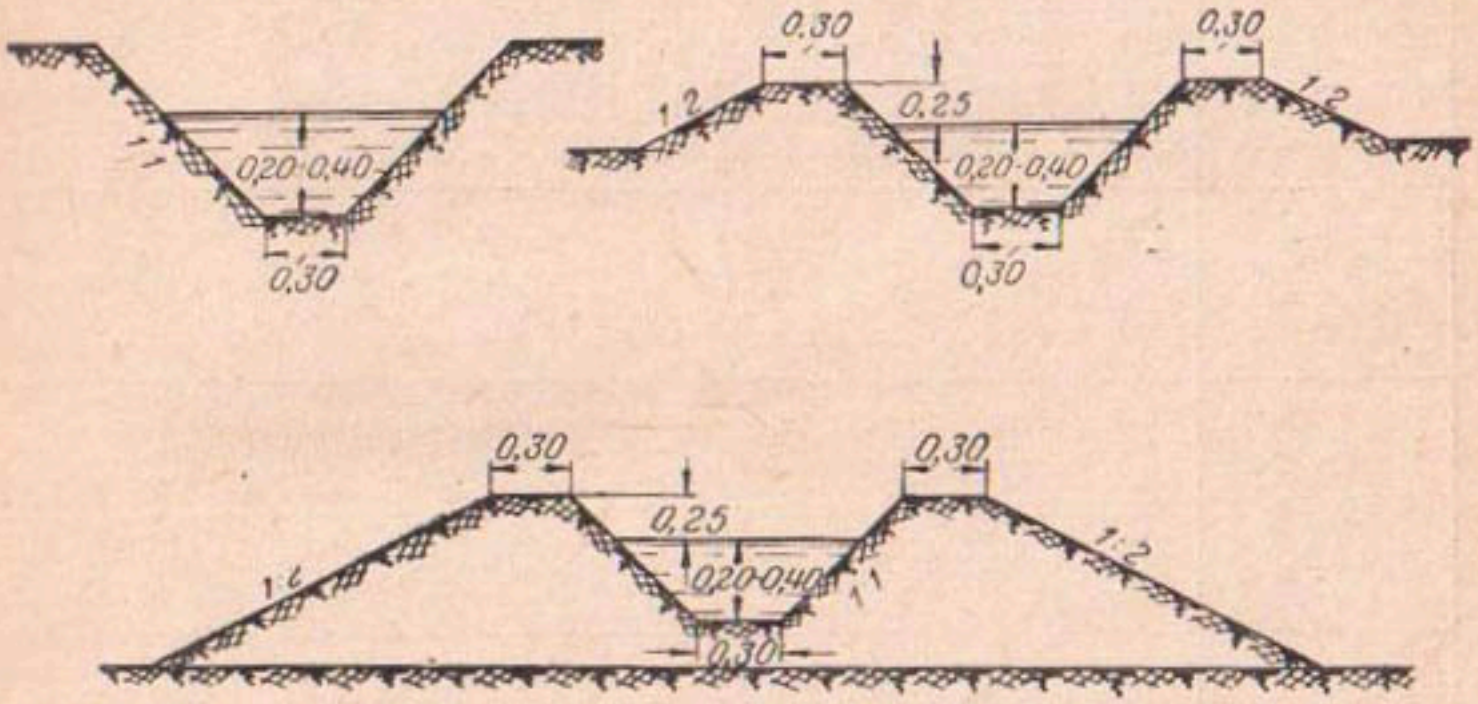


Рис. 15. Сечения оросительных каналов, принятые в проекте орошения Голодной степи (Узбекская ССР).

способом, облегчает и сокращает объемы работ по проектированию каналов оросительных систем.

Стандартные поперечные сечения разработаны для каналов в суглинистых и супесчаных грунтах I и II категорий с учетом их строительства землеройными машинами и механизмами, выпускаемыми отечественной промышленностью.

Производство работ при строительстве каналов стандартных сечений осуществляется следующими способами:

а) для оросительных каналов на расходы до 1 $м^3/сек$ с шириной по дну до 1 *м* по способу «подушки», т. е. путем предварительной насыпки с послойной укаткой подушки до отметки не ниже нормального уровня воды в канале, с последующей вырезкой в ней сечения канала канавокопателем, грейдером и экскаватором; для оросительных каналов тех же размеров, проходящих в выемке, путем предварительной планировки трассы канала с устройством корыта (обратной подушки) глубиной до 1,5 *м* (предельная глубина разработки скрепером без специальных выездов

Таблица 12

Категория каналов	Расход Q, $м^3/сек$	Принятые стандартные расходы Q, $м^3/сек$	Коэффициенты шероховатости n	Принятые ширины каналов по дну b, $м$	Ширина дамб каналов по верху, $м$	Грунт	Принятые заложения откосов		Запас дамб над форсированным уровнем воды, $м$
							внутренних m	внешних m_1	
Внутрихозяйственные распределители	0,05—0,3	0,05; 01; 0,15;	0,0275 и	0,4—0,6	0,5—0,6	Супесь	1,25	1,5	⩾0,2
		0,2; 0,25; 0,3	0,025			Суглинок	1	1,5	⩾0,2
Хозяйственные распределители	0,3—1	0,3; 0,350; 0,4; 0,45; 0,5; 0,55; 0,6; 0,65; 0,7; 0,75; 0,8; 0,85; 0,9; 0,95; 1	0,025	0,6—0,8 1	0,5—1	Супесь	1,5	1,5	⩾0,3
						Суглинок легкий	1,25	1,5	⩾0,3
						то же, тяжелый	1	1,5	⩾0,3
Межхозяйственные распределители и магистральные каналы	1—10	1; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6 и т. д.	0,0225	1,2—1,5	1—1,5	Супесь	1,5	1,5	0,4
				1,8—2 2,5—3 3,5—4 4,5—5 6—7		Суглинок легкий и средний	1,25	1,5	0,4
Каналы водосборно-сбросной сети	0,05—0,3	0,05; 0,1; 0,15; 0,2; 0,25; 0,3; 0,35; 0,4; 0,45; 0,5; 0,55; 0,6; 0,65; 0,7; 0,75; 0,8; 0,85; 0,9; 0,95; 1	0,0275	0,4—0,6 0,8—1	—	Супесь	1,5	—	—
						Суглинок легкий	1,25	—	—
						то же, тяжелый	1	—	—
Каналы коллекторно-дренажной сети	0,05—2	0,05; 0,1; 0,15; 0,2; 0,25; 0,3; 0,35 и т. д.	0,0275	0,4—1	—	Супесь	1,5	—	—
						Суглинок легкий	1,25	—	—
						то же, тяжелый	1	—	—

с последующей вырезкой каналов канавокопателем или грейдером; в мокрых грунтах, а также в сухих грунтах с глубиной выемки более 2 *м* вырезка каналов производится экскаваторами;

б) для оросительных каналов на расходы более 1 *м*³/*сек*, проходящих в полунасыпях и в насыпях, путем раздельной отсыпки и послойной укатки дамб до отметки форсированного уровня воды в канале и досыпки их до проектной отметки с запасом на последующую осадку;

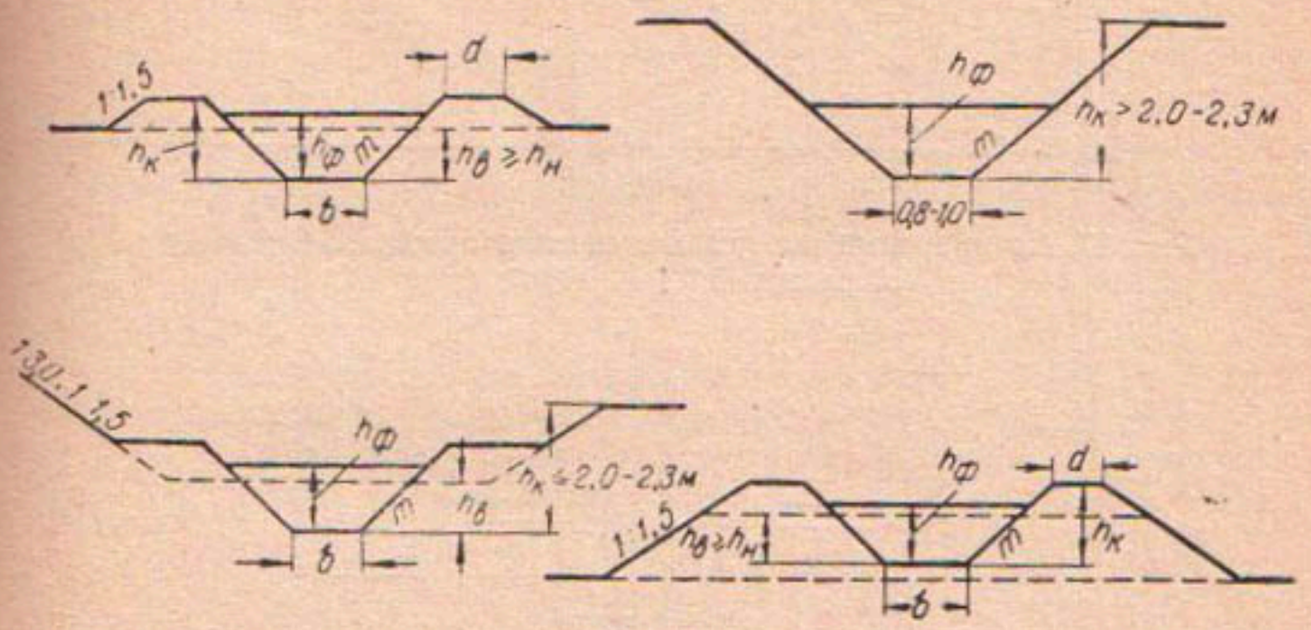


Рис. 16. Стандартные сечения каналов оросительной сети на расходы до 1,0 *м*³/*сек*.

в) для каналов дренажной сети верхняя часть сечения разработана скреперами или бульдозерами, а нижняя часть — экскаватором, драглайном и профильным ковшом; ширина по дну дрен и коллекторов при глубине до 3 *м* принимается от 0,4 до 0,8 *м*, а при глубине от 3 до 5 *м* — не менее 1 *м*.

Выбор поперечного сечения канала в соответствии со стандартными сечениями, а также проверка сечения на незаиляемость и неразмываемость производятся при проектировании в зависимости от заданных конкретных условий.

Приняв одно из значений ширины канала по дну, производят гидравлический расчет канала по прилагаемым к стандартным поперечным сечениям каналов таблицам.

Основные параметры каналов оросительных систем, принятые в стандартных поперечных сечениях даны в таблице 12.

На рисунке 16 представлены стандартные поперечные сечения каналов оросительной сети на расходы до 1 *м*³/*сек*, проходящих в выемке, полувыемке-полунасыпи и насыпи. Величины конструктивных элементов этих каналов и глубины их наполнения даны в таблице 13.

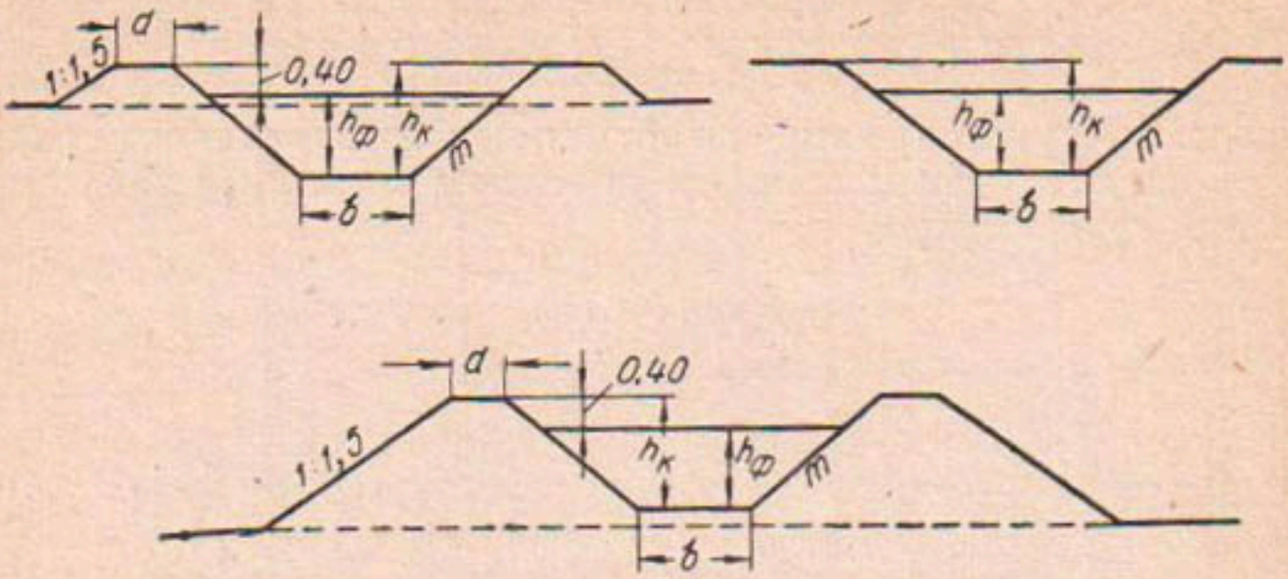


Рис. 17. Стандартные поперечные сечения оросительных каналов на расход 1,0 ÷ 10,0 *м³/сек*.

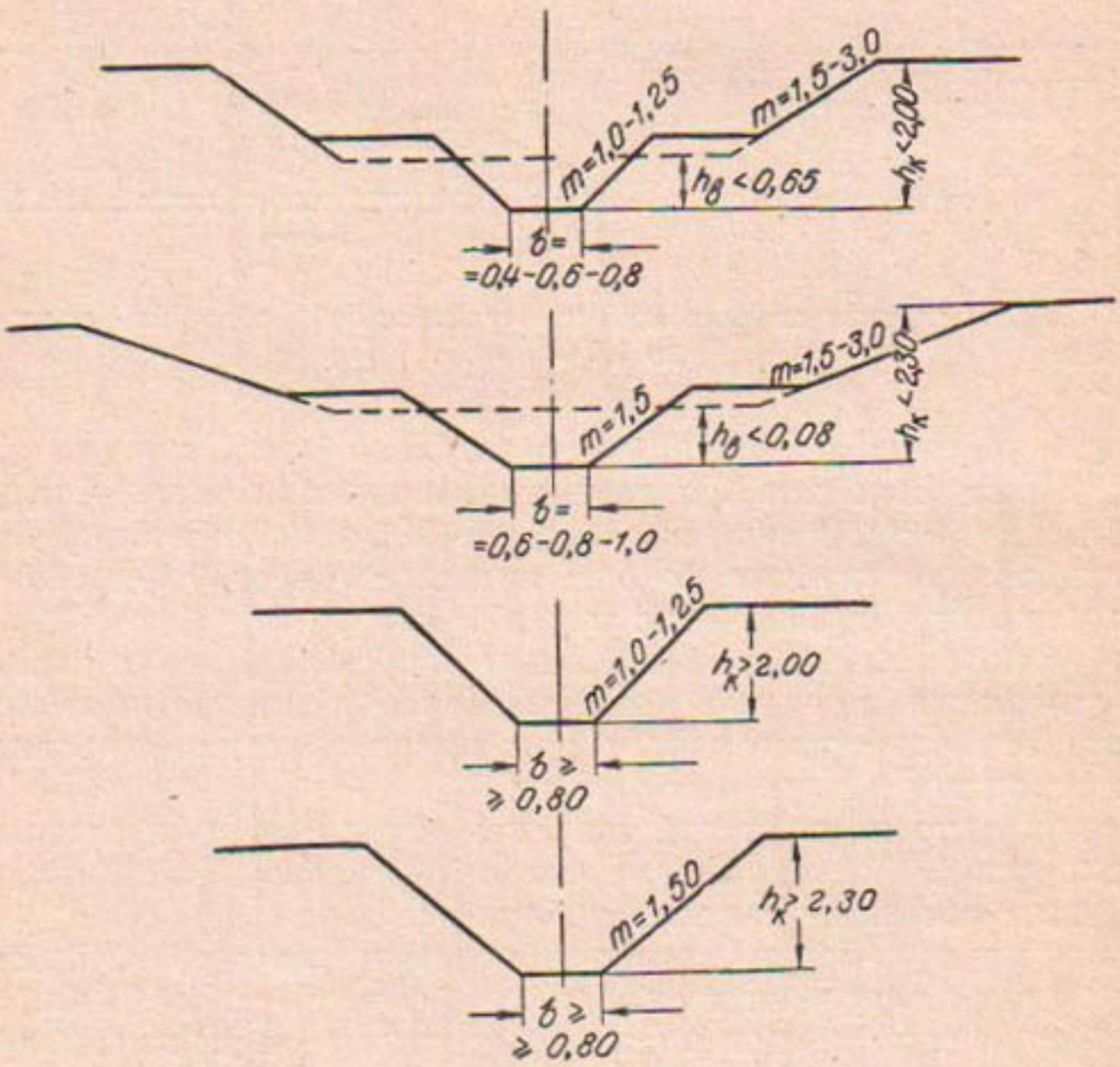


Рис. 18. Поперечные сечения каналов водосборно-сбросной сети на расходы до 1,0 *м³/сек*.

Таблица 13

Расход воды, $м^3/сек$	Ширина канала по дну, $м$	Ширина дамбы поверху, $м$	Заложение внутренних откосов m			Глубина наполнения канала $h_н$ при $Q_{норм.}$	Строительная глубина канала в подушке $h_к$, $м$
			в суглинке		в супеси		
			тяжелом	легком			
0,05—0,3	0,4—0,6	0,5—0,6	1	1,25	1,25	0,15—0,65	0,4—1,1
0,35—0,5	0,6—0,8	0,6	1	1,25	1,25	0,45—0,65	0,8—1,1
0,35—0,65	0,8—1	0,6	1,5	1,5	1,5	0,6—0,85	1—1,3
0,7—0,75	0,8—1	0,8	1,25	1,25	1,5	0,55—1	1—1,4
0,8—1	1—1,2	1	1,25	1,25	1,5	0,55—1,1	1—1,5

На рисунке 17 представлены стандартные поперечные сечения оросительных каналов на расходы от 1 до 10 $м^3/сек$, проходящих в выемке, полувыемке-полунасыпи и насыпи. Величины конструктивных элементов этих каналов и глубины их наполнения даны в таблице 14 (стр. 38).

На рисунке 18 представлены стандартные поперечные сечения каналов водосборно-сбросной сети на расходы до 1 $м^3/сек$. Величины конструктивных элементов этих каналов и глубины их наполнения даны в таблице 15.

Таблица 15

Расход воды, $м^3/сек$	Ширина канала по дну $м$	Заложение откосов m			Глубина наполнения канала $h_н$, $м$
		в суглинке		в супеси	
		тяжелом	легком		
0,05—0,3	0,4—0,6	1	1,25	—	0,1—0,65
0,05—0,55	0,6	—	—	1,5	0,1—0,8
0,35—0,55	0,6—0,8	1	1,25	—	0,3—0,65
0,35—0,55	0,6	—	—	1,5	0,3—0,8
0,35—1	0,8	—	—	1,5	0,6—0,8
0,6—1	1	—	—	1,5	0,5—0,8
0,05—1	⩾0,8	1	1,25	1,5	0,1—1,0
0,05—1	⩾1	1	1,25	1,5	0,1—1,5

Примечания. 1. Каналы с заложениями откосов 1—1,25 при глубине наполнения до 0,9 $м$ и ширине по дну 0,6—0,8 $м$ выполняются канавокопателем. При глубине выемки канала до 2 $м$ устраивается обратная подушка. При глубине выемки более 2 $м$ каналы выполняются экскаватором.

2. Каналы с заложением откосов 1,5 при глубине наполнения до 1,1 $м$ и ширине по дну 0,6—0,8 $м$ выполняются в сухих грунтах грейдером (при глубине выемки канала до 2,3 $м$ устраивается обратная подушка), а в мокрых грунтах и при глубине выемки более 2,3 $м$ — экскаватором.

На рисунке 19 представлены стандартные поперечные сечения каналов дренажной сети (хозяйственные дрены и хозяйственные

Таблица 14

Расход воды Q, $м^3/сек$	Глубина наполнения канала $h_н$ при ширине канала по дну b, $м$												Ширина дамбы по верху d, $м$
	1,2	1,5	1,8	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	
1,1—2	0,7—1,2	0,75—1,6	0,9—1,6	1—1,5	0,7—1	—	—	—	—	—	—	—	1
2,1—3	1—1,3	0,9—1,4	0,9—1,8	1—1,9	1,2—1,8	1,4—1,7	1,2—1,5	—	—	—	—	—	1
3,1—4	1,2—1,5	1,1—1,4	1,1—1,4	1—1,9	1,2—1,9	1,5—1,9	1,5—1,8	—	—	—	—	—	1,25
4,1—5	1,4—1,5	1,3—1,4	1,2—1,6	1,2—1,7	1,2—2	1,4—2,2	1,5—2	1,6—1,9	—	—	—	—	1,25
5,1—6	—	1,5—1,8	1,4—1,7	1,3—1,9	1,2—1,9	1,4—1,8	1,5—2,1	1,7—2,1	1,7—2	1,7—1,9	—	—	1,25
6,1—7	—	—	1,5—1,8	1,5—1,8	1,4—2,1	1,5—1,8	1,5—2,1	1,8—2,2	1,8—2,2	1,8—2,3	—	—	1,25
7,1—8	—	—	1,8—1,9	1,6—1,9	1,5—2	1,4—2,1	1,5—2	1,7—2,3	1,9—2,4	1,8—2,3	2—2,2	—	1,5
8,1—9	—	—	—	—	1,7—2	1,5—2	1,5—2	1,6—2,5	1,7—2,5	1,9—2,5	1,9—2,2	—	1,5
9,1—10	—	—	—	—	1,8—2	1,7—2	1,7—2	1,6—2,5	1,7—2,5	1,8—2,6	2—2,3	2—2,2	1,5

Примечания. 1. Значение заложения откосов m в суглинках тяжелых и легких принимается равным 1,25, а в супеси — 1,5.

2. Каналы шириной по дну 1,2—1,8 *м* выполняются в верхней части скреперами, а в нижней части экскаваторами. Каналы шириной по дну 2 *м* и более выполняются скреперами и экскаваторами.

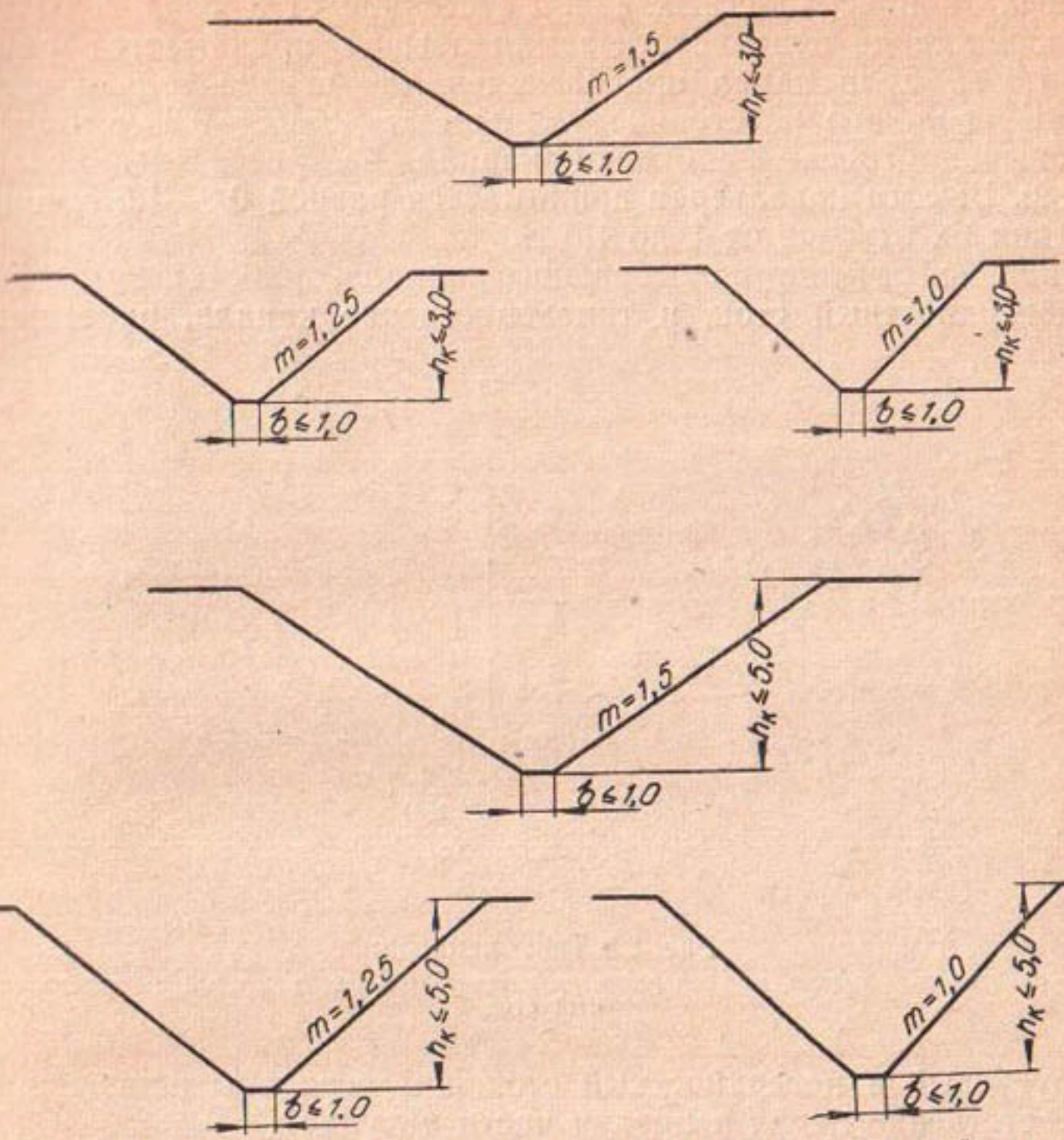


Рис. 19. Стандартные поперечные сечения каналов дренажной сети.

коллекторы), разработанные для наиболее часто встречающихся видов грунтов (супесь, суглинок легкий, суглинок тяжелый и глина).

9. Типовые сечения водосборно-сбросных каналов и дренажных коллекторов

Поперечные сечения, применяемые для открытых сбросных каналов, аналогичны сечениям, применяемым для осушительных каналов. Однако вследствие того, что сбросным каналам приходится работать неравномерно и они могут быть скорее заилены и засорены, минимальную ширину их по дну принимают равной 0,4—0,5 *м*, а откосы их делаются заложением от 1 до 1,5 *м* и очень редко более пологими. Глубина главных сбросных каналов обычно принимается не меньше 1,7—2 *м*, а при значительных размерах обслуживаемых ими площадей и больше 2 *м* (до 3 и 5 *м*),

поскольку эти каналы используются для отвода и грунтовых (дренажных) и поверхностных вод. Расстояние от уровня воды в таких каналах до поверхности земли обычно принимается равным 1,3—1,5 *м*. Если канал предназначен для отвода только поверхностных вод, это расстояние уменьшают до 0,6—0,8 *м*. Кавальеры обычно относят от бровки канала на расстояние не менее 1—2 *м*. Высота кавальеров принимается равной 0,6—1,5 *м* при заложении их откосов от 1 до 1,5 *м*.

Типовое сечение водосбросного канала, работающего только на поверхностный сток, и типовое сечение канала, работающего

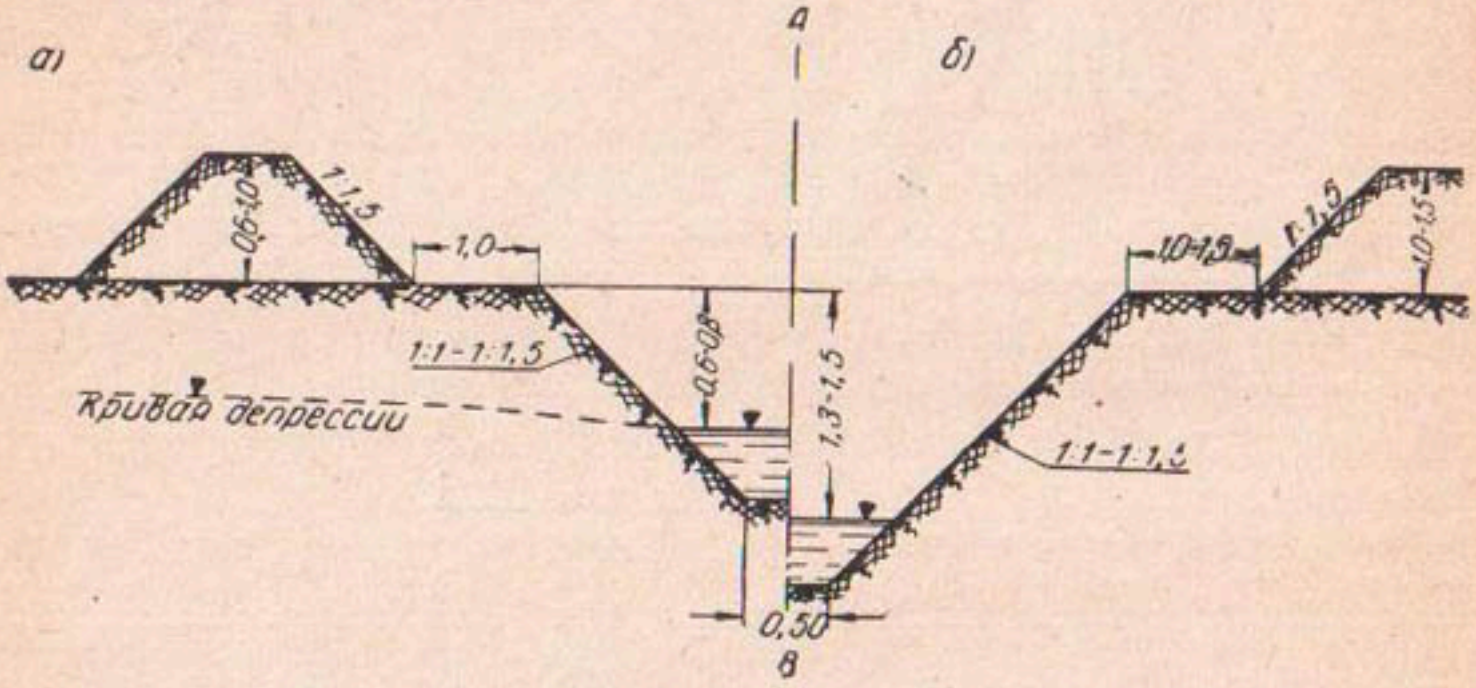


Рис. 20. Типы каналов:
а — работающие только на поверхностный сток; *б* — на грунтовый и поверхностный сток.

на грунтовый и поверхностный сток, представлены на рисунке 20 (соответственно левая и правая части рисунка).

В местах пересечения естественных понижений водосборные каналы в виде исключения могут устраиваться и в дамбах.

Водосборные каналы проектируются на возрастающий расход по их длине, поэтому площадь их поперечного сечения также увеличивается по их длине. Обычно это достигается путем увеличения их ширины или глубины. Ширину по дну чаще всего увеличивают после впадения очередного водосборного канала, глубину же увеличивают через бо́льшие расстояния, а также при впадении сбросов.

Рекомендуется принимать следующие величины ширины открытых дрен по дну: 0,4; 0,6; 1; 1,2; 1,5; 1,8; 2; 2,5; 3 *м* и далее через каждый метр (в зависимости от расхода Q и параметров применяемой землеройной техники).

При проектировании водосборно-сбросной сети (в случае отсутствия опытных данных) в качестве ориентировочных могут быть приняты величины заложений откосов, приведенные в таблице 16 для различных видов грунтов и разных расходов воды.

Таблица 16

Грунт	Заложение откосов при расходе Q, $м^3/сек$					
	30—10		10—1		1	
	мокрый	сухой	мокрый	сухой	мокрый	сухой
Мелкозернистый песок	3	2	2,5	2	2,5	2
Рыхлый песок и супесь	2	2	2	2	2	2
Плотная супесь и легкий суглинок	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Средний суглинок и лесс	1,5	1	1	1	1	1
Тяжелый суглинок и плотный лесс	1	1	1	1	1	1
Обычная глина	1	1	1	1	1	1
Тяжелая плотная глина	0,75	0,5	0,75	0,5	0,75	0,5
Гравий	1	1	1	1	1	1
Галечник	1	1	1	1	1	1
Мягкая скала	0,25	0	0,25	0	0,25	0
Твердая скала	0	0	0	0	0	0

Технические указания по проектированию горизонтального дренажа засоленных земель Гипроводхоза (1965 г.) рекомендуют принимать величину минимального заложения откосов постоянных открытых дрен и коллекторов на основании изучения устойчивых участков каналов, работающих в аналогичных гидрогеологических и геотехнических условиях, а при отсутствии подходящих аналогов для каналов с глубиной выемки до 4 *м* — по следующим данным:

Грунт	Заложение откоса
Галечник слабо сцементированный	1
Галечник и гравий с песком	1,25
Глина, суглинок тяжелый и средний	1,25
Суглинок легкий	1,5
Супесь	1,75
Песок:	
крупнозернистый	2
среднезернистый	2,75
мелкозернистый	2,5

При выемках глубиной более 4 *м* заложение откосов принимается на основании соответствующих расчетов.

Этими же указаниями Гипроводхоза рекомендуется использовать для поперечных сечений открытых дрен и коллекторов не только трапецеидальную форму (наиболее распространенную), но и полигональную или параболическую, в зависимости от размеров канала, геотехнических условий и принятого способа производства работ. Для глубоких каналов, а также для каналов, проходящих в малоустойчивых грунтах, рекомендуется сложное сечение, имеющее в нижней части форму параболы, а в верхней части трапецеидальную форму с достаточно пологими откосами.

УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФОРМЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ КАНАЛОВ

1. Выбор поперечного сечения канала и влияние на него «относительной» ширины

При выборе поперечного сечения следует руководствоваться следующими соображениями: широкое, но мелкое русло канала снижает стоимость земляных работ, скорость движения воды при этом уменьшается, русло быстрее кальматируется, потери на фильтрацию уменьшаются. В случае ирригационных каналов такое русло облегчает устройство распределителей, которые пройдут в неглубоких выемках. К недостаткам широкого поперечного сечения следует отнести необходимость в занятии под канал большей площади, увеличенное испарение с водной поверхности, возможность зарастания русла сорной растительностью, что, в свою очередь, может привести к заилению канала и несколько большему объему земляных работ, удорожанию мостов через канал и вообще всех гидротехнических сооружений.

При узком и глубоком поперечном сечении скорость движения воды увеличивается, что при слабом уклоне местности очень важно; площадь, занятая каналом, уменьшается — последнее обстоятельство имеет большое значение при проведении канала по косогору. Объем земляных работ уменьшается, но стоимость их возрастает вместе с ростом углубления. При выводе распределителей приходится делать большие выемки или же устраивать подпорные сооружения для поддержания высоких командных уровней, что приводит к увеличению расходов.

Выбор сечения зависит также в большой степени от свойств грунта, в котором прокладывается канал. В слабых грунтах ширину канала по дну b увеличивают как с целью уменьшения скорости для предотвращения размыва, так и для удешевления земляных работ и более удобного вывода распределителей. В твердых грунтах, где размыв не опасен, выгоднее увеличить скорость, что позволяет уменьшить площадь сечения канала и стоимость работ.

Вопрос о величине отношения α ширины канала по дну b к глубине воды в канале h до настоящего времени теоретически недостаточно исследован. При проектировании каналов приходится или назначать величину отношения α на основании имеющихся эмпирических формул, или же давать этому отношению такую величину, при которой получается гидравлически наивыгоднейшее сечение канала, т. е. сечение с минимумом потерь.

2. Гидравлически наивыгоднейшее сечение и условия его применения

Гидравлически наивыгоднейшим называется такое сечение канала, для которого при данном расходе и уклоне получается наименьшая площадь живого сечения или, что то же, наибольшая скорость и расход Q, и, следовательно, наименьший объем земляных работ. Такое сечение часто называют экономичным сечением канала. «Относительная» ширина α и другие элементы канала с гидравлическим наивыгоднейшим сечением при различных величинах m даны в таблице 17.

Таблица 17

Заложение внутренних откосов канала m	Ширина по дну b, м	Глубина воды h, м	$\alpha = \frac{b}{h}$	Гидравлический радиус R	Смоченный периметр χ	Ширина по верху b', м	Живое сечение ω, м²
Полуокружность	0	0,798	0	0,399	2,506	1,596	1
0	1,414	0,707	2	0,354	2,828	1,414	1
0,5	0,938	0,759	1,23	0,379	2,645	1,697	1
0,75	0,756	0,756	1	0,374	2,646	1,996	1
1	0,613	0,740	0,83	0,370	2,705	2,093	1
1,5	0,417	0,689	0,61	0,345	2,904	2,484	1
2	0,300	0,636	0,47	0,318	3,144	2,844	1

Примечание. Чтобы получить элементы для любого живого сечения канала ω следует соответствующие табличные значения умножить на квадратный корень из площади живого сечения $\sqrt{\omega}$.

Пример 1. Требуется определить основные размеры экономически наивыгоднейшего сечения канала и уклон его при следующих данных: $Q=36$ м³/сек; $v=0{,}9$ м/сек; $m=1{,}5$; коэффициент шероховатости $\gamma=1{,}3$ (по Базену).

Решение. Находим площадь живого сечения

$$\omega=\frac{Q}{v}=\frac{36}{0{,}9}=40 \text{ м}^2,\ \sqrt{\omega}=\sqrt{40}\approx 6{,}32 \text{ м}.$$

С помощью таблицы 17 определяем ширину по дну b, глубину воды h и гидравлический радиус R:

$$b=0{,}417\cdot 6{,}32=2{,}64 \text{ м};\quad h=0{,}689\cdot 6{,}32=4{,}35 \text{ м};\quad R=0{,}345\cdot 6{,}32=2{,}18 \text{ м}.$$

По формуле Базена находим коэффициент $C=46$, а затем из уравнения Шези определяем уклон:

$$i=\frac{v^2}{C^2R}=\frac{0{,}9^2}{46^2\cdot 2{,}18}\approx 0{,}000175.$$

При заданных величинах заложения откосов канала m отношение $\alpha=\frac{b}{h}$ можно получить геометрически, описывая около полуокружности какого-либо радиуса r трапецию ABC, для которой (рис. 21) $\operatorname{ctg}\varphi=m$, и измеряя затем отношение $\frac{b}{h}$.

Элементы гидравлически наивыгоднейшего профиля канала трапецеидального сечения можно определить по следующим аналитическим формулам:

$$b=2h(\sqrt{1+m^2}-m)=\alpha h;$$

$$\omega=h^2(2\sqrt{1+m^2}-m)=Bh^2;$$

$$R=\frac{h}{2},$$

а «относительную» ширину канала по формуле:

$$\alpha=\frac{b}{h}=2(\sqrt{1+m^2}-m).$$

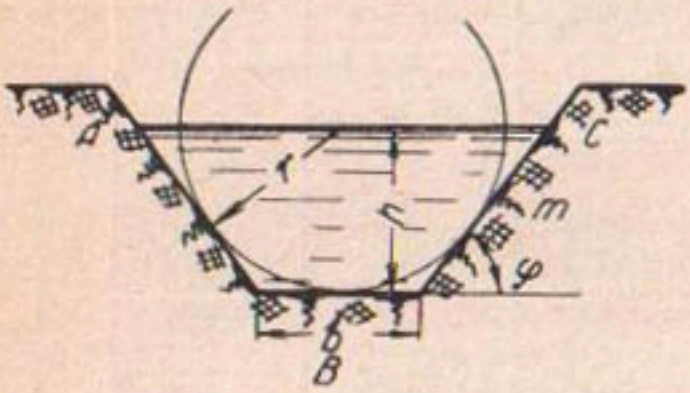


Рис. 21.

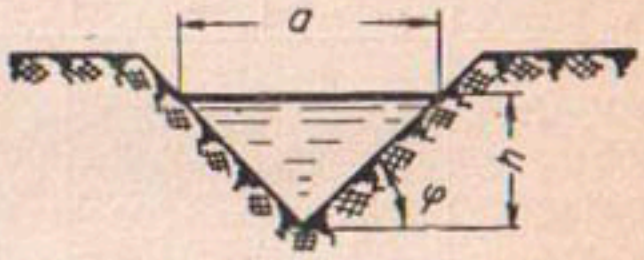


Рис. 22.

Для упрощения расчетов приводится таблица 18 величин α и B в зависимости от заложения откоса канала m.

Таблица 18

m	0	0,1	0,2	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3
α	2	1,810	1,640	1,562	1,236	1	0,828	0,702	0,606	0,532	0,472	0,385	0,325
B	2	1,910	1,838	1,812	1,734	1,75	1,828	0,950	2,107	2,282	2,468	2,882	3,324

Следует заметить, что наивыгоднейшими сечениями для каналов будут круг, полуокружность, где гидравлический радиус R равен половине наибольшей глубины канала $\frac{h}{2}$, половина правильного шестиугольника с углом наклона стороны к горизонту в 60°, прямоугольник, в котором ширина b равна удвоенной глубине $2h$, треугольник, в котором ширина по урезу воды a равна удвоенной глубине $2h$, и угол $\varphi=45°$ (рис. 22). Чем ближе выбранное сечение к этим формам, тем меньше объем земляных работ, следовательно, меньше их стоимость. Однако такие сечения могут быть осуществлены на практике лишь в очень редких случаях: когда канал одет прочной одеждой или же проходит в твердом скальном грунте. Но даже и в этих случаях откосы обычно делаются с некоторыми уклонами. Круглое сечение дается тру-

бопроводам (закрытым каналам), полукруглое — каменно-бетонным и железобетонным лоткам, прямугольное — деревянным, железобетонным и стальным лоткам (акведукам и дюкерам); земляным же каналам чаще придают трапецеидальный профиль.

3. Учет условий, влияющих на форму поперечного сечения канала

На практике очень часто приходится руководствоваться при расчете каналов опытом уже построенных сооружений или пользоваться эмпирическими формулами.

Для каналов с малым расходом следует отдавать предпочтение глубоким сечениям, особенно в районах с жарким климатом, где солнечная радиация способствует усиленному испарению с водной поверхности и благоприятствует развитию водорослей.

Гидравлически наивыгоднейшее сечение применяется при проектировании мелиоративных каналов в следующих случаях: а) когда канал проектируется с малым уклоном, б) когда канал проектируется с искусственной облицовкой (бетонированные каналы, лотки, акведуки и др.), в) когда канал прокладывается в твердых грунтах (скала, конгломерат и др.), г) когда канал имеет небольшой расход (оросители и мелкие распределители).

При малых расходах форма незаиляющегося канала примерно совпадает с формой гидравлически наивыгоднейшего сечения, а при увеличении расхода она представляет собой широкое, но неглубокое сечение.

При проведении больших магистральных каналов с ответвлениями обычно задают уширенное сечение, чтобы можно было уменьшать расход воды в главном канале уменьшением его ширины b, не нарушая глубины воды h и скорости движения в нем.

Конструктивно-строительные требования, предъявляемые поперечному сечению канала, также влияют на величину α. Эти требования сводятся к тому, чтобы поперечное сечение канала соответствовало способу производства работ, выбранному для строительства канала. От способа производства работ и степени соответствия его строительной форме сечения канала зависит объем земляных работ и, следовательно, строительная стоимость выполнения канала. При выборе сечения канала необходимо ориентироваться на тот профиль, который с наибольшей эффективностью может выполняться землеройными машинами, выбранными для производства работ по устройству канала. Так, при скреперной и грейдерной разработке больших каналов выгоднее более широкие сечения. При разработке каналов экскаваторами-драглайнами, по-видимому, выгоднее глубокие и не особенно широкие сечения. Конечно, дать рецептурное решение этого вопроса невозможно. Его необходимо решать в каждом отдельном случае с учетом всех моментов производства работ и наличия строительных механизмов.

Строительные значения величины $\alpha = \frac{b}{h}$ зависят также от расхода канала. Для больших расходов воды наивыгоднейшее значение величины α постоянно возрастает с увеличением расходов воды, причем темп этого возрастания зависит от принятого метода разработки грунта.

Нормы Гипроводхоза рекомендуют в основу выбора глубины и ширины оросительного канала, если они заранее не заданы условиями командования и какими-либо другими условиями, ставить экономичность поперечного сечения с точки зрения объема земляных работ и способа их выполнения. Экономичность устанавливается в результате сопоставления вариантов.

Для предварительного выбора размеров канала может служить следующая зависимость:

$$h = A\sqrt{Q},$$

где A — коэффициент, изменяющийся в пределах 0,7—1 (для средних условий $A = 0{,}85$).

За максимальную глубину для каналов следует принимать величину $h = 3{,}5—3{,}75$ *м*, чтобы не увеличивать стоимости строительства каналов и не затруднять эксплуатацию их в дальнейшем (очистка от зарастания, заиления и пр.).

Для каналов, берущих воду из водохранилищ или имеющих в голове отстойник, может быть допущена и бóльшая глубина воды, особенно для крупных каналов. Так, при проектировании подводящих каналов к регуляционным водохранилищам, а также магистральных каналов и их ветвей с площадями орошения больше 50 000 *га* применительно к условиям широкой ирригации Заволжья принималась глубина воды в каналах $h = 2 \div 9{,}5$ *м* при ширине их по дну $b = 7 \div 38$ *м* и расходах $Q = 34 \div 353$ *м*^{3}/*сек*.

Значения α для большинства ирригационных каналов изменяются от 2 до 4, а при больших расходах доходят до 12 и больше. При больших уклонах принимают большие значения α, а при малых уклонах — меньшие значения α. Во избежание дробления динамической оси потока жидкости в канале значение α не должно быть больше 8—10.

Разработанными нормами и техническими условиями отношение $\alpha = \frac{b}{h}$ не нормируется. Величину α рекомендуется устанавливать в процессе проектирования в каждом конкретном случае с учетом удельного веса основных влияющих факторов: расхода канала, потерь воды в нем, незаиляющих и неразмывающих скоростей, экономичности выполнения профиля с точки зрения объема земляных работ и способа их производства.

Для каналов с изменяющимся по длине расчетным расходом ширина по дну изменяется по участкам по мере разбора воды в отводящие (младшие) каналы.

Ширину по дну магистральных осушительных каналов не рекомендуется принимать меньше 0,4 *м* и больше 2 *м*, так как за этими пределами дно их быстро зарастает травой, движение воды затрудняется и каналы оплывают. При необходимости большого уширения дна следует углубить канал. По тем же причинам ширину боковых каналов по дну не делают меньше 0,4 *м*, а регулирующих — меньше 0,3 *м*. Конечно, в некоторых случаях по местным условиям приходится при проектировании отступать от указанных выше, так называемых нормальных глубин как в сторону уменьшения, например когда на уровне нормальной глубины залегает мелкий песок, так и в сторону увеличения, когда необходимо довести дно канала до глины.

Все сказанное о гидравлически наивыгоднейших сечениях оросительных каналов полностью применимо и к осушительным каналам.

Следует заметить, что при ширине осушительных каналов по дну $b = 0{,}45 \div 0{,}65$ *м* и при заложениях откосов 0,5 и 1 получаются гидравлически наивыгоднейшие сечения, удовлетворяющие к тому же и нормам осушения, выработанным долголетней практикой. При ширине каналов по дну b больше 0,65 *м* и откосах положе одиночных приходится при проектировании отступать от гидравлически наивыгоднейших сечений (для боковых и регулирующих каналов) и пользоваться данными практики, приближаясь по возможности к экономичным сечениям для магистральных каналов.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УКЛОНОВ, СКОРОСТЕЙ, РАДИУСОВ ЗАКРУГЛЕНИЙ И ДРУГИХ ЭЛЕМЕНТОВ КАНАЛОВ

1. Выбор и назначение уклонов

Для осушительных магистральных каналов можно принимать уклон $i = 0{,}0002 \div 0{,}002$ (оптимальный уклон находится в пределах 0,0005—0,001), для боковых проводящих каналов — уклон $i = 0{,}0005 \div 0{,}005$ (оптимальный уклон 0,002) и, наконец, для регулирующих мелких каналов — уклон $i \geqslant 0{,}0005$. Уклоны, равные или меньшие 0,0002, допускать не следует, так как такие уклоны способствуют заилению и зарастанию каналов, что связано с большими затратами труда во время эксплуатации каналов (очистка и т. д.).

По длине канала уклон должен сохраняться по возможности постоянным или увеличиваться по направлению к устью канала. Для регулирующих каналов допускаются и бóльшие уклоны при условии возможности шлюзования каналов.

Нормы МСХ СССР рекомендуют принимать следующие минимально допустимые уклоны каналов осушительной сети:

	уклон i
водоприемники	0,0002
магистральные каналы	0,0002
транспортирующие собиратели	0,0003
тальвеговые каналы	0,0005
нагорные каналы	0,005
ловчие каналы	0,002
закрытые собиратели	0,002
осушители открытые	0,0005

При назначении уклонов ирригационных каналов необходимо руководствоваться следующими соображениями:

1) перед ответвлениями в целях обеспечения пропускной способности следует несколько увеличивать уклон по сравнению с необходимым;

2) при небольшом содержании в воде взвешенных наносов уклон канала по всей его длине следует делать одинаковым;

3) при значительном содержании в воде взвешенных наносов постепенное увеличение уклонов каналов разных категорий дает возможность выносить эти наносы на орошаемое поле, где они используются в качестве ценного удобрительного материала для восстановления плодородия земли.

2. Выбор и назначение неразмывающих скоростей

Гидравлический расчет каналов обычно ведется исходя из значений средней для данного сечения канала скорости, которая зависит от свойств грунта, составляющего его ложе, расхода канала и, следовательно, размера живого сечения и его элементов, а также от содержания и состава наносов и, наконец, от соблюдения технических условий, установленных для изгибов канала.

Предельные значения неразмывающей скорости для каналов с гидравлическим радиусом $R=1$ *м* при содержании в воде глинистых частиц менее 0,1 *кг/м*³, рекомендуемых нормами Гипроводхоза, приведены в таблице 19.

Таблица 19

Грунт (однородный)	Допускаемая неразмывающая скорость, *м/сек*
Песок:	
мелкий и средний	0,45—0,60
крупный	0,60—0,75
Гравий:	
мелкий	0,75—0,90
средний	0,90—1,10
крупный	1,10—1,30
Галька:	
мелкая	1,30—1,40
средняя	1,40—1,80
крупная	1,80—2,20
Суглинок при объемном весе меньше 1,5 *т/м*³:	
легкий	0,40—0,70
средний	0,45—0,75
тяжелый	0,50—0,85
Суглинок при объемном весе 1,5—2 *т/м*³:	
легкий	0,70—0,90
средний	0,75—1,00
тяжелый	0,85—1,20
Глина:	
при объемном весе меньше 1,5 *т/м*³	0,55—0,90
» » » » 1,5—2 *т/м*³	0,90—1,25

Примечания. 1. Верхний предел соответствует большей плотности грунта.

2. В каналах, построенных в лёссовидных суглинках на землях нового орошения, в первые месяцы их работы допускаемая скорость должна быть снижена на 20%.

3. В каналах, дно и откосы которых одернованы и закреплены растительностью, допускаемые скорости можно повысить на 10—15%.

В случае если гидравлический радиус русла R больше или меньше единицы, для каналов с расходом больше 0,2 *м*³/*сек* табличное значение допускаемой скорости надо умножить на R^{α}, где показатель степени α может быть принят равным $^1/_3$ (по исследованиям А. А. Черкасова).

При содержании в воде канала более 0,1 *кг/м*³ глинистых частиц и наличии пленки ила, покрывающей его ложе, табличные значения неразмывающих скоростей повышаются на следующую величину в %:

Грунт, слагающий ложе канала:	
песок мелкий и средний	15—30
» крупный	25—35
гравий мелкий	25—35
» средний	20—35
» крупный	10—20
галька	5—15
суглинок легкий	10—15
» средний	15—20
» тяжелый	20—25
глина	20—25

Для неоднородных несвязных грунтов расчетная величина допускаемой скорости принимается из условия допущения вымыва и уноса частиц меньше определенного диаметра.

Для связных грунтов, содержащих включения гальки, гравия или булыжника, допускаемая скорость определяется в зависимости от количества и характера залегания включений в сечении канала. При сплошном и равномерном залегании включений в большом количестве расчет можно вести, как для несвязного грунта, исходя из преобладающих размеров включений. При небольшом количестве включений или при их слоистом расположении расчет следует вести по основному связному грунту.

Для каналов с искусственным креплением русла или с облицовкой и для каналов, проложенных в скальных породах, допускаемые значения неразмывающей скорости рекомендуется принимать по таблице 20.

Таблица 20

Вид грунта или крепления	Допускаемая неразмывающая скорость (*м/сек*) для каналов в скальных грунтах или с облицовкой при расходах (*м*³/*сек*)		
	1	1—10	10
Слабые осадочные породы (мергель, сланцы, мягкий конгломерат)	2,5	3	3,5
Средние осадочные породы (плотный конгломерат, пористый, слоистый и доломитовый известняк, известковый песчаник)	3,5	4,25	5
Крепкие осадочные породы (доломитовый песчаник, кремнистый известняк)	5	6	7
Кристаллические, изверженные породы	8	9	10
Бетонная одежда при воде, не содержащей песчаных или галечниковых наносов	6	8	10
Одиночная мостовая	2,5	3,5	4
Двойная мостовая	3,5	4,5	5

Для каналов с расходом воды более 50 *м³/сек* предельное значение неразмывающей скорости устанавливается на основе специальных исследований (натурных или лабораторных).

Для каналов водосборно-сбросной сети, трассируемых в выемках или же в естественных понижениях, величина предельной неразмывающей скорости может быть увеличена против приведенных норм (см. таблицу 19) на 10%, а для редко действующих сбросов — на 20%.

Величина предельной неразмывающей скорости может быть принята в соответствии с наблюдемыми значениями скорости (при одинаковых свойствах грунта, количестве и составе наносов), даже если эта скорость превышает по величине указанную в нормах. При этом должен быть проверен и установлен факт устойчивости русла при наблюдаемой размывающей скорости и величине расхода.

Для почвогрунтов Юго-Востока и, в частности, Заволжья рекомендуется при назначении неразмывающей скорости для оросительных каналов с расходами до $Q=50$ *м³/сек* во всех стадиях проектирования пользоваться данными, приведенными в таблице 21.

Таблица 21

Краткая характеристика грунта или крепления дна и откосов канала	Допускаемая неразмывающая средняя скорость v в *м/сек* для каналов с расходом Q, в *м³/сек*			
	10—50	2—10	0,2—2	<0,2
Глина сыртовая жирная, частиц диаметром $d < 0{,}01$ *мм* 60—75%; пористость 40—45%	1,1—1,2	1—1,1	0,8—1	0,7—0,8
Глина песчаная (делювий сыртовых глин), частиц диаметром $d<0{,}01$ *мм* 50—60%; пористость 34—50% . . .	1—1,1	0,9—1	0,7—0,9	0,5—0,6
Суглинок тяжелый (отложения древних террас Волги), частиц диаметром $d < 0{,}01$ *мм* 40—50%; пористость 38—48%	0,9—1,1	0,8—1	0,7—0,9	0,5—0,6
Суглинок легкий (отложения древних террас Волги), частиц диаметром $d < 0{,}01$ *мм* 30-40%; пористость 36—48%	0,8—0,9	0,7—0,8	0,6—0,7	0,4—0,5
Супесь мелкозернистая, частиц диаметром $d < 0{,}01$ *мм* 10—20%; пористость 39—48%	0,7—0,8	0,6—0,7	0,5—0,6	0,4—0,5
Песок мелкозернистый глинистый; частиц диаметром $d<0{,}01$ *мм* 5—10%; пористость 38—43%	0,5—0,7	0,4—0,6	0,3—0,5	0,3—0,4
Дерновка:				
плашмя	0,5—0,7	0,8—0,9	0,7—0,8	0,7
в стенку	0,5—0,7	1,8	1,5	1,3—1,5
Крепление камышитом	0,5—0,7	1,8—2	1,5—1,8	1,3—1,5
Тщательное фашинно-хворостяное крепление	2—2,5	1,8—2	1,5—1,8	1,3—1,5

Продолжение

Краткая характеристика грунта или крепления дна и откосов канала	Допускаемая неразмывающая средняя скорость v в *м/сек* для каналов с расходом Q, *м³/сек*			
	10–50	2–10	0,2–2	<0,2
Каменная наброска в плетневых клетках	2–2,5	—	—	—
Одиночная мостовая	2,5	2–2,5	1,5–2	1,5
Двойная мостовая толщиной в *м*:				
<0,25	3	2,5–3	—	—
>0,25	3,5–4	3–3,5	—	—
Обыкновенная кирпичная кладка	3	2,5	2	—
Бутовая кладка	3,5	3	2,5	—
Бетонная и железобетонная одежда из бетона марки:				
90	4–5	3–4	2,5–3	2–2,5
100	4,5–5,5	3,5–4,5	2,5–3,5	2–2,5
130	5–6	3,5–5	2,5–3,5	2–2,5

Примечания. 1. При малоблагоприятных условиях грунтов, служащих основанием для одежды каналов, величина допускаемой неразмывающей скорости может быть понижена с учетом местного характера грунта, конструкции крепления, условий производства работ и эксплуатации.

2. Для каналов с расходом $Q>50$ *м³/сек* указанные в таблице значения скоростей могут быть использованы для предварительных расчетов. При составлении технических проектов таких каналов требуется дополнительное обоснование выбора расчетной скорости (лабораторные и натурные наблюдения и исследования).

Для постоянных каналов оросительной сети минимальные скорости не должны приниматься меньше 0,3 *м/сек*. При орошении водой из водохранилища или осветленной водой допускается снижение скоростей до 0,2 *м/сек*.

Для каналов водосборно-сбросной сети максимально допускаемую скорость можно принимать в зависимости от гидравлического радиуса R и вида почвогрунта согласно таблице 22.

Таблица 22

Грунт	Максимально допускаемая средняя скорость (*м/сек*) для каналов с гидравлическим радиусом R (*м*)	
	R	$R=1$
Глина песчаная	0,9–1	1–1,2
Суглинок:		
тяжелый	0,9–1	1–1,2
легкий	0,6–0,75	0,75–0,8
Супесь	0,6–0,7	0,7–0,8
Песок глинистый	0,6	0,6–0,7

Примечание. Наименьшая допустимая скорость в водосборно-сбросной сети не нормируется.

Скорость в нагорных каналах необходимо назначать из условия неразмываемости их дна и откосов. Ввиду непостоянства расхода проверку на заиление не производят. Для ориентировочного определения максимальной допускаемой средней скорости в нагорных каналах без крепления можно пользоваться таблицей 23.

Таблица 23

Грунт	Допускаемая максимальная средняя скорость в каналах, *м/сек*	
	обычных	больших
Глина песчанистая	0,9—1	1—1,2
Суглинок:		
тяжелый	0,9—1	1—1,2
легкий	0,7—0,8	0,8—0,9
Супесь мелкозернистая	0,6—0,7	0,7—0,8
Песок глинистый мелкозернистый . .	0,6	0,6—0,7

Примечание. Минимальная скорость в нагорных каналах не нормируется.

Допускаемые скорости в открытых осушительных каналах даны в таблице 24.

Таблица 24

Грунт	Допустимая скорость, *м/сек*
Ил, торфяная буза	0,2
Торф:	
осоково-гипновый мало разложившийся	0,8—1
» » хорошо »	0,4—0,5
древесный	0,3—0,5
хвощовый	0,7—0,9
сфагновый мало разложившийся	1,2
сфагново-пушицевый мало разложившийся	1,5
сфагновый разложившийся	0,5—0,8
Глина:	
валунная с примесью извести	1
плотная	0,9—1,2
Лесс болотный с плотной связью частиц	1
Суглинок:	
тяжелый	0,7—1,2
средний	0,65—1
легкий	0,5—0,7
Песок:	
крупный $d = 1—2$ *мм*	0,6—1
средний $d = 0,5$ *мм*	0,45—0,7
мелкий $d = 0,1—0,5$ *мм*	0,35—0,45

Продолжение

Грунт	Допустимая скорость, *м/сек*
Дерновка:	
плашмя	0,8—1
в стенку	1,5—1,8
Крепление хворостяным плетнем и фашинами	2—2,5
Жердевая стенка	3—3,5
Хворостяное покрытие	1,5—2
Одиночная каменная мостовая	3—3,5

Примечание: Минимальная скорость в осушительных каналах принимается не менее 0,2 *м/сек*.

При назначении допустимых скоростей в каналах всех видов нужно руководствоваться следующими общими соображениями:

1) определение и изменение скоростей по длине канала при изменении характера грунтов следует производить по участкам длиной не менее 1 *км*;

2) отдельные выклинивания грунтов на участках длиной до 200—250 *м* обычно не учитываются;

3) при пестрой и частой смене грунтов по длине канала и невозможности установления участков с однородным грунтом скорость в нем назначается с учетом требований наиболее распространенного и наиболее слабого грунта.

Неправильное назначение скоростей грозит размывом канала при преувеличенных скоростях или заилением канала при преуменьшенных скоростях. В последнем случае исправить ошибку, допущенную при проектировании, в процессе эксплуатации невозможно, поэтому вся система, например оросительная, будет через некоторое незначительное время совершенно заилена и выведена из строя. История ирригации знает случаи, когда из-за заиления были заброшены целые оросительные системы (например, старая Гангская система в Индии).

Исходя из указанных соображений, при проектировании лучше допускать большие пределы скорости, особенно в тех случаях, когда предел сопротивления грунта размыву точно не известен. Неизбежный в этом случае размыв русла канала можно ликвидировать при последующей эксплуатации канала, устраивая перепады, смягчающие уклон, а тем самым уменьшающие скорость потока, или же применяя соответствующее крепление участков с большими скоростями.

СНиП II-И, 3-62 рекомендуют устанавливать допускаемую неразмывающую скорость потока при содержании в воде глинистых частиц до 0,1 *кг/м*^{3} для каналов с руслом из песчаных грунтов (при значениях отношения $\frac{d_{95}}{d_5} \leqslant 5$, где d_{95} и

d_5 — диаметры частиц, мельче которых в данном грунте содержится по весу соответственно 95 и 5%), а также из глинистых, крупнообломочных и скальных (осадочных и изверженных) грунтов с удельным весом 2,65 $т/м^3$ и с креплениями по таблицам 25—28. При других значениях удельного веса грунта значение допускаемой скорости, определенное по указанным таблицам, следует умножать на величину:

$$\sqrt{\frac{\gamma_r - 1}{1{,}65}},$$

где γ_r — удельный вес данного грунта.

Для торфяных русел каналов допускаемую неразмывающую скорость потока с содержанием глинистых частиц до 0,1 $кг/м^3$ рекомендуется устанавливать по таблице 29.

Таблица 25

Средний диаметр частиц грунта $d_{ср}$, *мм*	Допускаемая неразмывающая средняя скорость (*м/сек*) для песчаных и крупнообломочных грунтов при средней глубине потока (*м*)			
	0,5	1	3	5
0,25	0,37	0,39	0,41	0,45
0,37	0,38	0,41	0,46	0,48
0,5	0,41	0,44	0,5	0,52
0,75	0,47	0,51	0,57	0,59
1	0,51	0,55	0,62	0,65
2	0,64	0,7	0,79	0,83
2,5	0,69	0,75	0,86	0,9
3	0,73	0,8	0,91	0,96
5	1,87	0,96	1,1	1,17
10	1,1	1,23	1,42	1,51
15	1,26	1,42	1,65	1,76
20	1,37	1,55	1,84	1,96
25	1,48	1,65	1,98	2,12
30	1,56	1,76	2,1	2,26
40	1,68	1,93	2,32	2,5
75	2,01	2,35	2,89	3,14
100	2,15	2,54	3,14	3,46
150	2,35	2,84	3,62	3,96
200	2,47	3,03	3,92	4,31
300	2,9	3,32	4,4	4,94

Примечание. Средний диаметр частиц данного грунта принимается как средневзвешенный диаметр по формуле

$$d_{ср} = \frac{\Sigma d_i p_i}{\Sigma p_i},$$

где d_i и p_i — диаметры и процентное содержание каждой фракции частиц по весу.

Таблица 26

Расчетное удельное сцепление грунта c, кг/см²	Допускаемая неразмывающая средняя скорость (м/сек) для глинистых грунтов при средней глубине потока (м)			
	0,5	1	3	5
0,005	0,39	0,43	0,49	0,52
0,01	0,44	0,48	0,55	0,58
0,02	0,52	0,57	0,65	0,69
0,03	0,59	0,64	0,74	0,78
0,04	0,65	0,71	0,81	0,86
0,05	0,71	0,77	0,89	0,98
0,075	0,83	0,91	1,04	1,1
0,1	0,96	1,04	1,2	1,27
0,125	1,03	1,13	1,3	1,37
0,15	1,13	1,23	1,41	1,49
0,175	1,21	1,33	1,52	1,6
0,2	1,28	1,4	1,6	1,69
0,225	1,36	1,48	1,6	1,8
0,25	1,42	1,55	1,78	1,88
0,3	1,54	1,69	1,94	2,04
0,35	1,67	1,83	2,09	2,21
0,4	1,79	1,96	2,25	2,38
0,45	1,88	2,06	2,35	2,49
0,5	1,99	2,17	2,5	2,63
0,6	2,16	2,38	2,72	2,88

Таблица 27

Временное сопротивление грунта сжатию, кг/см²	Допускаемая неразмывающая средняя скорость (м/сек) для скальных грунтов при средней глубине потока (м)			
	0,5	1	3	5
1000	8,9	10,9	14,1	15,5
500	6,3	7,7	10	11
250	4,5	5,5	7,1	7,9
200	4	4,9	6,3	6,9
100	3	3,6	4,8	5,2
50	2,2	2,7	3,6	3,9
25	1,7	2,1	2,7	3

Таблица 28

Вид крепления	Проектная марка бетона или раствора по прочности на сжатие	Допускаемая неразмывающая средняя скорость (м/сек) при глубине потока (м)			
		0,5	1	3	5
Бетонная одежда (поток не содержит песчаных и галечниковых наносов)	50	9,6	10,6	12,3	13
	75	11,2	12,4	14,3	15,2
	100	12,5	13,8	16	17
	150	14	15,6	18	19,1
	200	15,6	17,3	20	21,2
	300	19,2	21,2	24,6	26,1

Продолжение

Вид крепления	Проектная марка бетона или раствора по прочности на сжатие	Допускаемая неразмывающая средняя скорость (*м/сек*) при глубине потока (*м*)			
		0,5	1	3	5
Одежда из каменной кладки (поток не содержит песчаных и галечниковых наносов)	150—50	7,4	8,7	10,7	11,6
	25	6,3	7,4	9,1	9,8
	10	4,3	5	6,2	6,7
Габионы (размеры 0,5×0,5×1 *м* и более)	—	4,7	5,6	6,8	7,3
Каменная наброска в плетневой клетке	—	3	3,5	4	4,4
Мощение одиночное на слое щебня или глины (10—15 *см*) с покрытием слоем глины, ила, соломы или сена:					
на свеженасыпанном утрамбованном грунте при крупности камней в *см*:					
15—20	—	2,4	2,8	3,5	3,8
20—30	—	2,8	3,3	4,1	4,4
на осевшем или плотно утрамбованном грунте при крупности камней в *см*:					
15—20	—	2,6	3	3,7	4
20—30	—	3	3,6	4,5	4,9
Мощение двойное на слое щебня при крупности камней в *см*:					
15—20	—	3	3,5	4,3	4,7
20—30	—	3,1	3,7	4,7	5,1

Таблица 29

Торф	Допускаемая скорость, *м/сек* (при R=1 *м*)
Древесный	0,4
Хворостевой	0,8
Осоково-гипновый хорошо разложившийся (более 55%)	0,6
Осоково-гипновый слабо разложившийся (до 35%)	0,9
Сфагновый хорошо разложившийся (более 55%)	0,7
Сфагновый слабо разложившийся (до 35%)	1,2
Сфагновый пушицевый слабо разложившийся (до 35%)	1,5

Допускаемые неразмыкающие скорости потока при содержании в воде глинистых частиц 0,1 *кг/м*³ и более определяют умножением значений, приведенных в таблицах 25—28, на величину $\sqrt{m}$, где m — коэффициент, принимаемый в зависимости от вида грунта, слагающего ложе канала, наличия облицовки и возможности длительных перерывов в работе каналов по таблице 30. При необходимости одновременного учета нескольких факторов коэффициент m определяется как произведение коэффициентов, учитывающих влияние отдельных факторов.

Таблица 30

Вид грунта, слагающего ложе канала, и другие факторы, влияющие на условия течения воды	Средний диаметр частиц грунта $d_{ср}$, *мм*	Значения коэффициента m для каналов		
		магистральных	межхозяйственных распределителей	хозяйственных распределителей
Песок:				
мелко-и среднезернистый . .	0,25—1	1,3	1,4	1,5
крупнозернистый и гравелистый	1—2	1,5	1,6	1,7
Гравий	2—4	1,5	1,6	1,7
	4—10	1,4	1,5	1,6
	10—20	1,2	1,3	1,4
Галька	20—200	1,1	1,2	1,3
Торф, скальные грунты, разные облицовки	—	1,1	1,2	1,3
Глина	—	1,3	1,4	1,4
Глина при наличии донных корродирующих наносов	—	0,75	0,8	0,85
Растительный покров на дне .	—	1,1	1,15	1,2
Длительные перерывы в работе канала:				
для районов недостаточного увлажнения	—	0,2	0,22	0,25
для районов увлажненных .	—	0,6	0,7	0,8

Примечания. 1. Длительным считается перерыв, в течение которого происходит пересыхание грунтов, вызывающее снижение их сопротивляемости размыву.

2. Периодичность работы не учитывают и допускаемые скорости не уменьшают для тех каналов, в которых размывы не препятствуют нормальной эксплуатации (некоторые каналы водосборно-сбросной сети, редко действующие сбросы и т. д.).

3. К районам недостаточного увлажнения относится территория, расположенная между изолиниями 0 и 0,5 *л/сек* с 1 $м^2$ на картах изолиний годового стока рек СССР.

Для песчаных грунтов, характеризуемых отношением $\frac{d_{95}}{d_5} > 5$, величина допускаемой неразмывающей скорости потока принимается равной 75% величины объема грунта, в котором содержится крупных частиц более 10%.

Для глинистых грунтов, содержащих равномерно залегающие включения гальки и гравия объемом более 20% от общего количества грунта, допускаемую неразмывающую скорость следует определять как для несвязных грунтов, исходя из преобладающих размеров включений. При меньшем объеме включений или при слоистом их расположении допускаемую скорость следует определять по основному грунту.

В каналах, проводимых в лессовидных суглинках на землях нового орошения, расход воды, пропускаемой в первые месяцы их

работы, должен быть снижен до предела, при котором скорости в канале были бы меньше приведенных в таблице 26 на 20%, но больше заиляющих скоростей.

Для хозяйственных распределителей, для каналов водосборно-сбросной и коллекторно-дренажной сетей всех классов капитальности, а также для магистральных каналов III и IV классов значения расчетного удельного сцепления c в $кг/см^2$ допускается принимать по таблице 31.

Расчетное удельное сцепление c, в зависимости от которого по таблице 26 устанавливается допускаемая неразмывающая скорость потока для глинистого грунта, определяется как произведение нормативного удельного сцепления на коэффициент однородности этого грунта.

За нормативное удельное сцепление $c^н$ принимается среднее значение сцепления, полученное по данным испытаний, достаточных для статистического обобщения (не менее 25 испытаний).

Коэффициент однородности глинистого грунта K определяется по формуле:

$$K=1-\frac{\alpha\sigma}{c^н},$$

где α — коэффициент, характеризующий вероятность минимального сцепления, равный для магистральных каналов 2,65, для межхозяйственных распределителей 2,5, для хозяйственных распределителей 2;

σ — стандарт кривой распределения (средняя квадратическая ошибка).

3. Проектирование радиусов закруглений

Определенных норм при назначении радиусов закруглений для мелиоративных каналов не существует, поэтому в практике строительства каналов применялись различные величины радиусов R.

Вильсон считает возможным для больших каналов со средней скоростью, безопасной для земляных русел, принимать радиус закруглений в пределах:

$$3h<R<5b,$$

где b — ширина канала по дну;

h — глубина воды в канале.

Если ширина канала по дну b незначительна, то радиусу следует придавать величину большую, чем указано в неравенстве Вильсона.

По Стренджу следует принимать значение R для больших каналов равным $15—30b$, а для малых каналов равным $10—20b$.

Фортье считает, что за минимальную величину радиуса R следует принимать 32 *м*.

Таблица 31

Грунт	Характеристика грунтов	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e											
		0,41—0,5		0,51—0,6		0,61—0,7		0,71—0,8		0,81—0,95		0,96—1,1	
		нормативных	расчетных	нормативных	расчетных	нормативных	расчетных	нормативных	расчетных	нормативных	расчетных	нормативных	расчетных
Песчаный: гравелистый и крупнозернистый	c	0,02	—	0,01	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	φ	43	41	40	38	38	36	—	—	—	—	—	—
	E	460	—	400	—	330	—	—	—	—	—	—	—
средней крупности	c	0,03	—	0,02	—	0,01	—	—	—	—	—	—	—
	φ	40	38	38	36	35	33	—	—	—	—	—	—
	E	460	—	400	—	330	—	—	—	—	—	—	—
мелкозернистый	c	0,06	0,01	0,04	—	0,02	—	—	—	—	—	—	—
	φ	38	36	36	34	32	30	—	—	—	—	—	—
	E	370	—	280	—	240	—	—	—	—	—	—	—
пылеватый	c	0,08	0,02	0,06	0,01	0,04	—	—	—	—	—	—	—
	φ	36	34	34	32	30	28	—	—	—	—	—	—
	E	140	—	120	—	100	—	—	—	—	—	—	—
Глинистый при влажности на границе раскатывания в %:													
9,5—12,4	c	0,12	0,03	0,08	0,01	0,06	—	—	—	—	—	—	—
	φ	25	23	24	22	23	21	—	—	—	—	—	—
	E	230	—	160	—	130	—	—	—	—	—	—	—

12,5—15,4	c	0,42	0,14	0,21	0,07	0,14	0,04	0,07	0,02	—	—	—	—
	φ	24	22	23	21	22	20	21	19	—	—	—	—
	E	350	—	210	—	150	—	120	—	—	—	—	—
15,5—18,4	c	—	—	0,50	0,19	0,25	0,11	0,19	0,08	0,11	0,04	0,08	0,02
	φ	—	—	22	20	21	19	20	18	19	17	18	16
	E	—	—	300	—	190	—	130	—	100	—	80	—
18,5—22,4	c	—	—	—	—	0,68	0,28	0,34	0,19	0,28	0,10	0,19	0,06
	φ	—	—	—	—	20	18	19	17	18	16	17	15
	E	—	—	—	—	300	—	180	—	130	—	90	—
22,5—26,4	c	—	—	—	—	—	—	0,82	0,36	0,41	0,25	0,36	0,12
	φ	—	—	—	—	—	—	18	16	17	15	16	14
	E	—	—	—	—	—	—	260	—	160	—	110	—
26,5—30,4	c	—	—	—	—	—	—	—	—	0,94	0,40	0,47	0,22
	φ	—	—	—	—	—	—	—	—	16	14	15	13
	E	—	—	—	—	—	—	—	—	220	—	140	—

Примечания. 1. В этой таблице c — расчетное удельное сцепление грунта, *кг/см²*; φ — расчетный угол внутреннего трения грунта в градусах и E — модуль деформации грунта, *кг/см²*.

2. Характеристики песчаных грунтов относятся к кварцевым пескам с зернами различной окатанности, содержащим не более 20% полевого шпата и не более 5% различных примесей (слюда, глауконит и пр.) независимо от влажности.

3. Значения модуля деформации E для гравелистых, крупнозернистых и средней крупности песков даны при степени неоднородности $K_{\frac{60}{10}} < 3$. При степени неоднородности $K_{\frac{60}{10}} > 6$ табличные значения модуля деформации должны быть уменьшены в 3 раза. При промежуточных величинах $K_{\frac{60}{10}}$ значения E определяются по интерполяции.

4. Характеристики глинистых грунтов относятся к грунтам четвертичных отложений при содержании растительных остатков не более 5% при условии полного заполнения пор водой (степень влажности $G > 0{,}8$).

5. Данные таблицы не распространяются на глинистые грунты текучей консистенции (при консистенции $B > 1$).

Дэвис применительно к средним суглинистым грунтам дает для минимальных значений радиуса закругления следующую эмпирическую формулу:

$$R=11v^2\sqrt{\omega}+12 \text{ м},$$

где v — средняя скорость течения воды в канале, *м/сек;*
ω — площадь живого сечения, $м^2$.

В более плотных грунтах величину R, получаемую по формуле Дэвиса, можно уменьшать и, наоборот, для легких и легко размываемых грунтов ее следует увеличивать. Г. К. Резинкамф считает формулу Дэвиса наиболее соответствующей данным практики.

Получаемый по формуле Дэвиса радиус не должен быть меньше $5b$, где b — ширина канала по урезу воды. Если возможно без удорожания строительства увеличивать величину R против значений, даваемых формулой Дэвиса, это следует делать особенно при больших скоростях.

Во избежание заторов льда или шуги, если таковая может двигаться по каналу, необходимо соблюдать следующее условие:

$$R > 10b \text{ при } \alpha < 45°$$

и

$$R > 20b \text{ при } \alpha > 45°,$$

где α — угол поворота трассы.

Строительные нормы и правила (часть II, раздел И) рекомендуют при назначении радиуса закруглений пользоваться формулой Дэвиса.

В отдельных случаях, когда по условиям местности (например, при обходе лощины) не представляется возможным выдержать вышеуказанные условия относительно угла поворота и радиуса закругления между отдельными участками канала, допускается отступление от них, но с обязательным принятием мер против размыва русла канала путем соответствующего крепления его.

П. Г. Киселев при разработке проекта орошения Малой Кабарды и Алхан-Чурта (Северный Кавказ р. Терек), основываясь на формуле А. Я. Миловича для величины полной скорости на изгибе канала с учетом снижения ее на 10% в целях предотвращения размыва грунта, предложил для минимального значения радиуса закругления в открытых земляных каналах формулу:

$$R_{мин}=5{,}5b,$$

где b — средняя ширина канала или с известным запасом ширина канала поверху (по урезу воды).

В случае принятия величины радиуса закругления меньшей, чем определяемая по этой формуле, следует укреплять откосы канала на повороте той или иной одеждой.

Для укрепленных каналов радиус закругления можно назначать по формуле А. Я. Миловича:

$$R_{мин}\approx 2{,}3b.$$

Если по каналу предполагается сплав леса, то в закруглениях его следует делать уширения с таким расчетом, чтобы от углов плота наибольших размеров, расчлененного на возможно меньшие части, до краев очертания дна в плане был запас не менее 0,5 *м* с каждой стороны. Требуемое уширение проще всего определить по рисунку 23. Переходы от нормальной ширины к уширению и от уширения вновь к нормальной ширине делаются на

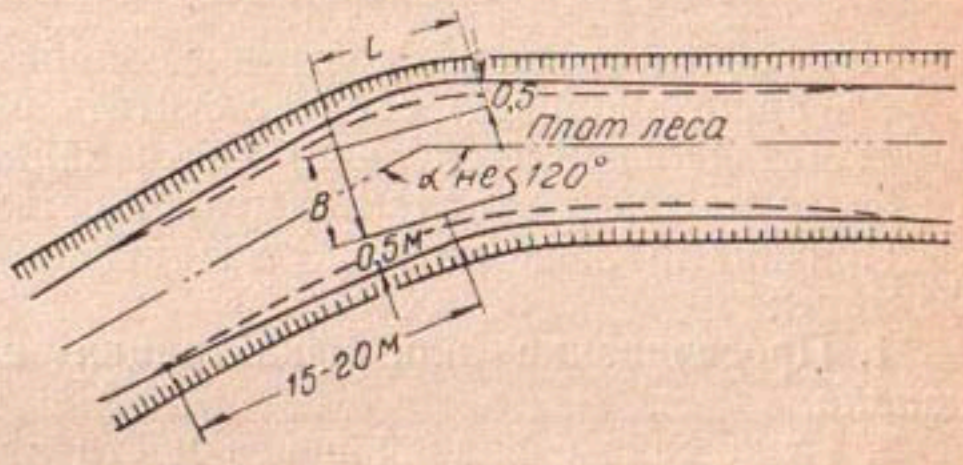


Рис. 23. Величина радиуса закругления *R* для лесосплавных каналов (по А. Д. Брудастову).

прямых частях, примыкающих к кривой, и распространяются примерно на 15—30 *м* перед кривой и за ней.

А. Д. Брудастов считает возможным для лесосплавных каналов определять радиус закругления канала *R* по формуле:

$$R = \frac{L^2}{4B} - \frac{B}{4},$$

где L — длина плота, *м*;

B — ширина канала по урезу воды во время сплава (см. рис. 23).

При бетонированных каналах величина радиусов закруглений допускается самая различная. В некоторых каналах (канал Тайтон) самые пологие кривые имеют радиус около 17 *м*, а самые изогнутые — радиус 7 *м*.

При всех условиях радиус закругления должен быть «экономичным», т. е. должен позволять проводить канал на данном закруглении с наименьшими затратами при сохранении безопасности последнего.

ПОТЕРИ ВОДЫ В КАНАЛАХ И ИХ УЧЕТ

1. Влияние различных факторов на потери воды из каналов

Под общей потерей воды в мелиоративных каналах (например, в ирригационных) следует считать разность между расходом воды в начальной (головной) части канала и тем, что выливается более мелкими каналами (мелкой сетью) на поля орошения.

Причинами этих потерь воды являются следующие основные факторы:

1. Просачивание или фильтрация воды через дно и откосы канала.

2. Испарение с водной поверхности канала.

3. Утечка воды через различные искусственные сооружения (шлюзы-регуляторы, водовыпуски, прорывы в дамбах и пр.) и неизбежные потери, связанные с водораспределением воды между отдельными водопользователями.

Первые два фактора присущи любому каналу; последний же зависит от индивидуальных особенностей и назначений канала.

Потери на фильтрацию изменяются в зависимости от свойств грунтов, в которых проложен канал, от формы поперечного сечения канала, от величины расхода, от скорости движения воды, от содержания взвешенных наносов в воде и температуры воды, от степени зарастания канала водяными растениями и обсаженности деревьями, от длины и возраста (времени действия) оросительных каналов, а также от многих других факторов.

2. Обзор существующих формул для учета потерь воды из каналов

Все формулы, предложенные различными авторами, как русскими, так и заграничными, учитывающие потери от фильтрации применительно к определенным частным условиям существования каналов, носят более или менее приближенный характер, так как влияние отдельных различных поглощений воды в каналах экспериментальным путем исследовалось недостаточно; обычно изучалась вся совокупность потерь воды в каналах без расчленения ее на отдельные части и без изоляции действия отдельных факторов.

Наблюдения различных исследователей над изучением потерь на крупных ирригационных системах Индии, Америки и других стран дают возможность считать в среднем потери в 50% с колебанием в ту или другую сторону от 30 до 60%, т. е. бесполезно теряется в кналах на фильтрацию около половины забираемой из источников орошения воды.

Как видно из приведенных данных, потери воды на фильтрацию через дно и откосы канала достигают солидных величин, и это обстоятельство указывает только на то, что при учете потерь необходимо учесть все опытные данные по этому вопросу, а также выведенные на основании этих данных различными исследователями эмпирические формулы.

Из всех этих достаточно многочисленных эмпирических формул наибольшее применение в практике проектирования ирригационных каналов получила формула академика А. Н. Костякова, который аналитически нашел значение коэффициента потерь на фильтрацию для каналов постоянного (непрерывного) действия при свободной безподпорной (безнапорной) фильтрации и при глубоком залегании грунтовых вод и предложил для его определения формулу:

$$\sigma = \frac{1{,}16k}{Q^{\frac{1-m}{2}} v^{\frac{1+m}{2}}} \left[\frac{\alpha + \frac{2\gamma}{1+m}\sqrt{1+\varphi^2}}{(\alpha+\varphi)^{\frac{1+m}{2}}} \right] \% \text{ на } 1 \text{ км}, \qquad (1)$$

где k — коэффициент фильтрации;
Q — расход;
v — скорость;
m — показатель степени в законе фильтрации меньше единицы, зависящий от величины напора h и глубины просачивания и изменяющийся обычно в пределах от 0 до 0,50;
γ — коэффициент поправки на капиллярное боковое поглощение воды в откосы канала; обычно $\gamma = 1{,}1—1{,}4$ в зависимости от капиллярных свойств почвогрунта:
φ — заложение откосов.

При $m=0$, что может быть принято для многих случаев с глубоким залеганием грунтовых вод, формула значительно упрощается:

$$\sigma = \frac{1{,}16k}{\sqrt{Qv}} \left(\frac{\alpha + 2\gamma\sqrt{1+\varphi^2}}{\sqrt{\alpha+\varphi}} \right) \% \text{ на } 1 \text{ км}. \qquad (2)$$

Из этой зависимости видно, что потери в каналах на фильтрацию увеличиваются с уменьшением пропускной способности.

Занимаясь теоретической разработкой вопроса о потерях воды в каналах, академик А. Н. Костяков построил три кривых, показывающих зависимость величины потерь σ воды в процентах от расхода Q на единицу длины канала (1 *км*) и проницаемости грунтов.

Эти три кривые дали возможность на основании их тщательного изучения для различных грунтов установить три эмпирические зависимости потерь на фильтрацию в процентах на 1 *км* от расхода воды.

Эти формулы имеют вид:
для легких проницаемых грунтов наибольшие потери будут:

$$\sigma = \frac{3{,}4}{Q^{0{,}5}},\ \%\ \text{на}\ 1\ км\ \text{канала};\qquad (3)$$

для средних проницаемых грунтов:

$$\sigma = \frac{1{,}9}{Q^{0{,}4}},\ \%\ \text{на}\ 1\ км\ \text{канала};\qquad (4)$$

для тяжелых водонепроницаемых грунтов:

$$\sigma = \frac{0{,}7}{Q^{0{,}3}},\ \%\ \text{на}\ 1\ км\ \text{канала}.\qquad (5)$$

Этими эмпирическими формулами академика А. Н. Костякова можно пользоваться при приближенных определениях потерь или же при расчетах потерь в небольших оросительных системах, причем значения потерь получаются несколько повышенными, ибо в этом случае создается некоторый запас в целях учета потерь на утечке через гидротехнические сооружения каналов.

Опытная проверка формул в последнее время показала, что для каналов с расходом менее 0,05—0,06 $м^3/сек$ они дают результат недостаточно точный; это положение отмечается и самим автором в его учебнике «Основы мелиораций», 1951 г., стр. 221.

Из теоретических формул, определяющих потери воды в каналах, наибольшее распространение получили формулы Козени, А. Н. Костякова, Н. Н. Павловского, С. Ф. Аверьянова и В. В. Ведерникова, которые нами и приводятся ниже с соответствующим кратким выводом по условию их применения в мелиоративно-гидротехнической практике.

Еще в 1931 г. Козени вывел теоретически и опубликовал впервые свои две формулы для определения расхода фильтрующейся из канала воды с поперечным сечением, приближающимся к корытно-параболическому:

$$Q = k(B + 2h)\qquad (6)$$

$$Q = k(B - 2h),\qquad (7)$$

где k — коэффициент фильтрации почвогрунта;
B — ширина канала по урезу воды;
h — наибольшая глубина воды в канале и
Q — расход воды из канала на 1 погонный метр его длины.

Формула (6) применима при глубоком залегании уровня грунтовых вод (теоретически равном бесконечности).

Формула (7) может быть применена при неглубоком залегании грунтовых вод (теоретически равном конечной величине) и при сильном растекании фильтрационного потока из канала в стороны.

При переводе формул для расчета потерь на 1 *км* длины канала, как это обычно и принято в проектировочной практике, будем иметь их в следующем виде:

$$Q=0{,}0116k(B+2h) \tag{8}$$

$$Q=0{,}0116k(B-2h), \tag{9}$$

где Q — расход воды на 1 *км*, *м*³/*сек*;
k — коэффициент фильтрации в метрах за сутки;
B и h в *м*.

Потери в процентах от расхода Q на 1 *км* длины канала будут соответственно равны:

$$\sigma=\frac{1{,}16k(B+2h)}{Q} \tag{10}$$

$$\sigma=\frac{1{,}16k(B-2h)}{Q}. \tag{11}$$

В 1934 г. В. В. Ведерников опубликовал формулу, близкую к формуле Козени, выведенную им в предположении, что естественный уровень грунтовых вод находится на бесконечно большой глубине от поверхности и что движение фильтрационного потока носит установившийся характер.

Исходя из гидромеханического решения задачи, им выведена нижеследующая формула для определения потерь на 1 *пог. м* длины канала (при глубоком залегании грунтовых вод) трапецеидального сечения:

$$q=k\left(b+2h\frac{K}{K_1}\right)\ м^3/сек, \tag{12}$$

где k — коэффициент фильтрации;
b — ширина канала по урезу воды, *м*;
h — наибольшая глубина воды в канале, *м*;
m — заложение откосов;
K и K_1 — эллиптические интегралы 1-го рода.

Для упрощения подсчетов приводится график зависимости величины $2\frac{K}{K_1}$ от отношения $\frac{b}{h}$ для различных значений m (рис. 24).

Из графика можно видеть, что в широких каналах при больших значениях $\frac{b}{h}$ величина $b+2h\frac{K}{K_1}$ близка к длине смоченного периметра χ и приближенно можно написать:

$$q=k\chi\ м^3/сек \text{ на } 1\ пог.\,м. \tag{13}$$

В 1936 г. Н. Н. Павловский в своей работе «Свободная фильтрация на бесконечность из открытых русел с круговой основой формы», (известия Научно-исследовательского института гидротехники, т. 19, 1936 г., стр. 49—81) опубликовал формулу, сходную

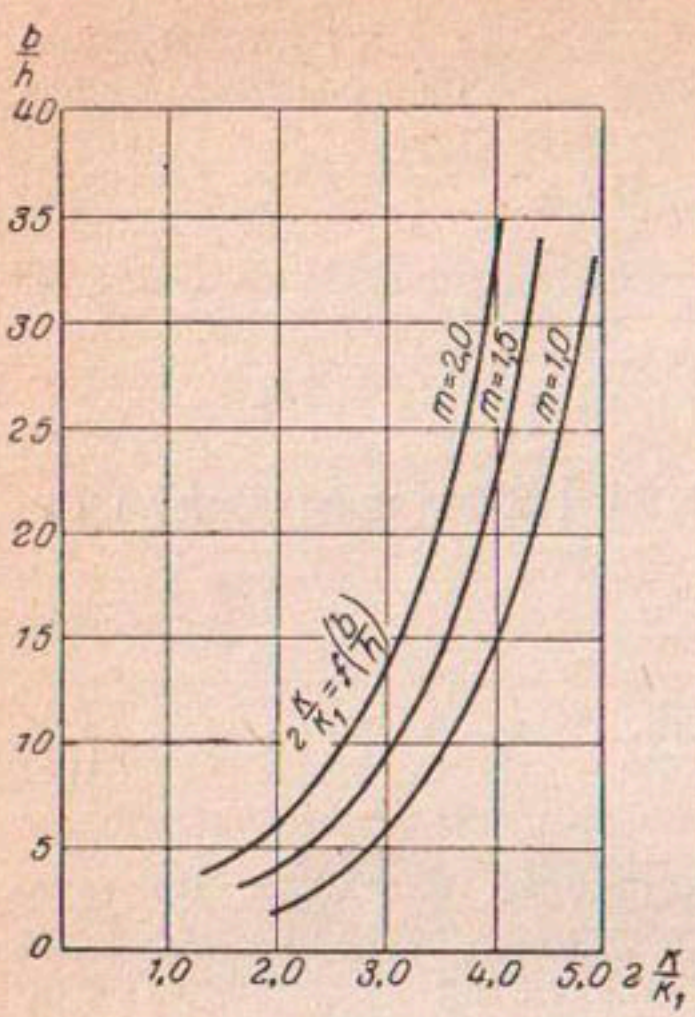


Рис. 24. График для расчета фильтрации из трапецеидального канала (по В. В. Ведерникову).

также с формулой (6) Козени. В основу вывода положены соображения, указанные выше.

Ряд других теоретических решений фильтрации из каналов был получен В. И. Аравиным, С. Н. Нумеровым для случаев подпора фильтрационных вод, наличия водоупора в основании и др.

Нормы и технические условия проектирования оросительных каналов Гипроводхоза рекомендуют действия при свободной фильтрации, т. е. при отсутствии подпора со стороны грунтовых вод, принимать следующие формулы:

а) Павловского Н. Н.

$$Q_{\text{потери}} = 0{,}0116k(B+2h),\ м^3/сек \text{ на 1 } км \text{ канала}, \qquad (14)$$

или

$$\sigma = \frac{1{,}16k(B+2h)}{Q_{\text{нетто}}},\ \%\ \text{от расхода воды на 1 } км \text{ канала}. \qquad (15)$$

В этой формуле:

B — ширина канала по урезу воды, *м*;

h — глубина воды в канале, *м*;

k — коэффициент фильтрации грунта за сутки, *м*;

$Q_{\text{нетто}}$ — расход канала нетто, $м^3/сек$.

б) При отсутствии данных о сечении канала потери воды на фильтрацию можно ориентировочно подсчитать по формуле С. А. Гиршкана:

$$Q_{\text{потери}} = 0{,}063k\sqrt{Q},\ м^3/сек \text{ на 1 } км \text{ канала}, \qquad (16)$$

или

$$\sigma = \frac{6{,}3}{\sqrt{Q}}k,\ \%\ \text{на 1 } км \text{ канала}. \qquad (17)$$

При отсутствии специальных исследований по определению значений k грунтов проектируемого канала по формулам Н. Н. Павловского и С. А. Гиршкана для предварительных подсчетов принимаются следующие значения коэффициента фильтрации в метрах за сутки:

тяжелые суглинки	<0,05
средние и легкие суглинки	0,05—0,10
супеси	0,10—0,50
лесс	0,25—0,50
песок пылеватый	0,50—1,00
» мелкозернистый	1—5
» среднезернистый	5—20

в) Ориентировочно величины потерь можно определять и по формулам (3), (4), (5) А. Н. Костякова.

В этих формулах размеры сечения канала учтены величиной расхода Q, фильтрационные свойства грунта учитываются коэффициентом числителя и показателем степени знаменателя при расходе Q.

Коэффициент числителя и показатель степени знаменателя могут иметь и другие значения в соответствии с имеющимися данными опыта и наблюдений:

при наличии достаточных данных о физических свойствах грунтов и установленной схеме расположения каналов расчеты потерь воды на фильтрацию (при подпоре со стороны грунтовых вод) могут производиться по формуле С. Ф. Аверьянова:

$$Q_{\text{потери}}=0{,}0116\alpha K_1\left(1+0{,}5\frac{H_к}{B}\right)\left(B+2h\right),\ м^3/сек \text{ на 1 } км \text{ канала,} \tag{18}$$

или

$$\sigma=\frac{1{,}16\alpha}{Q}K_1\left(1+0{,}5\frac{H_к}{B}\right)\left(B+2h\right),\ \%\ \text{от расхода воды на 1 } км \text{ канала,} \tag{19}$$

где h — глубина воды в канале, *м*;

B — ширина канала по урезу воды, *м*;

$H_к$ — максимальная высота капиллярного поднятия, *м*; величина капиллярного поднятия изменяется обычно в пределах 0,5—3,0 *м*;

K_1 — коэффициент капиллярной проницаемости при полной влагоемкости с учетом воздуха, зажатого (защемленного) в порах грунта. Скорость K_1 выражается в данном случае в *м/сутки* и определяется или опытным путем как скорость установившегося впитывания при длительном опыте, или приближенно по связи:

$$K_1=K\left(\frac{W_1-W_0}{m-W_0}\right)^{3,5},$$

где K — коэффициент фильтрации грунта, определенный откачкой или в монолитах при удалении воздуха и выраженный *м/сутки;*

W_1 — полная влагоемкость, т. е. влажность при полном насыщении, но с учетом защемленного воздуха (определяется в полевых условиях);

W_0 — минимальная влагоемкость (по С. И. Долгову) определяется в полевых или лабораторных условиях как влажность начала движения влаги в жидкой фазе (величина минимальной влагоемкости изменяется в пределах 0,05—0,35, причем меньшее значение относится к легким грунтам, большее — к тяжелым);

m — полная скважность грунта.

Обычно пределы содержания воздуха при полной влагоемкости

$$p = m - W_1 = 0{,}03 \div 0{,}06;$$

m, W_1 и W_0 выражаются в долях объема грунта,

α — коэффициент, с помощью которого учитывается подпирающее влияние грунтовых вод на фильтрацию из каналов. Для определения этого коэффициента необходимо иметь данные о безразмерных величинах δ и λ

$$\delta = \frac{\Delta}{B},$$

где Δ — глубина стояния грунтовых вод посредине между каналами, *м*.

$$\lambda = \frac{L}{B},$$

где L — расстояние между фильтрующимися каналами $\alpha = f(\delta, \lambda)$ определяется по таблице 32.

Таблица 32

δ	α при $\lambda =$						
	1000	500	200	100	50	20	10
0,25	0,11	0,12	0,15	0,16	0,18	0,22	0,27
0,50	0,21	0,23	0,27	0,30	0,35	0,40	0,47
0,75	0,32	0,34	0,39	0,44	0,49	0,56	0,64
1,00	0,41	0,44	0,50	0,55	0,61	0,69	0,77
1,25	0,50	0,54	0,60	0,66	0,72	0,79	0,86
1,50	0,58	0,63	0,69	0,75	0,81	0,87	0,92
1,75	0,66	0,71	0,77	0,82	0,87	0,93	
2,00	0,73	0,79	0,85	0,89	0,93		
2,25	0,80	0,85	0,90	0,93			
2,50	0,86	0,90	0,93				

Для каналов периодического кратковременного действия величину потерь воды на фильтрацию можно получить по вышеприведенным формулам, причем вместо коэффициента фильтрации K в этом случае вводится коэффициент впитывания $K_{вп}$ — средняя скорость впитывания воды за расчетное время действия канала, *м/сутки*.

Коэффициент $K_{вп}$ определяется на основании опытов в условиях, аналогичных условиям работы рассчитываемого канала.

Рассмотренные выше теоретические формулы отвечают физической сущности явления фильтрации воды из каналов в большей степени, чем эмпирические.

В Голодностепской системе (Узбекистан) при расходе канала в 87 *м*³/*сек* потери воды исчислялись: магистральный канал 18%, распределители 8%, оросители 22%, итого 48%.

В среднем для ирригационных систем Средней Азии потери воды составляют: для магистральных каналов от 12 до 20% головного расхода, для распределительных каналов от 10 до 25%, для оросителей от 15 до 40% в зависимости от расхода.

Результаты подсчета так называемых «удельных» потерь фильтрацией в процентах на километр и проницаемость в метрах в сутки по двенадцати каналам Средней Азии с характеристикой почвогрунтов, в которых проходят каналы, их расходов и других элементов, приводятся в таблице 33.

Таблица 33

№	Название канала	Длина, *км*	Характеристика канала	Расход канала, *м³/сек*	Процент потерь на 1 *км*, в %	Проницаемость грунта, *м/сутки*
1	Голодностепский магистральный канал (Узбекистан)	9,6	Лессовая выемка. Дно и откосы покрыты отложением лесса и мелкого песка	61,3	0,30	0,46
2	То же, только в другом месте	9,04	То же, что и 1	62,3	0,46	0,81
3	Чардарьинский магистральный канал	10,9	Полунасыпь-полувыемка и насыпные дамбы. Дно и откосы лессовые	1,5	2,93	0,39
4	Канал Шават (Хорезм)	12,6	Выемка, верхний слой дна и откосов наносные с преобладанием илистых частиц	72,1	0,14	0,19
5	Канал Зах (около Ташкента)	7,0	Выемка в суглинисто-конгломератных берегах, дно местами песчаное	15,0	0,47	—
6	Канал Боз-су (около Ташкента)	5,0	Выемка в крупном галечнике	45,3	0,66	—
7	Даргом	11,5	Выемка в галечниковых и лессовых берегах. Дно галечниковое с примесью песка	21,8	0,58	0,26
8	Левая ветвь р. Сухулук (Фрунзенский район)	3,0	Выемка в крупном галечнике с песком	0,42	5,91	0,94
9	Канал Осман (район р. Чу)	4,8	Выемка в галечнике, покрытом слоем речных отложений до 0,75 *м*	1,54	0,84	0,21
10	То же, канал Осман	11,1	Выемка в глинистых заросших берегах и галечниковом дне	0,99	1,24	0,32
11	То же, канал Осман	15,9	См. пункты 9 и 10 настоящей таблицы	1,28	0,94	0,27
12	Выпуск из канала Осман № 23	1,43	То же, что и в пункте 10	0,05	6,52	0,27

По другим районам СССР, если не считать случайных отдельных определений, произведенных на Кавказе, аналогичных цифр не имеется и проектировщикам, а также работникам по эксплуатации приходится пользоваться данными, полученными в одних физических условиях с соответствующими поправками на другие условия.

Вследствие этого единственно надежным расчетным материалом будет, конечно, материал, основанный на массовом непосредственном определении процента потерь по отдельным ирригационным районам СССР, приуроченный к тем физическим условиям, в которых он был получен.

Кроме потерь на фильтрацию, в каналах происходят потери воды на испарение с водной поверхности каналов, последние потери по отношению к потерям на фильтрацию составляют в среднем 1—2% в зависимости от климатических условий; в особо исключительных случаях они могут доходить до 10% от потерь на фильтрацию.

Для учета потерь на испарение в практике ирригационного проектирования пользуются формулой, которая в самом общем виде с учетом влияния формы канала напишется:

$$\varepsilon = 0{,}011574 e \sqrt{\frac{Q}{v}} \frac{\alpha + 2\varphi}{\sqrt{\alpha + \varphi}}, \ м^3/сек \text{ на } 1 \ км, \qquad (20)$$

где e — слой испарения за сутки с водной поверхности канала в метрах.

Изменения числового выражения $\left(0{,}011574 \frac{\alpha + 2\varphi}{\sqrt{\alpha + \varphi}}\right)$ в формуле (20) приводятся в таблице 34.

Таблица 34

φ \ $\alpha = \frac{b}{h}$	1	2	3	4	5	6
1,0	0,024	0,027	0,029	0,031	0,033	0,035
1,5	0,029	0,031	0,033	0,034	0,036	0,038
2,0	0,033	0,034	0,036	0,039	0,040	0,045
3,0	0,040	0,041	0,043	0,044	—	—

При $\alpha = 4$ и $\varphi = 1{,}5$ формула (20) принимает величину:

$$\varepsilon = 0{,}034 e \sqrt{\frac{Q}{v}}, \ м^3/сек \text{ на } 1 \ км,$$

или в процентах на 1 километр по аналогии с формулой (2):

$$\sigma = \frac{3{,}4e}{\sqrt{Ov}}, \ \% \text{ на } 1 \ км.$$

ПРИМЕНЕНИЕ ОБЛИЦОВОК ДЛЯ УМЕНЬШЕНИЯ ПОТЕРЬ ВОДЫ ИЗ КАНАЛОВ

1. Условия применения и типы облицовок

Облицовку каналов применяют в тех случаях, когда вода, получаемая для ирригации, обходится дорого, при наличии сильнопроницаемых грунтов, при необходимости уменьшения мощности насосных станций (при механическом орошении), увеличения уклонов путем понижения коэффициента шероховатости и т. д.

К применяемым в настоящее время типам облицовок предъявляется следующее основное требование. При наименьших затратах на устройство облицовок должен быть получен наибольший экономический эффект. Стоимость облицовки 1 $м^2$ поверхности канала по А. Н. Костякову можно определить по формуле:

$$C \leqslant 86{,}4\frac{Q\sigma At}{p_ч}\ руб/м^2,$$

где C — стоимость 1 $м^2$ облицовки, руб.
Q — расход канала, $м^3/сек$;
σ — процент снижения потерь воды из облицованного канала на 1 $км$ его длины;
A — стоимость 1 $м^3$ оросительной воды, руб.
t — число дней работы канала в году;
p — смоченный периметр канала, $м$;
r — процент амортизации (погашения) и ремонта одежды.

Указанная формула может быть применена при расчетах на стадии проектного задания; для технического проекта стоимость облицовки следует определять согласно соответствующим нормам на рабочую силу и материалы.

Облицовка должна обладать достаточной прочностью, устойчивостью и долговечностью, допускать бóльшую скорость воды в канале, чем обусловливается уменьшение поперечного сечения канала и снижение в связи с этим объема земляных работ, предотвращать зарастание канала и противостоять температурным влияниям.

Кроме того, при проектировании необходимо учитывать ряд других факторов, например увеличение скорости, уклона и расхода каналов, уменьшение шероховатости русел каналов, снижение уровня грунтовых вод на орошаемой площади и т. д.

Применяемые в мелиоративно-гидротехнической практике облицовки каналов могут быть разделены на следующие основные типы: бетонные, железобетонные, асфальтобетонные, глинобетон-

ные, каменно-кирпичные, деревянные, стальные, облицовки, получаемые путем нефтевания, солонцевания, оглеения и силикатизации грунта русел каналов, кольматирования каналов мельчайшими наносами, механического уплотнения грунта дна и откосов каналов, рыхления и заглаживания (затирания) дна и откосов каналов, облицовки из погребенных (скрытых) экранов. Кроме того, роль облицовок выполняют искусственные русла в виде лотков-каналов.

2. Бетонные облицовки

Наибольшее распространение в мелиоративно-гидротехнической практике получили бетонные и железобетонные облицовки.

Первые бетонные облицовки на ирригационных каналах появились в Южной Калифорнии в 1880 г.

Чаще всего бетонные облицовки применяют на главных магистральных каналах, поскольку наибольший объем земляных работ, как правило, приходится на холостую часть канала. Здесь он или прорезает большие выемки, или проходит по косогору в твердых породах (конгломератно-галечниковых).

Бетонирование распределителей и оросительной сети не получило широкого распространения, несмотря на то что бетонирование именно этих каналов ввиду больших потерь воды из них могло бы дать значительную экономию оросительной воды и уменьшить заболачивание, а также связанное с ним засоление орошаемых площадей (особенно в местностях, недостаточно благополучных по почвенным и гидрогеологическим условиям).

При расширении существующих каналов экономически выгодным оказывается применение тонкой бетонной облицовки вместо увеличения его пропускной способности.

Правильно запроектированная и выполненная бетонная облицовка должна удовлетворять следующим основным требованиям. Облицовка не должна испытывать давлений ни от самого грунта (работать как подпорная стенка), ни от скапливающейся за ней и замерзающей зимой воды; для этого заложение откоса бетонируемого канала должно соответствовать углу естественного откоса подстилающего облицовку грунта, а из-под облицовки необходимо обеспечить отвод воды (дренаж).

Кроме того, в облицовке предусматривается устройство водопроницаемых температурно-конструктивных швов, допускающих свободное расширение облицовки при повышении температуры. Основание облицовки (подготовка) делается прочным и надежным во избежание неравномерных осадок облицовок и образования при этом трещин. Скорость воды в канале следует выбирать с таким расчетом, чтобы не происходило истирания бетона наносами, содержащимися в воде, а также ударов волн и плавающих тел об облицовку.

Бетон для облицовки употребляется прочный и водонепроницаемый, обладающий меньшей усадкой и изменяемостью под влия-

нием температурных воздействий (гибкий и пластичный, так называемый «инварный» бетон). При подборе состава бетона серьезное внимание уделяется инертным материалам, так как от них зависит водоупорность и прочность бетона.

Увеличение плотности бетона достигается введением в цемент гидравлических добавок — пуццолана, трасса, сшитоффа и др.

Конструкция облицовки должна быть экономична, а бетонируемый канал запроектирован с поперечным сечением по возможности гидравлически наивыгоднейшим, т. е. обладать максимальным значением гидравлического радиуса R.

При проектировании бетонной одежды ирригационных каналов прежде всего следует тщательно изучить местные условия, которые в той или другой степени могут влиять на устройство и последующую эксплуатацию облицованных каналов.

3. Толщина облицовки

Толщина бетонной облицовки определяется крутизной откоса канала, температурными условиями, характером основания и возможностью отвода воды из-под облицовки. Если облицовка должна выдерживать давление грунта (при откосах бо́льших, чем угол естественного откоса грунта за облицовкой, что вообще не рекомендуется), то толщина бетонной одежды определяется из условий работы облицовки как наклонной подпорной стенки. В этом случае толщина одежды может достигать 15 и даже 20 *см*.

Обычно на главных каналах применяется толщина бетонной облицовки в пределах 10—12,5 *см*, а в некоторых случаях 15—20 *см*; на каналах меньших порядков — от 4 до 5—7,5 *см*.

Крупнейшие специалисты-ирригаторы считают возможным доводить толщину облицовки до 5—7,5 *см* даже на главных каналах, а в местностях, где не бывает больших морозов (ниже 15° С), толщина бетонной облицовки может быть снижена до 3—5 *см*. При низких температурах толщина бетонной облицовки должна быть не менее 8—10 *см*.

В зависимости от глубины канала h можно принимать следующую среднюю толщину d бетонной одежды:

h, *м*		d, *см*
≤1,5	толщина	6
1,5—2,5	»	10
2,5—5	»	15
>5	»	20

В верхней части откосов толщина бетонной одежды уменьшается и для крутых откосов составляет 8—10 *см* (получается некоторая экономия в бетоне).

Как указывает зарубежная практика бетонирования каналов, толщина бетонной облицовки на дне и в нижней части откосов

увеличивается в связи с большим напором воды на облицовку снизу при опоражнивании канала для ремонта или очистки. Однако эти соображения не следует учитывать, особенно если облицовки будут удовлетворять всем основным требованиям.

В последнее время особенно широкое распространение получили облицовка из армированного бетона (легкий железобетон) и

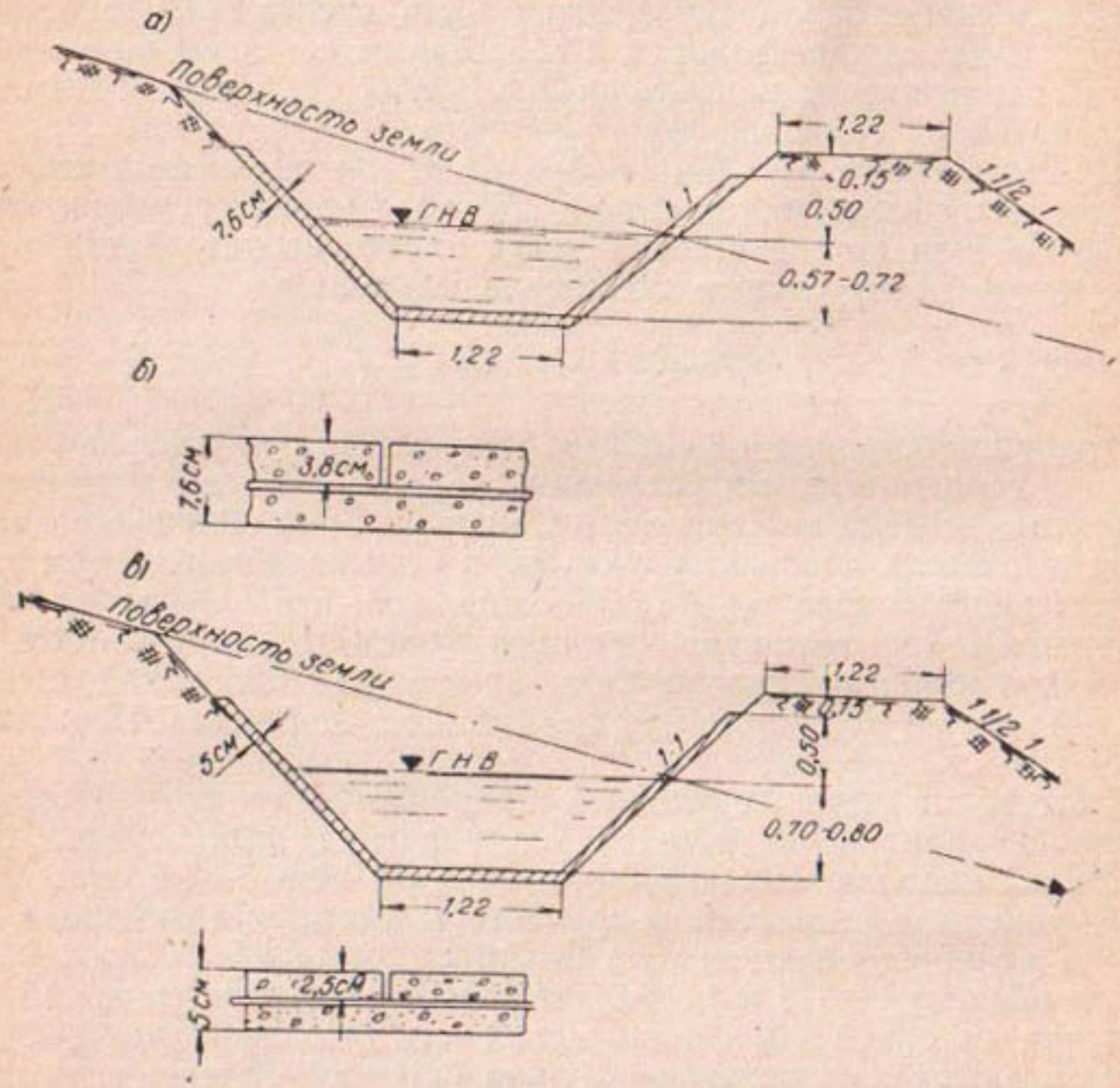


Рис. 25. Типовая конструкция бетонной (*а*) и торкретной (*в*) облицовок канала с деталями поперечных температурных швов (*б* и *г*).

торкретирование по металлической сетке (армированный торкрет). Конструкции этих облицовок могут вполне противостоять действию разрушительных природных факторов (колебание температуры, атмосферные осадки, грунтовые воды, почвогрунты и др.). Минимальная толщина такой облицовки может быть снижена для армированного торкрета до 2,5 *см* (вместо 3,5—4 *см*), для железобетонной облицовки до 3,8 *см*.

Облицовкой из армированного торкрета (по металлической сетке) покрыт Восточный канал системы р. Соленой в штате Аризон на протяжении многих километров (рис. 25). В качестве ар-

матуры применена так называемая «цыплячья сетка» из стальной проволоки диаметром около 2 *мм* с клеткой 10×10 *см*. По истечении двух лет работы никаких повреждений не было обнаружено.

При устройстве облицовок на каналах с большими уклонами, а следовательно, и скоростями и особенно при наличии взвешенных и влекомых по дну наносов толщина даже железобетонной облицовки должна быть увеличена до 10—12 *см* во избежание истирания поверхностного слоя бетона, обнажения арматуры и других нежелательных последствий.

Толщина бетонной облицовки зависит от способа производства работ по ее устройству. Обычно минимальная толщина получается при ручной работе и торкретировании и максимальная — при бетонировании в формах и применении соответствующих машин (например, Коппенгофера, Динглера и др.), при которых получается расслоение бетона.

В таблице 35 приводятся проектные толщины облицовок в зависимости от глубины воды для каналов ирригационных систем Колумбии, климатические условия которой сходны с условиями наших засушливых районов (например, Заволжья).

Таблица 35

Глубина воды, *м*	Толщина облицовки, *см*	Глубина воды, *м*	Толщина облицовки, *см*
1,22—1,53	7,6	4,57	15,2
1,83—2,44	10,2	4,88	16,5
2,74—3,05	11,4	5,2—5,5	17,8
3,35—3,66	12,7	6,2—8,0	19,0
4,27	14,0	8,84	20,3

Для магистральных каналов толщину облицовки следует назначить в среднем 7,5—10 *см*; на больших каналах гидросиловых установок она принимается примерно в 2 раза больше. Для распределителей толщину облицовки рекомендуется принимать 3,75—5 *см* и редко больше. Как минимальную толщину облицовок из бетона и железобетона можно рекомендовать 2,5 *см*, а при очень благоприятных почвенных и климатических условиях иногда и меньше.

Все эти данные относятся к случаю, когда грунт не оказывает давления на облицовку.

Превышение облицовки над максимальным уровнем воды в канале должно быть не менее 15 *см* для мелких каналов и 30 *см* для больших каналов и в исключительных случаях 50—60 *см*.

Верхний край облицовки рекомендуется заканчивать бермой шириной 10 *см*, а на косогорах 15 *см*. Такая берма препятствует проникновению за верхний край одежды поверхностной воды.

В практике ширина бермы иногда доходит до 30 *см* в крупных каналах и ограничивается 10 *см* в оросителях (по проф. Этчеверри).

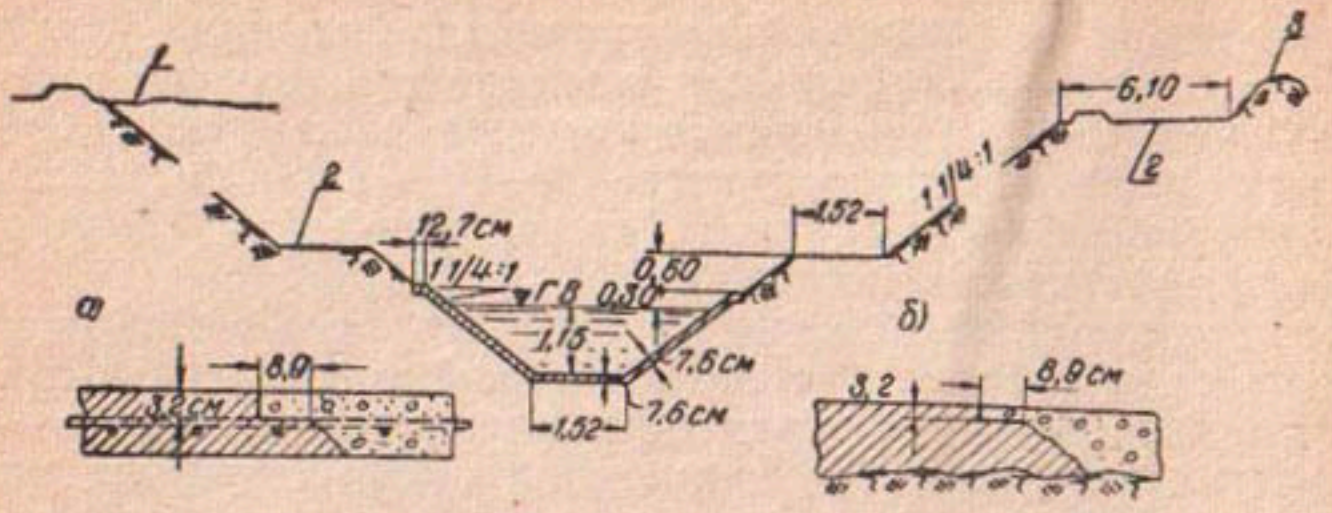


Рис. 26. Железобетонная облицовка канала, проходящего в глубокой выемке, с деталями конструктивных (*а*) и температурных швов (*б*):

1 — поверхность земли до выемки; *2* — берма; *3* — банкет.

На рисунке 26 представлена конструкция канала Киттитас ирригационной системы Якима в штате Вашингтон, проходящего в глубокой выемке с применением железобетонной облицовки.

4. Скорости, коэффициенты шероховатости и радиусы закруглений в бетонированных каналах

Инженер Дэвис считает, что в тех случаях, когда чистая вода протекает по бетону без внезапных изменений скоростей и их направлений, не существует практического предела безопасных скоростей (теоретически максимальная скорость в бетонированном канале может доходить до 15 *м/сек*). С другой стороны, им же дается указание, что бетонная облицовка, подверженная ударам воды, при больших скоростях и наносах быстро истирается, поэтому допускаемую скорость в бетонированных каналах рекомендуется сильно ограничивать. В бетонированных каналах для больших расходов практически следует назначать $v=2$—$3{,}5$ *м/сек*, для малых расходов v до 7 *м/сек*, а при чистой воде и 10 *м/сек*.

В обычных же земляных каналах скорость назначается от 0,5 *м/сек* до 0,8 *м/сек* и максимум 1 *м/сек*.

Радиусы закруглений при бетонированных каналах, как показала практика, имеют разнообразные значения, причем в некоторых каналах самые пологие кривые имеют радиус около 23 *м*, в то же время минимальные радиусы встречаются в пределах 7,5—15 *м*. На канале Арагон и Каталуния в Испании с расходом $Q=35$ *м*^{3}*/сек* предельный радиус назначен даже в 40 *м*, а на канале Серос также в Испании $R\approx 50$ *м*.

Для бетонированных каналов радиус закруглений можно определить по формуле инженера Дэвиса, уменьшив получаемое зна-

чение с учетом соответствующего повышения уровня воды, определяемого по формуле:

$$\Delta = 1{,}15 \frac{v^2}{g} \lg \frac{R}{r},$$

где R и r — радиусы закруглений вогнутого и выпуклого берегов;
Δ — превышение уровня воды над нормальным горизонтом на закруглении.

При назначении допускаемых коэффициентов шероховатости (по Гангилье—Куттеру) в бетонированных каналах проф. Фортье на основании произведенных им многочисленных измерений на 18 каналах в Америке предлагает руководствоваться следующими данными:

1) $n=0{,}012$ — для каналов, имеющих гладкие стенки откосов, чистое дно, не поросшее мхом, с однообразным поперечным сечением, правильно устроенными швами, длинными прямыми, пологими кривыми, незначительной волнообразностью поверхности воды и отличающихся вообще наилучшим качеством изготовления и наилучшими условиями, получаемыми на практике;

2) $n=0{,}013$ — для каналов с условиями немного лучшими, чем в каналах типа 3, но не столь хорошими, как в каналах типа 1;

3) $n=0{,}014$ — для каналов, имеющих неоштукатуренную или неровно затертую поверхность, чистое дно, однообразное поперечное сечение, правильно устроенные швы, средней величины закругления без спиральных вставок, с небольшим поверхностным волнением, без водной растительности, но при хорошем качестве изготовления и прочих благоприятных условиях;

4) $n=0{,}015$ — для каналов с условиями типа 3, но с более крутыми закруглениями и с наличием наносов;

5) $n=0{,}016$ — для каналов со средними условиями и среднего качества изготовления, имеющих шероховатую поверхность, несовершенные швы и крутые кривые; также для каналов хорошего качества с гладкой облицовкой, но обладающих одним или более неблагоприятными условиями, например песок и гравий на дне или выступающие швы, понижающие скорость воды;

6) $n=0{,}017$ — для каналов с очень неровной поверхностью и средними остальными условиями;

7) $n=0{,}018$ — для каналов с условиями типа 6, дно, покрытое песком и гравием, или же чистое дно, но плохая трасса, неправильное поперечное сечение, переломы в уклонах и пр.

Для бетонированных каналов коэффициент шероховатости по Базену следует принимать в зависимости от состояния поверхности:

Состояние поверхности	γ
очень хорошее	0,14
хорошее	0,28
обычное	0,42
плохое	0,55

Если расчет бетонированного канала ведется по формулам Маннинга, Форхгеймера, Павловского, Гангилье—Куттера, то коэффициент шероховатости n следует принимать в зависимости от состояния поверхности:

Состояние поверхности	n
очень хорошее	0,012
хорошее	0,014
обычное	0,016
плохое	0,018

Для облицованных каналов рекомендуется принимать следующие коэффициенты шероховатости (нормы Гипроводхоза):

	n
для бетонной облицовки при хорошей отделке	0,012—0,014
» » » » грубой отделке	0,015—0,017
» сборных железобетонных лотков	0,012—0,014
» мостовой булыжной	0,020—0,025
» кладки тесовой	0,015
» » кирпичной	0,013
» » бутовой на цементном растворе	0,0225
» покрытий из асфальтобитумных материалов	0,013—0,016

5. Дренаж облицовки

В грунтах, склонных к выпучиванию, должен быть запроектирован дренаж облицовки, который обычно выполняется в виде слоя гравия или щебня и крупного песка (толщиной до 10—20 *см*) под облицовкой с закладкой дренажных труб диаметром 10—20 *см* с выводом дренажной воды в сторону от канала или с устройством фильтрационных отверстий в облицовке (несовершенный и малопрактичный способ). Следует твердо помнить, что правильно запроектированный поперечный и продольный дренаж, устраняя воду из-под облицовки, обеспечивает ее большую прочность. Наиболее дешевыми являются дрены из щебня или крупного гравия.

В том случае, когда грунтовые воды залегают ниже дна канала и имеют небольшой дебит, у сопряжения откосов и дна вдоль оси канала прокладывают дрены с уклоном в одну или в обе стороны с выводом их через поперечные дрены в дренажные канавки.

Если приток грунтовых вод большой, необходимо устраивать дрены не только с нагорной стороны, но также и с противоположной в зависимости от направления потока грунтовой воды; в этом случае лучше устраивать дрены из гончарных труб с заложением их не ниже чем под подошвой напорного откоса. Глубина заложения этих дрен в современной практике принимается около 0,3 *м* под дном канала.

При чрезвычайно большом дебите грунтовых вод, помимо донных дрен, следует устраивать еще и дрены поперечные, укладываемые по откосу; расстояние между откосными дренами устанав-

ливается в зависимости от местных условий. Удовлетворительные результаты дают откосные перпендикулярные к оси канала дрены, сделанные в виде канавок на откосе, заполненные крупным гравием или щебнем и соединяемые с продольными дренами.

В современной практике продольные дрены выполняются из труб диаметром 10—20 *см* (керамические и бетонные) и длиной линии 100—300 *м*, имеют открытые швы, обсыпаются гравием до верха канавки и сверху по гравию закрываются толем или цементируются, укладываются с необходимым уклоном в целях обеспечения пропуска притекающей воды. К поперечной выводной дрене продольные линии (дрены) подводятся с обеих сторон, как это показано на рисунке 27.

Для предотвращения движения воды за трубами поперечных дрен (особенно при заложении их под насыпными дамбами каналов) и связанного с этим нарушения устойчивости и целостности дамб в некоторых случаях по длине поперечных дрен применяют железобетонные диафрагмы, причем швы поперечных дрен цементируются, а канавки, в которых укладываются дрены, заполняются глинобетоном, составленным из смеси глин, песка и гравия, укладываемых слоями по 15 см с поливкой и укаткой (канал Киттитас системы Якима в США). Содержание глины в засыпке составляет от 25 до 50% суммарного объема песка и гравия.

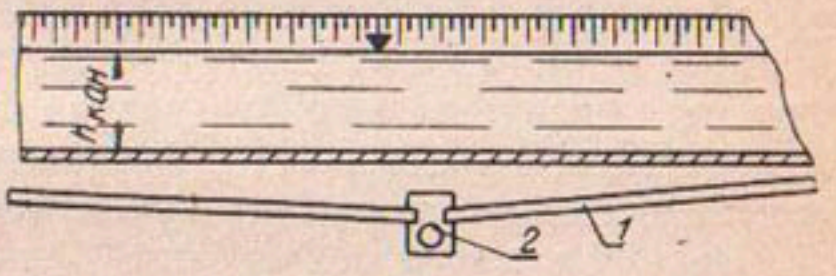


Рис. 27. Схема примыкания продольных дрен к поперечной выводной дрене:
1 — продольная дрена; *2* — поперечная дрена.

При очень большом притоке грунтовых вод целесообразно отказаться от бетонирования каналов. Если же все-таки приходится применять облицовку при наличии грунтовых вод, то толщина дренажа должна составлять 0,1—0,4 *м* и с обязательным выводом дренажной воды из канала.

Устройство фильтрационных отверстий в практике бетонирования каналов встречается значительно реже, чем отвод воды обычным дренажем; это, по-видимому, объясняется тем, что вытекающая из них вода может выносить с собой частицы грунта и тем самым подмывать основание облицовки. Кроме того, работа фильтрационных отверстий изучена очень слабо, опытных данных по этому вопросу совершенно не имеется.

Практика проектирования и эксплуатации дренажных устройств показала, что существующие системы дренажей обладают многими недостатками, к которым следует отнести недостаточную глубину дренирования, несоответствие гидрогеологическим условиям и источникам притока грунтовых вод к облицовке и, наконец, несовершенство самой конструкции. В связи с этим целесообразно переходить к устройству более глубоких дренажей, которые позволят

обойтись меньшим числом продольных дрен, а возможно, и одной, устранят совсем или уменьшат опасность воздействия напора на облицовку со стороны грунта и предохранят дрену от воздействия прямых фильтраций из канала и размыва ложа канала.

Все эти соображения говорят о том, что над усовершенствованием и улучшением дренажных устройств в целом предстоит еще большая теоретическая, а главным образом экспериментальная работа как в лабораторных, так и в производственных условиях.

6. Подготовка основания под облицовку

Облицовку следует укладывать на специально подготовленное основание, состоящее в некоторых случаях из слоя песка или гравия толщиной 10—20 *см*. Очень часто подготовка основания сводится к снятию бугров, засыпке ям с тщательным выравниванием и утрамбовкой поверхности канала по всей его длине.

Песчаные и песчано-гравелистые грунты нуждаются в основном лишь в планировке откосов и дна, тогда как лессовые и насыпные грунты обязательно требуется уплотнять с помощью легких дорожных катков, приводимых в движение лебедкой, располагаемой на дамбе и берме канала и перемещаемой вдоль по рельсам.

Весьма часто с целью уплотнения основания канал перед бетонированием заполняется водой (замачивается) на время от 2 *ч* до 15 дней, а в некоторых случаях и на 1—2 месяца в зависимости от характера грунта и содержания в нем влаги. Длительность замачивания зависит также и от тщательности уплотнения дамб каналов.

Канал при замачивании наполняется водой до максимально возможного уровня. Только после тщательного замачивания следует приступать к бетонированию каналов.

Сухой или недостаточно увлажненный откос будет отнимать воду от бетона, в связи с чем прочность облицовки будет снижаться. В замачивании особенно нуждаются почвогрунты орошаемых районов (чаще всего лёссовидные суглинки, сильно засоленные грунты), которые при смачивании подвергаются большим вертикальным перемещениям (просадкам) с образованием вертикальных трещин и оседанием дна, откосов и дамб каналов.

Обрызгивание поверхности грунта водой перед укладкой бетона является недостаточным мероприятием. Примером этому может служить канал Якима (США), облицовка которого получилась слишком пористой вследствие быстрого высыхания бетона при его твердении на не смоченных, а только увлажненных обрызгиванием откосах.

Подготовка к бетонированию сечения небольших каналов (шириной поверху не больше 2,5—3 *м*) производится с помощью особых деревянных дощатых шаблонов (форм), размеры которых совпадают с размерами поперечного сечения земляного русла. Такой шаблон-форма показан на рисунке 28.

При назначении превышения бровки дамб и берм над наивысшим уровнем воды в каналах можно также руководствоваться следующими данными:

для магистральных каналов с расходом, *м³/сек*:	
100 *м*	0,40—0,75 *м*
50—100	0,30—0,40 »
30—50	0,30—0,35 »
для распределителей с расходом, *м³/сек*:	
20—30	0,25—0,30 *м*
10—20	0,20—0,25 »
5—10	0,15—0,20 »
1—5	0,10—0,15 »
для оросителей:	
главных	0,05—0,10 »
полевых	0,05—0,10 »

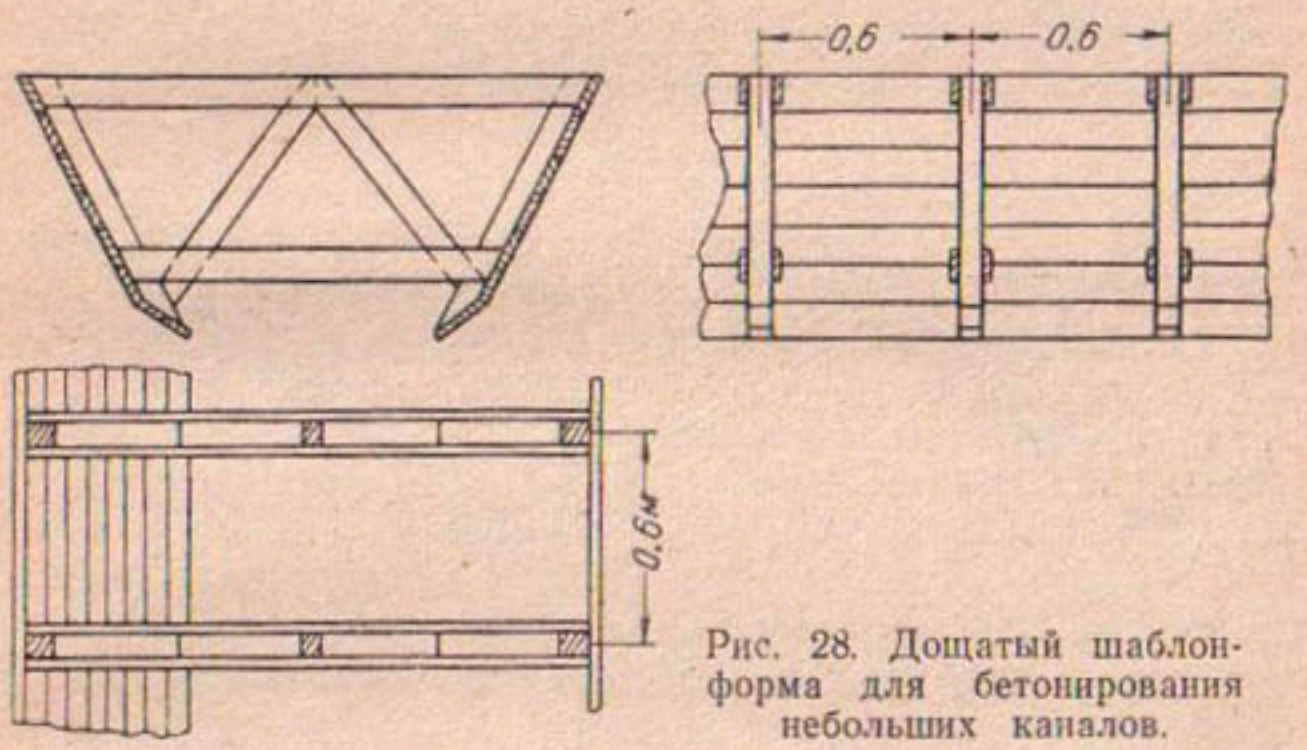


Рис. 28. Дощатый шаблон-форма для бетонирования небольших каналов.

Следует иметь в виду, что даже незначительное увеличение высоты дамб вызывает значительное удорожание ирригационной сети, поэтому превышение должно быть предельно минимальным, тем более что впоследствии при очистке каналов от наносов высота дамбы может быть увеличена.

7. Упор облицовки откоса в дно канала

На некоторых бетонированных больших ирригационных каналах в целях создания хорошего упора для облицовки откоса и предотвращения сползания ее в месте сопряжения откоса облицовки с дном сделано соответствующее утолщение (зуб). Нередко в упоре устраивается продольный шов. В случае если дно канала не облицовывается, упор (зуб) имеет значительно большую глубину. По этому вопросу следует заметить, что такой упор в американской практике встречается очень редко, а если его и желательно осуществлять, то только при очень больших каналах.

Вообще этот вопрос к настоящему моменту времени следует считать недостаточно изученным, так как не было поставлено соответствующих опытов и наблюдений над работой утолщения в реальных условиях. Сопряжения облицовки дна и откосов разных типов изображены на рисунке 29.

Бетонная горизонтальная берма (заплечик) предназначается, с одной стороны, для укрепления верха облицовки, а с другой — для предотвращения просачивания под облицовку воды и насыщения лежащей под ней засыпки. В теплую погоду такое проса-

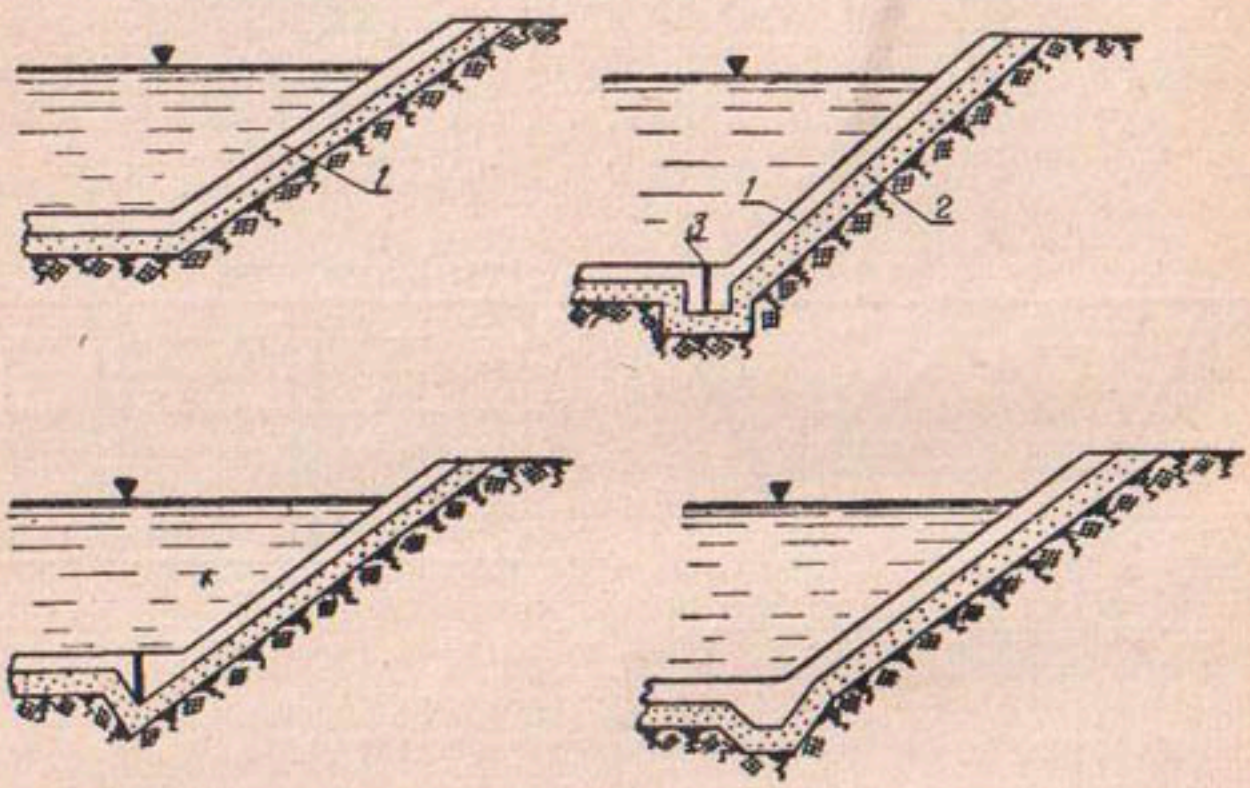


Рис. 29. Типы сопряжений облицовки дна и откосов:
1 — бетон; *2* — гравий; *3* — продольный шов.

чивание особо серьезных последствий иметь не будет, тем более если под облицовкой запроектирован дренаж; зимой же, в особенности при резких колебаниях температур (оттепель и заморозки), вода под облицовкой может замерзнуть; это обстоятельство послужит причиной к выпучиванию облицовки и к образованию в ней трещин.

Указанные выше причины говорят о большом значении устройства бермы при бетонной облицовке. Наличие берм в таких бетонированных каналах, как Райденбоф шириной в 0,3 *м*, Барбэнк 0,15 *м*, каналы Оканаганской долины с бермами шириной 0,1 *м*, указывают также как будто на большое значение бермы. Однако в нашей литературе приводятся другие данные, отрицающие устройство горизонтальной бермы по причине того, что она не имеет практического значения. Нам думается, что вверху бетонная одежда все же должна кончаться горизонтальной бермой шириной 0,15—0,3 *м* и толщиной, равной толщине облицовки особенно в местностях с большими заморозками и при отсутствии хорошего дренажа под облицовкой.

Все же для окончательного суждения о необходимости устройства бермы должны быть поставлены соответствующие наблюдения при разных климатических условиях и для каналов разных категорий и типов.

Подготовка основания для бетонной облицовки (откосов и дна) представляет работу не менее важную, чем сам процесс бетонирования, вследствие чего и требует особого внимания строителей (соблюдение правильности заложения и планирования откосов, их уплотнения и дренажа, горизонтальность дна облицовки и пр.).

Температурные колебания могут вызвать появление трещин в облицовке. Во избежание этого в ней устраивают швы, обычно только поперечные, через 3—5 *м* по длине канала. Лишь в случае излома откоса иногда устраивают продольные швы; продольные швы устраивают и при сопряжении откоса с дном.

Когда уровень грунтовых вод стоит выше уровня воды в канале, в швах закладывают специальные готовые бетонные фильтрующие блоки.

В каналах, где образуется ледяной покров, в зоне последнего облицовка утолщается на 50—75%.

8. Швы в бетонной облицовке и их расчет

Наличие правильно запроектированных температурно-строительных швов имеет чрезвычайно важное значение в проекте облицовки. Избежать устройства температурных швов можно, по-видимому, только в том случае, если бы удалось создать по составу так называемый «инварный» бетон, т. е. бетон, не подвергающийся температурным влияниям, но такого бетона к настоящему моменту в практике не имеется, вследствие чего температурные швы (они же и строительные) необходимо устраивать.

Наблюдения, произведенные, например, над облицовкой, сделанной без швов даже из армированного торкрета на восточном канале системы реки Соленой в Аризоне (США), установили, что температурные трещины (швы) в облицовке образовались сами собой. Эти швы-трещины были настолько малы, что их трудно было заметить простым глазом, и практически водонепроницаемы. Такие швы можно считать близкими к идеальным, а способ получения их самым простейшим, разрешающим вопрос о температурных швах без сложных и дорогих устройств. То же самое было сделано на главном канале Киттитас, берущем начало из реки Якима в штате Вашингтон. В бетонной облицовке канала Трэкки-Карсон, построенной без температурных швов, через 8,5 *м* также образовались трещины толщиной от 2 до 12 *мм*, которые и приняли на себя роль швов, правда не совсем удачную в силу того, что были очень тонки и неправильны по очертанию, а ввести в них какие-либо заполняющие вещества впоследствии было затруднительно. Подвергаясь же дальнейшим колебаниям темпера-

туры, а также действию мороза, они способствовали разрушению облицовки.

Обычно расстояние между швами в среднем делается в пределах 4—5 *м* при толщине бетонной одежды 5—8 *см* при условии укладки бетона с помощью деревянных, легко передвигающихся ферм.

На кривых участках каналов (с крутыми радиусами) расстояние между швами уменьшается.

В современной практике бетонирования каналов расстояние между швами делается в малых каналах обычно не больше 2 *м*, а на пучинистых грунтах и того меньше.

На более крупных каналах расстояние повышается до 5—6 *м*, но чаще всего до 3—5 *м*. Следует иметь в виду, что на расстояние между швами оказывает влияние ширина бетонируемой полосы. Так, например, при машинной бетонировке эта ширина определяется шириной хода рабочей тележки и в современных машинах составляет от 3 до 9 *м* и больше. При ручном бетонировании ширина бетонируемой полосы может регулироваться по желанию, и обычно она тем меньше, чем выше и круче откос и чем влажнее бетон.

Теоретически максимальная толщина температурного шва при допущении, что две соседние плиты могут расширяться в одну сторону, может быть подсчитана по нижеследующей формуле;

$$z_{макс}=2\alpha tl,$$

где α — коэффициент линейного расширения бетона, принимаемый обычно равным $0{,}0000045 \div 0{,}0000063$;

t — амплитуда колебания температуры наружного воздуха;

l — расстояние между швами в метрах.

Так, например, при обычном расстоянии между швами $l=5$ *м* при колебании температуры $\pm 30°$, а следовательно, при $t=60°$ и при $\alpha=0{,}0000045$ получим:

$$z_{макс}=2\cdot 0{,}0000045\cdot 60\cdot 5=0{,}0027 \text{ м}=2{,}7 \text{ мм}.$$

Однако если устраивать швы такой теоретической толщины, то заполнение их практически было бы затруднительно, вследствие чего обычно толщина швов по условиям производства работ по их заполнению делается в пределах от 6 до 15 *мм* и даже до 25 *мм*.

Теоретически расстояние между температурными швами в откосных бетонных плитах, а также растягивающие или сжимающие напряжения в них можно определять согласно указанных ниже соображений.

Пусть имеется (рис. 30) бетонная плита *АСДЕ*, нагруженная по треугольнику *АВС* от давления воды в канале при максимальном горизонте и имеющая переменную толщину — вверх $AE=a_1$, а внизу — $CD=b_1$, так что средняя толщина будет: $a=\frac{a_1+b_1}{2}$.

Наиболее напряженной точкой в плите будем приближенно считать точку, расположенную у нижнего края плиты CD. Выделяя в откосной плите полоску толщиной a, шириной 1,0 и исходя из условий, что растягивающие или сжимающие усилия в бетоне S должны быть уравновешены силами трения f бетонной облицовки о земляной откос канала, получающими от собственного веса бетонной одежды $AECD-G$ и от гидростатического давления воды P, получаем расчетное уравнение:

$$S=(G+P)f. \tag{21}$$

В этом уравнении силу S можно выразить через допускаемое напряжение σ_1 (на растяжение в бетоне) и площадь поперечного сечения $\omega=b_1 1$, т. е. $S=\sigma_1 b_1 1$, силу $G=(al1)\gamma_{бет}$ разложим на нормальную к откосу силу $N=G\sin\alpha=al1\gamma_{бет}\sin\alpha$ и на перпендикулярную к ней силу T, величиной которой в запас прочности будем пренебрегать, т. е. считать $T=0$ и силу $P=\frac{1}{2}\gamma_0 Hl$.

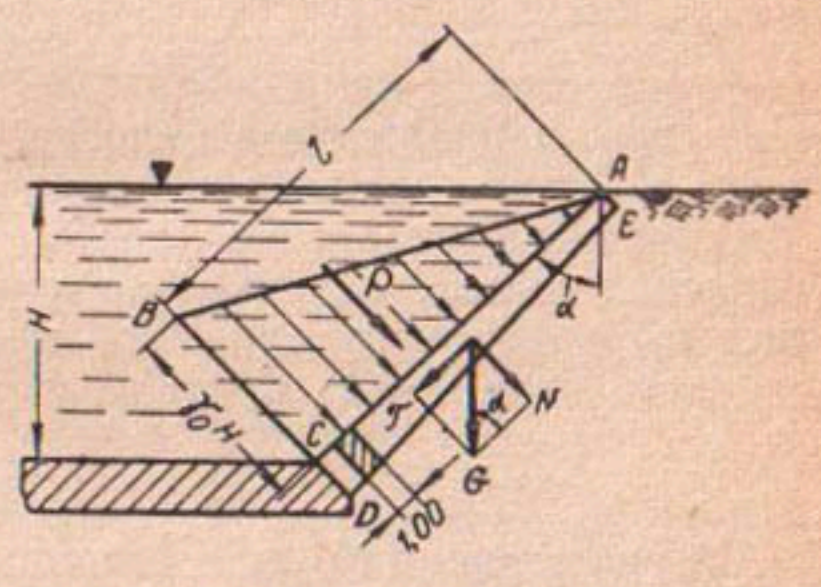


Рис. 30. Схема расчета расстояний между температурными швами в откосных бетонных плитах и прочность этих плит.

Подставляя величины этих сил в уравнение (21), получим в общем виде расчетное уравнение, из которого можно определить допускаемое напряжение σ:

$$\sigma_1 b_1 1=\left(al1\gamma_{бет}\sin\alpha+\frac{\gamma_0 Hl}{2}\right)f,$$

или

$$\sigma_1 b_1=fl_1\left(a\sin\alpha\gamma_{бет}+\frac{\gamma_0 H}{2}\right);$$

отсюда

$$\sigma_1=\frac{fl\left(a\sin\alpha\gamma_{бет}+\frac{1}{2}\gamma_0 H\right)}{b_1}. \tag{22}$$

В последнем уравнении: γ_0 — вес 1 $м^3$ воды $=1000$ $кг$;

$\gamma_{бет}$ — вес 1 $м^3$ бетонной облицовки $=2400$ $кг$;

f — коэффициент трения облицовки об откос канала, принимаемый обычно в пределах от 0,00 до 0,40 (в среднем $f=0{,}40$).

Аналогичным образом можно составить уравнение для полоски, вырезанной в плите в направлении, перпендикулярном первому:

$$\sigma_2 b_1 1=(aL1\gamma_{бет}\sin\alpha+\gamma_0 HL)f,$$

или

$$\sigma_2 b_1 = (aL\gamma_{\text{бет}} \sin\alpha + \gamma_0 HL)f,$$

отсюда получим длину плиты L или расстояние между температурными швами:

$$L = \frac{\sigma_2 b_1}{(a\gamma_{\text{бет}} \sin\alpha + \gamma_0 H)\psi}. \qquad (23)$$

С другой стороны, из условий работы целой плиты с одинаковой толщиной, равномерно нагруженной и свободно лежащей на грунте, можно вывести заключение, что наиболее напряженной точкой будет точка геометрического центра с максимальным напряжением, выражающимся уравнением:

$$\sigma_{\text{макс}} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}, \qquad (24)$$

где σ_1 — напряжение в полоске, вырезанной по ширине плиты:
σ_2 — напряжение в полоске, вырезанной по длине плиты.

Применяя уравнение (24) к рассматриваемому нами случаю откосной плиты, получим значение для максимального напряжения σ_2, которое будет иметь место, как было сказано выше, у нижнего края плиты *С, Д*:

$$\sigma_2 = \sqrt{\sigma_{\text{макс}}^2 - \sigma_1}. \qquad (25)$$

В уравнении (25) для бетонных облицовок обычно принимают $\sigma_{\text{макс}} = 10$ *кг/см*^{2} (наибольшее допускаемое напряжение в бетоне на растяжение).

Пользуясь уравнениями (23), (24) и (25), можно определить расстояние между швами откосных плит. Вся трудность указанного выше расчета заключается в правильном выборе коэффициента f, который может принимать и очень большие значения как например, в случае примерзания облицовки к насыщенному водой грунту, хотя в последнем случае разрывающее действие замерзающей воды имеет преобладающее значение.

Обычно расстояние L между швами откосных плит получается значительно больше, чем расстояние между швами донных плит, что естественно в силу большей толщины откосных плит и меньшего значения нагрузки для них. При конструировании обычно принимают длину откосных плит равной, например, двум длинам донных, получая таким образом расположение откосных швов в перевязку с донными швами.

Пример. Требуется рассчитать расстояние L между температурными швами при следующих данных:

глубина воды в канале $H = 2{,}00$ *м*;
толщина облицовки вверху $a_1 = 0{,}10$ *м*;
толщина облицовки внизу $b_1 = 0{,}15$ *м*;

средняя толщина $a = \frac{a_1 + b_1}{2} = \frac{0{,}10 + 0{,}15}{2} = 0{,}125$ *м*;

откосы канала одиночные; следовательно,

$$\alpha=45°,\ \sin\alpha=\sin 45°=0{,}707;$$

длина облицовки по откосу $l=\frac{H}{\cos\alpha}=\frac{2{,}00}{\cos 45°}=\frac{2{,}00}{0{,}707}=2{,}83$ *м*.

Вес 1 $м^3$ бетона принимаем $\gamma_{бет}=2{,}4$ *т*, а вес 1 $м^3$ воды $\gamma_0=1{,}00$ *т*; коэффициент трения $f=0{,}40$.

Подставляя соответствующие значения в уравнение (22), получим:

$$\sigma_1=\frac{fl(a\sin\alpha\gamma_{бет}+\frac{1}{2}\gamma_0 H)}{b_1}=\frac{0{,}40\cdot 2{,}83(0{,}125\cdot 0{,}707\cdot 2{,}4+\frac{1}{2}1{,}2)}{0{,}15}=\frac{1{,}37}{0{,}15}\approx 9\ \ т/м^2.$$

При допускаемом максимальном напряжении в бетоне на растяжение $\sigma_{макс}=10$ *кг/см*^{2} или 100 *т/м*^{2}, получим из уравнения (25) значение для σ_2 равным:

$$\sigma_2=\sqrt{\sigma^2_{макс}-\sigma^2_1}=\sqrt{100^2-9^2}=\sqrt{9919}\approx 99{,}6\ \ т/м^2.$$

И, наконец, пользуясь уравнением (23), определяем расстояние:

$$L=\frac{\sigma_2 b_1}{(a\gamma_{бет}\sin\alpha+\gamma_0 H)f}=\frac{99{,}6\cdot 0{,}15}{(0{,}125\cdot 0{,}707\cdot 2{,}4+1{,}00\cdot 2)0{,}40}=\frac{14{,}94}{0{,}884}\approx 16{,}8\ \ м.$$

9. Конструкция швов облицовки

Все встречаемые в существующей практике бетонирования каналов швы могут быть сведены к нескольким основным типам.

Плоский (прямой) тип шва (рис. 31, *а*) является наиболее простым и дешевым и наиболее распространенным. При сжатии облицовки прямой шов открывается и допускает вымыв грунта из-под облицовки при быстром опорожнении канала, при наличии напорных вод и т. д.

В некоторых случаях в целях достижения большей водонепроницаемости конструкции плоского шва придается трапецеидальная форма, имеющая вверху величину, колеблющуюся в пределах 10—20 *мм*, а внизу 6—15 *мм*.

Материалом, заполняющим шов, служат обычно толь, деревянные рейки, просмоленная пенька, битум и асфальто-вяжущие вещества. Для борьбы с фильтрацией иногда сверху толевая прокладка шва затирается жидким цементным раствором, а шов, залитый смолой, сверху проконопачивается и заштукатуривается двумя слоями асфальта; в трапецеидальных швах толевая прокладка или же заливка асфальтом обычно производится на $^3/_4$ толщины от низа шва, а сверху шов заполняется асфальтом (при толевой прокладке) или войлоком, пропитанным в асфальте (при асфальтовой прокладке). В некоторых случаях деревянная рейка делается меньше толщины облицовки и заделывается в нее, образуя заполнение прямого шва.

Шарнирный тип шва (рис. 31, *в*) делается не на всю толщину, а примерно на $^2/_3$ ее; форма шва трапецеидальная с размером

вверху 15 *мм*, а внизу 10 *мм*; заполняется шов асфальтом с заливкой сверху цементным раствором. Асфальт можно применять среднего качества, достаточно нагретый, но не дымящийся, чтобы он лучше вливался и заполнял шов. Этот тип шва следует считать, так же как и первый, наиболее простым и дешевым, дающим хорошую связь между отдельными плитами; единственный недостаток его — это возможность возникновения в тонкой его части трещин. Конструкция такого шва применена на канале Найчес в штате Вашингтон.

Связной тип шва (рис. 31, *б*), при котором достигается лучшая связь между отдельными плитами, может быть сделан или из волнистого железа, покрытого асфальтом, или же из железа, покрываемого асфальтом, или же из железа, покрываемого асфальтом или толем только с выпуклой стороны, или же, наконец, из металлической пластинки зетообразной формы. Этот тип шва дорог, трудно выполним, и рекомендовать его при бетонировании каналов не следует.

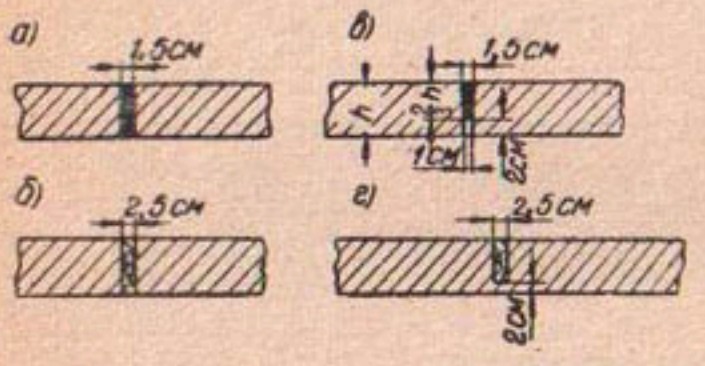


Рис. 31. Типы швов в бетонных облицовках.

Плоский тип шва (рис. 31, *г*) с водонепроницаемым заполнением. Для связи между отдельными плитами используются особые стальные прутья диаметром 12—13 *мм*, а заполнителем самого шва служит толь. Такой тип шва, примененный, например, на канале Райденбоф в штате Айдаго, показал себя достаточно хорошим в эксплуатации — никаких повреждений и деформаций в самой облицовке обнаружено не было; было только замечено, что по утрам наблюдались трещины толщиной 0,6—0,8 *мм*, плотно закрывавшиеся днем. В отношении конструкции этого типа шва следует указать на его дороговизну и трудность выполнения.

Плотничный тип шва в пол-дерева достаточно обеспечивает возможность необходимого расширения, допускает возможность некоторого сдвига плит без расстройства облицовки, представляет полную возможность обеспечить непроницаемость шва употреблением такого эластичного материала, как асфальт. Недостатком шва является его меньшая прочность, а в особенности при тонких облицовках, когда он под влиянием каких-либо деформаций может легко лопнуть. В целях предупреждения образования трещин, в особенности при тонких облицовках, рекомендуется устраивать под швом соответствующее основание в виде бетонной лаги (подушки). Эта бетонная подушка предохраняет также и вымыв грунта из-под облицовки при раскрытии шва.

На рисунке 32, *а* представлена конструкция шва с применением бетонной подушки в виде зуба, в котором сделана четверть, горизонтальный участок которой служит опорой для левой плиты дна

канала. Этот шов толщиной 10 *мм* заполняется толем, джутовым или асфальтированным полотном и заливается смесью асфальта с гудроном; такое заполнение дается как в вертикальных, так и в горизонтальных частях шва. Шов в месте упора облицовки откоса в дно имеет такое же заполнение — под ним кладется горизонтально лист толя или джутового полотна, заливаемый гудроном. В целях свободного стока воды, проникшей через шов, в дрены под ним укладывается фильтр из гравия и гальки. Если имеются опасения, что грунт может высасываться из-под шва, то лучше всего устраивать под ним обратный фильтр или класть бетонную подушку, как это показано на рисунке 32, *б*.

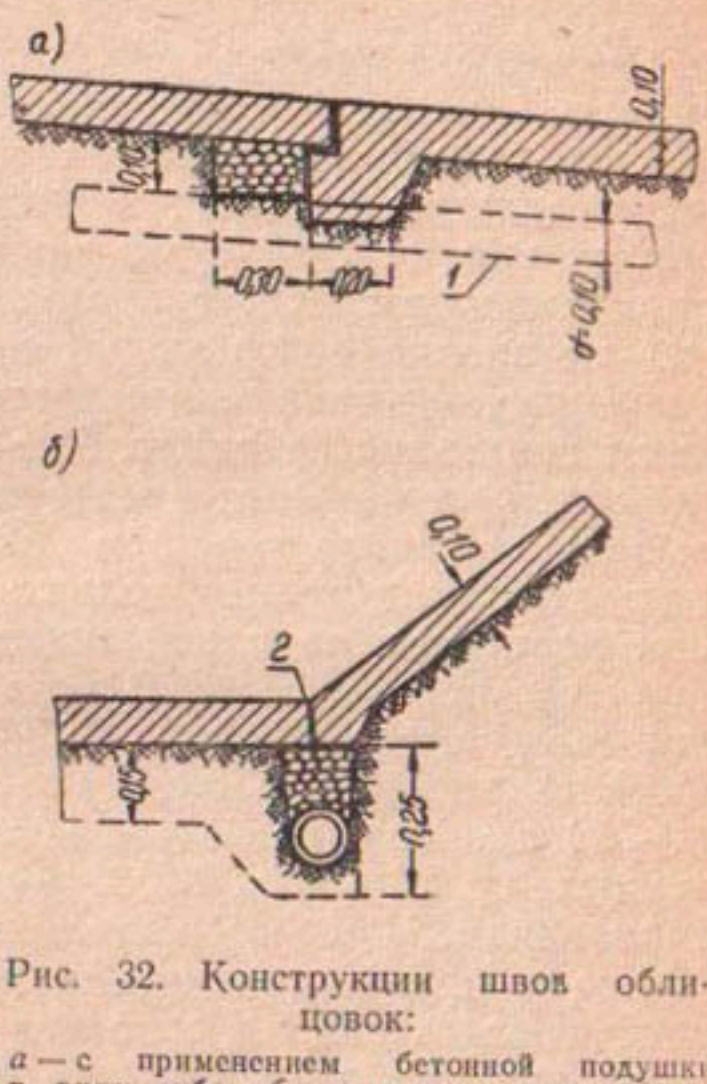


Рис. 32. Конструкции швов облицовок:

а — с применением бетонной подушки в виде зуба; *б* — с применением обратного фильтра; *1* — дренажная труба; *2* — шов толщиной 10 *мм*.

Для заполнения швов лучше всего применять в качестве заполнителя асфальт с заливкой и затиркой цементным раствором или же толевую прокладку с заливкой и затиркой или тем же цементным раствором, или же раствором из асфальта.

Лучшим заполняющим материалом в современных условиях следует считать асфальтовый строительный раствор или асфальтовое вяжущее вещество, которое, являясь эластичным и водоупорным, прочно схватывается с гидравлическим бетоном; они дешевле, и производство работ с ними проще.

Следует также указать, что в заполняющий шов материал не должен быть уложен раньше 10—15 дней после бетонирования облицовки, чтобы под влиянием физических изменений в бетоне не наблюдалось выдавливания заполняющего вещества из шва. Кроме того, перед заполнением швы следует расчистить и удалить из них пыль.

10. Железобетонные облицовки

Основной недостаток бетонных облицовок — растрескивание их при изменениях температуры и деформациях основания, которое в некоторых случаях трудно устранимо даже при хорошей и тщательной его подготовке. Причиной этого является незначительная сопротивляемость бетона растяжению. В последнее время бетонные облицовки стали заменять железобетонными, несмотря на их большую стоимость по сравнению с обычными бетонными.

Чаще всего железобетонные облицовки используют в тех случаях, когда канал проходит в неустойчивых грунтах или при крутых откосах, при возможности деформаций грунта и особенно вспучивания, при наличии напорного (гидростатического) давления воды на облицовку и, наконец, при прохождении канала по крутым склонам, угрожающим оползнями (обычно косогорные участки).

Наличие арматуры в облицовке вносит некоторые конструктивные изменения главным образом в ее толщину и швы. Так, например, если продольные швы на откосах являются нежелательными даже в бетонных облицовках, то в железобетонных облицовках они не требуются даже в местах сопряжений откосов с дном каналов вследствие того, что железобетон и в этих опасных местах вполне обеспечивает необходимую прочность. Если же в некоторых случаях они и делаются, то исключительно по условиям производства работ. Что касается поперечных швов, то они делаются на больших расстояниях друг от друга. Конструктивное выполнение швов в общем такое же, как и в бетонных облицовках, но арматуру необходимо предохранять от ржавления, если она переходит из одной плиты в другую или связывается специальными стержнями. В качестве арматуры употребляется круглое железо толщиной 9,5—12,7 *мм* или чаще проволочная сетка. Обычно расстояние между продольными прутьями принимается 10—50 *см*. Толщина железобетонных облицовок меньше, чем бетонных, на 25—50%, особенно если работы производятся торкретированием. Чаще всего толщину их принимают в пределах 7,5—10 *см*, а при торкретировании и меньше. Арматуру дна следует рассчитывать как на давление воды сверху вниз (на случай подмыва дна канала), так и на давление воды снизу вверх при пустом канале, а арматуру откосов — как консольные балки.

Содержание арматуры обычно принимается 0,13% от площади бетона в откосах и 0,15% в дне. При таких процентах армирования специальных арматурных швов можно не делать.

В некоторых случаях железобетонная облицовка изготовляется в виде отдельных готовых железобетонных плит обычно размерами 0,75×1,50 *м* и толщиной 7—8 *см* с заделкой швов цементным раствором. Такая облицовка может быть рекомендована в тех случаях, когда по условиям производства работ сплошное бетонирование затруднительно, а сами работы значительно удалены от карьеров инертных материалов (песка и гравия). В этом случае транспортирование плит, заготовляемых, например, на заводе, обходится значительно дешевле упомянутых материалов, а, кроме того, плиты заводского изготовления отличаются более высоким качеством. Преимуществом плит, помимо лучшего качества бетона, является возможность производить работы и зимой, что очень важно для работающих ирригационных каналов.

Мелкие ирригационные каналы (например, главные оросители) могут покрываться не плитами, а целыми секциями по всему

периметру канала, имеющему обычно полуциркульное, параболическое или иное криволинейное очертание. Такие секции армируются сеткой и укладываются вручную (при длине до 0,5 *м*) или при помощи простого легкого крана.

Для обеспечения удовлетворительной работы облицовки из бетонных плит требуется тщательное выполнение подготовки, исключающей возможность их просадок.

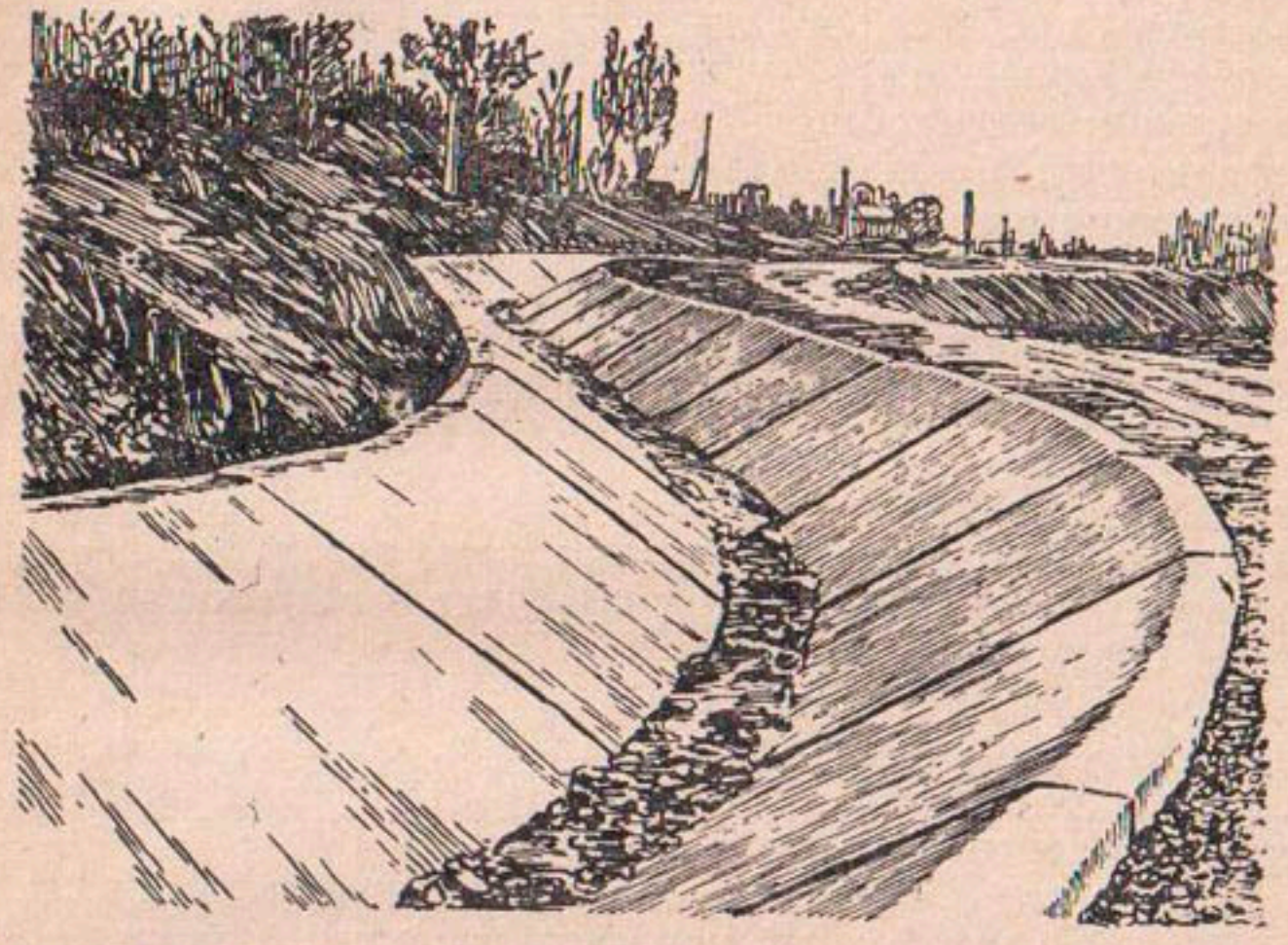


Рис. 33. Магистральный канал Салгирской оросительной системы в Крыму, облицованный армированным бетоном.

Состав бетона для плит обычно принимается 1 : 2 : 4, конструкция швов при бетонировании плитами принимается такой же, как и при сплошном бетонировании.

На рисунке 33 представлен магистральный канал Салгирской оросительной системы (Крым), рассчитанный на максимальный расход 2,5 $м^3/сек$, имеющий длину 300 *м*, ширину по дну $b=0{,}70$ *м* и заложение откосов $m=1{,}5$. Канал облицован армированным бетоном.

11. Асфальто-бетонные облицовки

В качестве облицовки каналов предложено использовать так называемый асфальтовый раствор и асфальтовый бетон.

Асфальтовый раствор состоит из асфальтового вяжущего вещества (смесь битума с тонко измельченным асфальтовым известняком или доломитом — асфальтовым порошком) и песка, который входит в него в определенном весовом отношении; наилучшим составом для облицовки каналов является состав 1 : 1.

Асфальтовый бетон состоит из асфальто-вяжущего вещества, песка, щебня или гравия; для облицовок каналов наилучшим (весовым) составом бетона будет 1 : 1 : 2, где последняя цифра относится к щебню, а первые — к асфальто-вяжущему веществу и песку.

Асфальтовый бетон по своему строению (схематическому) состоит из щебня или гравия, пространство между частицами которых заполнено асфальтовым раствором; асфальтовый раствор, в свою очередь, представлен в виде каменного остова, состоящего из зерен песка, пространство между которыми заполнено асфальтовым вяжущим веществом.

Асфальтовый бетон обычно приготовляют путем тщательного перемешивания в механической мешалке горячего щебня или гравия с асфальтовым раствором, причем во время перемешивания в течение от 1 до 3—4 *мин* температура поддерживается в пределах 160—170° С. В работе (разравнивание и трамбование) температура бетона не должна быть ниже 140—150°. Рекомендуется смешивать материалы в определенной последовательности, начиная с более крупных и битума и добавляя мелкие заполнители. Смешение производится в специальных установках, например «Джуниор». Асфальтовый бетон обладает следующими наиболее важными преимуществами.

1. Вполне удовлетворяя обычным требованиям прочности, он практически абсолютно водонепроницаем, солеупорен и обладает хорошей пластичностью (эластичность), морозоустойчивостью и химической инертностью.

2. Приобретая в очень короткий срок нужную прочность (а не через 28 дней, как обычный цементный бетон), позволяет быстро сдать каналы в эксплуатацию; работы по облицовке могут производиться в любое время года.

3. Не требует ухода и надзора после укладки в дело (при применении цементного бетона и раствора поддержание нужного режима увлажнения в течение определенного периода времени является обязательным).

4. Разрушенная облицовка может быть употреблена в дело, что сокращает расходы на ремонт каналов.

5. При надлежащем подборе состава облицовочного материала от швов можно отказаться.

Учитывая указанные преимущества, асфальтовый бетон должен найти широкое применение при облицовке ирригационных каналов, например при проведении орошения острозасушливого Заволжья, особенно в той части его, где каналы будут проходить по соленосным почвогрунтам (Южное Заволжье и Арало-Каспийская низменность). Наличие поблизости Сызранских битуминозных месторождений свидетельствует также о реальной возможности применения в качестве облицовочного материала асфальтового бетона. Правда, у нас не имеется широкого опыта применения этих материалов в качестве облицовок для каналов, не считая, конеч-

но, небольших отдельных исследований, проведенных б. Научно-мелиорационным институтом (ныне ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева) на опытном участке «Золотая орда» в Узбекистане. В связи с этим необходимо провести ряд опытов в достаточно широком масштабе и изучить практическую возможность и экономическую целесообразность применения этих материалов в различных ирригационных районах и областях нашей страны.

Толщина облицовки из асфальтового раствора должна быть в пределах 2,0—2,5 *см*, а из асфальтового бетона 2,5—5,0 *см* и как максимум до 8 *см*. Температурные швы (если они устраиваются) заливают по затвердении одежды асфальтово-вяжущим веществом или закладывают просмоленной паклей с последующей заливкой гудроном или асфальтово-вяжущим веществом. В остальном конструкция облицовки не отличается от обычной бетонной.

Заложение откосов следует принимать таким же, как и для бетонных облицовок, но лучше не менее 1,5 : 1. Опыт показывает, что опасность оплывания битумных материалов при таком заложении откоса исключена.

Коэффициент шероховатости (по опытам Обернахского института гидротехники и гидроэнергетики в Германии) приблизительно такой же, как у хороших бетонных и железобетонных облицовок и равен $n=0{,}0134—0{,}0143$.

Способность асфальто-бетонных облицовок деформироваться без образования трещин при незначительных пучениях и просадках грунта ставит их (теоретически) значительно выше бетонных облицовок.

Обладая высокими качествами, асфальто-бетонные облицовки не лишены и некоторых отрицательных свойств, к числу которых следует отнести.

1. Малая сопротивляемость пробивной способности растений (камыши, верблюжья колючка и др.), корневища которых проникают под неглубокие и идущие обычно в полувыемке-полунасыпи ирригационные каналы. Мерой борьбы с этим недостатком является протравливание почвы и полное уничтожение растительности под облицовкой. Это мероприятие трудновыполнимое, дорогое и не всегда эффективное. Исходя из этих соображений, целесообразно применять облицовку на каналах, проходящих в глубоких выемках и в песчано-гравелистых грунтах.

2. Способность сильного сцепления битума с наносами, осевшими на облицовке и образующими при высыхании корку. Сила сцепления настолько велика, что при растрескивании илистой корки (в результате высыхания при опорожненном канале) разрушается поверхность облицовки, что, в свою очередь, ведет к увеличению коэффициента шероховатости ложа канала.

3. При попадании горячей массы на влажное дно и откосы канала она вызывает сильное испарение, при котором происходит механический разрыв облицовки; пары воды задерживаются в

массе бетона, нарушают схватывание массы и, переходя в жидкое состояние, прилипают к зернам агрегата, препятствуя соединению их с вяжущим веществом.

В целях борьбы с этим явлением необходимо влажное дно и откосы канала хорошо осушить естественным испарением. Иногда поверхность канала, предварительно политую керосином, прожигают. Гравелистая выстилка достаточной толщины дна и откосов канала в момент схватывания бетона может служить средством удаления от него воды, неплохим основанием для одежды.

Механические и антифильтрационные свойства асфальтовых бетонов зависят от процентного содержания и марки битума, гранулометрического состава минеральных составляющих, а также от способа изготовления смеси и способа ее укладки на место. В соответствии с техническими условиями Гушосдора асфальтовые бетоны делятся на три группы:

а) крупнозернистые, содержащие щебень размером до 35 *мм*;
б) среднезернистые, содержащие щебень размером до 25 *мм*;
в) мелкозернистые, содержащие щебень размером до 15 *мм*.

Содержание битума по отношению к весу всех минеральных составляющих должно быть следующим:

асфальтовый бетон крупнозернистый	5—7,5%
» » среднезернистый	6—8,5%
» » мелкозернистый	7,5—8%

Объемный вес асфальтового бетона должен быть не менее 2,2 *т/м*^{3}, обеспечивая полную водонепроницаемость при напоре в 6 *ат*.

Подбор и проектирование составов асфальтовых бетонов и асфальтовых растворов, а также испытание образцов должны производиться в специальных лабораториях.

Для крепления откосов каналов обычно используют мелкозернистые и среднезернистые бетоны, а для дна каналов могут быть весьма эффективно использованы литые асфальтовые бетоны, укладываемые розливом с последующим разравниванием горячими металлическими гладилками и катками.

Для больших каналов может быть рекомендована облицовка из двух слоев: верхнего из мелкозернистого и нижнего из среднезернистого асфальтового бетона (например, при общей толщине облицовки 7 *см* толщина верхнего слоя 3 *см*, а нижнего 4 *см*).

Асфальто-бетонные облицовки, так же как и бетонные, необходимо укладывать на фильтрующий слой песчано-гравелистой подготовки.

С целью повышения водонепроницаемости асфальто-бетонных облицовок рекомендуется перед наполнением канала водой производить окраску облицовки горячим битумом или асфальтовой мастикой с добавкой коротковолокнистого асбеста (10—15% по весу в битум, 5—8% в мастику).

Асфальтовые растворы наиболее часто применяются в качестве верхнего слоя асфальто-бетонных облицовок (подобно цементным штукатуркам при устройстве бетонных облицовок из тощего бетона).

На рисунке 34 показана конструкция асфальто-бетонной облицовки, выполненной из асфальтобетона слоем 5—8 *см* на подготовке из щебня или гравия (слоя от оси *О—О*) и на жестком основании из бетона или грунтоцемента справа от оси *О—О*).

Ввиду отсутствия необходимого опыта по возведению асфальто-бетонных облицовок при их проектировании следует обязательно производить лабораторные испытания, которыми должны устанавливаться качественная и количественная стороны составных элементов, состав инертных материалов и физико-механические свойства облицовки в целом.

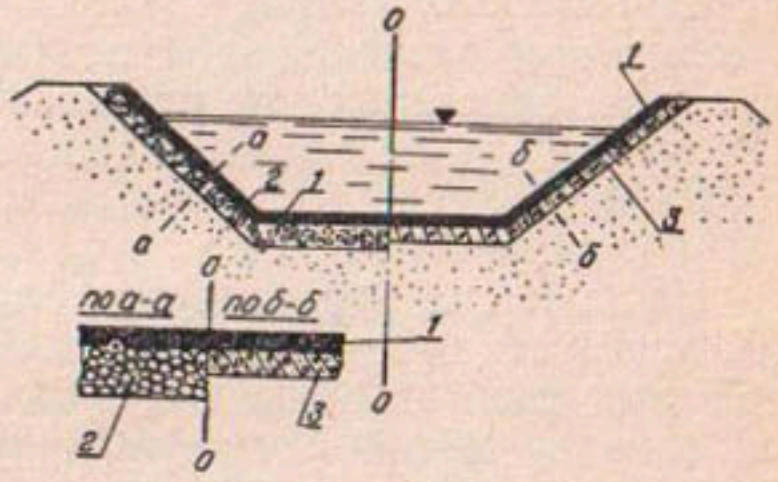


Рис. 34. Асфальтированная облицовка:
1 — облицовка; *2* — подготовка; *3* — жесткое основание из бетона или грунтоцемента.

В последнее время в целях удешевления асфальтового бетона имеется тенденция заменить инертные составляющие — привозной (часто дорогой) гравий и песок — обычным грунтом, имеющимся на месте. Так, еще при проведении опытов в Голодной степи (Узбекистан) в 1925—1926 гг. поднимался вопрос о замене дорогого асфальтового порошка в качестве заполнителя местным лёссом. Опыты и исследования, проведенные инженером Б. Н. Огарёвым, позволили отказаться от применения щебня и песка и заменить их обыкновенным грунтом. Получаемый таким образом материал называется асфальтовым землебетоном (грунто-асфальт).

В состав асфальтового землебетона входят грунт в количестве 70—80%, битум в количестве 10% по весу. В качестве заполнителя добавляется молотый мел или каменноугольный пек, или тот и другой вместе (по 5%).

Грунт и мел, входящие в состав землебетона, нагреваются по отдельности до 180°, затем перемешиваются с добавкой битума. Температура массы перед укладкой должна быть не меньше 130°. Уложенная масса утрамбовывается или укатывается, причем прочность асфальтового землебетона зависит от степени уплотнения. Схватывание происходит по мере остывания, т. е. очень быстро.

Асфальтовый землебетон практически водонепроницаем, морозоустойчив и достаточно тверд, удобен для укладки и ремонта, легко подвергается выстилке толщиной до 2 *см*. При укладке нового слоя старый рекомендуется покрыть раствором жидкого стекла. Как и асфальтовый бетон, землебетон перед укладкой требует предварительного осушения дна и откосов канала.

Следует указать, что опыты с асфальтовым землебетоном к настоящему времени пока еще находятся в стадии лабораторных исследований, требуют добавочных изучений как в лабораторных, так и в натурных (производственных) условиях.

12. Глино-бетонные облицовки

Применение в качестве облицовки дна и откосов небольших каналов тонкого слоя глины в виде обмазки (7—15 *см*), как показали опыты, проведенные на Калифорнийской опытной станции, снижает потери воды на 25—50%. При применении этого типа облицовки на канале Дуэро в Испании, а также на некоторых участках главного канала проекта Гранд-Велли выявлена недостаточная долговечность этой одежды, малые допускаемые скорости и легкая зарастаемость растениями. По этим соображениям глиняная одежда не получила широкого распространения в ирригационной практике, несмотря на ее дешевизну по сравнению с другими типами облицовок.

На больших ирригационных каналах толщина глиняной одежды достигает обычно 40 *см*, а в некоторых случаях и 50 *см*. Такая толщина требует большего количества глины. Так, например, облицовка из мятой глины толщиной 30 *см*, прикрытой от размыва слоем гравия, примененная в Бари-Добском и Нижнеченабском магистральных каналах шириной по дну $b=12—50$ *м* (Индия), работала в течение 10 лет удовлетворительно.

Коэффициент шероховатости глиняных облицовок, прикрытых слоем гравия, больше, чем обычных земляных каналов. Этот коэффициент для гравелистых откосов принимается обычно в формуле Куттера $n=0{,}020$. Такая большая шероховатость позволяет чаще всего применять глиняные облицовки на судоходных каналах, где скорости обычно незначительны и шероховатость русла можно не учитывать. На ирригационных же каналах нецелесообразно применять гляняную облицовку вследствие высоких гидравлических потерь, растрескивания от высокой температуры при опорожненном канале, порчи скотом и вследствие особых условий производства работ, требующих больших затрат времени и отсутствия дождей. По этим же соображениям не рекомендуется применять глиняную облицовку на утилизационных каналах, где каждый сантиметр падения влияет на количество получаемой энергии.

Рекомендуется применять глиняные облицовки в искусственных насыпях (например, 17-метровая дамба, возведенная из проницаемого материала, Среднегерманского судоходного канала).

Глиняные облицовки вследствие их малой прочности нельзя применять в каналах, идущих в полувыемке-полунасыпи и в выемке по косогору (т. е. ирригационных) и к тому же подвергающихся напору грунтовых вод, в неустойчивых грунтах, пропитанных ключами, водоносными прослойками, находящихся к тому же под гидростатическим напором.

На рисунке 35 представлена конструкция глиняной облицовки ирригационного канала шириной по дну $b=1$ *м*, глубиной $h=1$ *м* при заложениях откосов 1 : 2 или 1 : 1,75. Глиняная облицовка толщиной 0,25—0,30 *м* прикрыта в целях предохранения глины от промерзания защитным щебенисто-песчаным слоем 0,30 *м*. Лучший грунт для облицовки — легко уплотняемый суглинок без комков и органических примесей, незамерзший. Глиняная

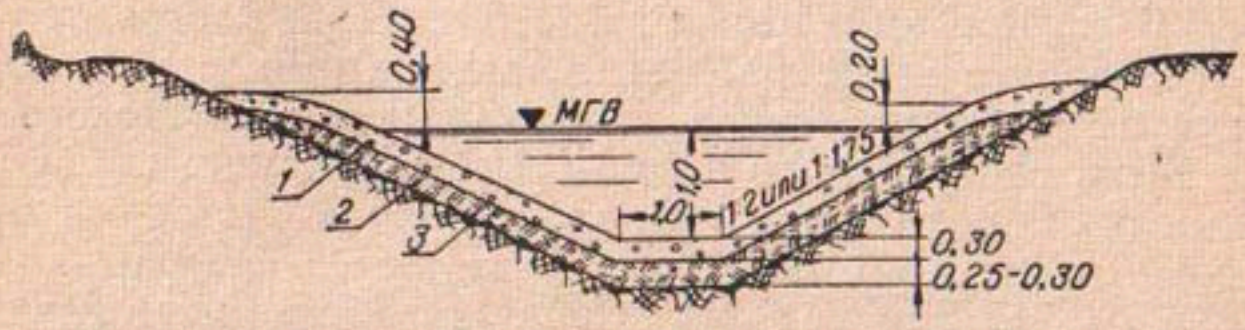


Рис. 35. Глиняная облицовка с защитным слоем из щебенисто-песчанистой отсыпки:
1 — щебенисто-песчанистая отсыпка; *2* — глинистый экран; *3* — естественный грунт.

одежда не допускает скоростей воды в канале больше 0,5—0,7 *м/сек*. В более крупных каналах принимается заложение откосов $m=2{,}5$—4. Для увеличения прочности глиняной одежды нередко к глине прибавляют около 15 *кг* соломы на 1 $м^3$ глины.

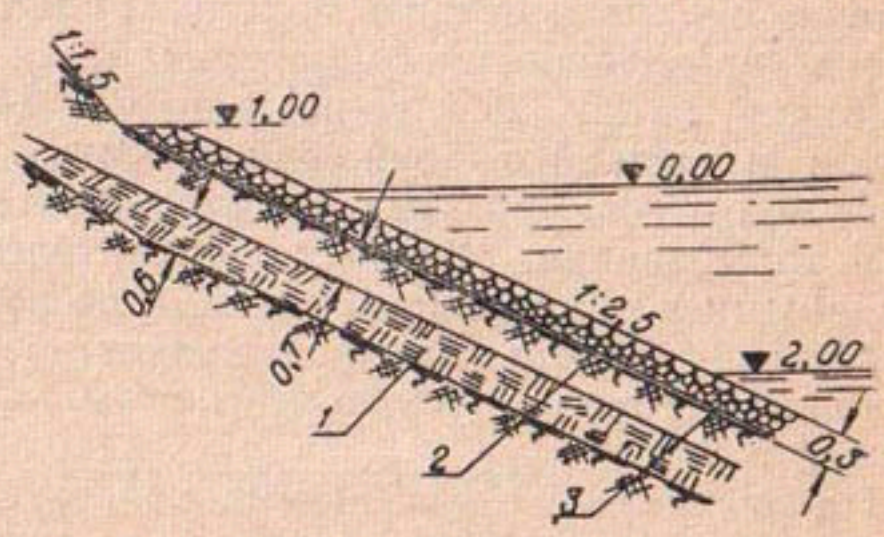


Рис. 36. Тип крепления из каменной наброски:
1 — глина; *2* — защитный слой; *3* — каменная наброска.

Глину следует укладывать при влажности 18 : 24% и трамбовать спустя 10 часов после укладки. Устойчивость глиняной одежды и защитного слоя проверяют по способу, применяемому при расчете экранов и защитного слоя в земляных плотинах.

В пределах колебания горизонтов воды устраивают дополнительное крепление из каменной наброски или мостовой, как показано на рисунке 36.

Из местных материалов для уменьшения потерь воды из каналов стали применять кальцинированный лёсс с добавкой 15—20% обожженной извести (институт САНИИРИ, Ташкент). Толщину одежды из этого материала принимают 15—20 *см*.

В практике ирригационного строительства есть случаи уменьшения потерь воды путем наполнения канала водой с глиной или илом, которые переносятся во взвешенном состоянии и откладываются на нижележащих каналах. Как показал опыт применения этого способа на канале Гранд-Велли, видимо, его можно применить в условиях Заволжской ирригации, где имеются в достаточном количестве так называемые сыртовые глины, которые можно использовать при кольматировании участков каналов с большими потерями. В связи с этим необходимо произвести соответствующие опытно-исследовательские работы. Характерными в этом отношении могут быть наблюдения за фильтрами Калькуттского водопровода. Вода, поступающая в фильтры, со значительной степенью замутненности направляется предварительно в отстойные бассейны, которые после 4—5 дней работы делаются совершенно водонепроницаемы для напора 0,6 *м*. Ввиду того что мятая глина при

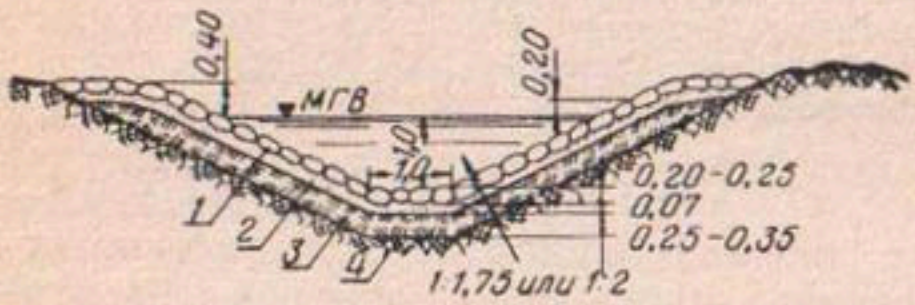


Рис. 37. Глинистая облицовка с защитным слоем из одиночной мостовой:

1 — одиночное мощение; *2* — подготовка под мощение; *3* — глинистый экран; *4* — естественный грунт.

обмазке ею дна и откосов каналов будет пучиться, лучше принять в качестве облицовочного материала так называемой глино-бетон, состоящий из 20—25% глины и из 75—80% инертных материалов (песок и мелкий гравий или щебень). Глино-бетонная одежда толщиной обычно 10—20 *см*, получаемая путем тщательной укладки и трамбования, обладает положительными свойствами, предъявляемыми к облицовке каналов, и не имеет недостатков, которые свойственны просто глиняной одежде.

Глино-бетонная одежда могла бы найти применение в гипсоносных грунтах.

На рисунке 37 представлена конструкция глиняной облицовки Сосианского ирригационного канала, выполненная Закавказским научно-исследовательским институтом водного хозяйства. Канал пересекает отложения вулканических лав и продуктов их разрушения, образующих делювиальные отложения склонов, и вода, пущенная по каналу, на протяжении первого километра полностью терялась. Особенностью делювиально-элювиальных образований является их легкая подверженность деформациям под воздействием фильтрующейся из канала воды. Деформации проявляются в виде провалов местности, просадок и прорывов бортов и т. д.

В рассматриваемых условиях деформации каналов являлись следствием фильтрации, поэтому мероприятия были направлены в основном не на укрепление грунта, а на уменьшение фильтрации.

На рисунке 37 представлена глиняная облицовка с защитным слоем из одиночной мостовой. Толщина глиняного экрана облицовки по дну 25—35 *см*. Толщина облицовки зависит от водопроницаемости, степени суффозионной устойчивости и глубины наполнения канала. Откосам дается заложение 1 : 1,75—1 : 2 с допущением 1 : 1,5 в особых случаях.

Грунт следует укладывать при той влажности, которая обеспечила бы его наилучшее уплотнение. Эта влажность обычно близка к пределу раскатывания и равна 16—18% для суглинков и 20—24% для глинистых грунтов. В первую очередь экран устраивают на откосах отдельными участками длиной 5 *м*, а затем по дну. Толщина глиняных одежд и экранов по нормали к откосу должна быть не менее 15 *см*. Для лучшего удержания глины на откосе делают насечки в шахматном порядке через 10—15 *см* одна от другой. После укладки глиняную одежду присыпают сухой глиной слоем 1—2 *см* и через 10—12 часов утрамбовывают. Для увеличения прочности глиняной одежды рекомендуется прибавлять гравий или мелкую солому из расчета 12—18 *кг* на 1 $м^3$ глины. На постоянно действующих каналах глиняные одежды можно выполнить в виде поверхностной одежды из чистой глины. На периодически действующих каналах глиняная одежда рекомендуется в виде внутренней прокладки экранов из чистой глины или из уплотненного грунта, как это показано на рисунке 38. Эти экраны могут быть двух видов: плоские и лотковые.

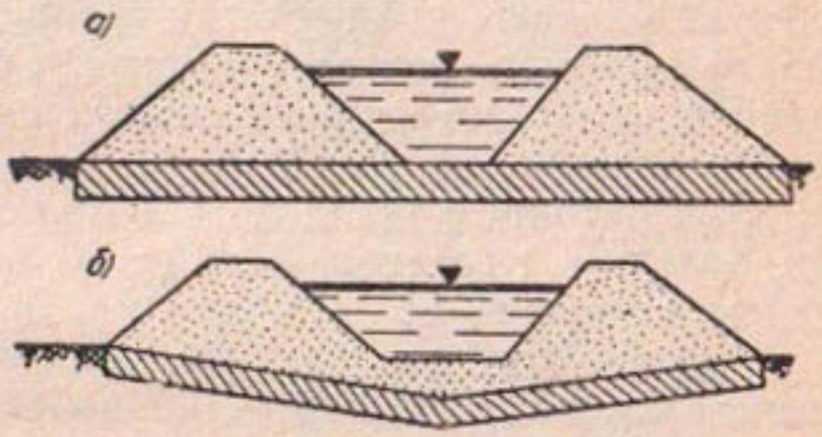


Рис. 38. Канал с экранами:
а — плоским; *б* — лотковым.

13. Каменно-кирпичные облицовки

Крепление мощением камнем, кирпичной или бутовой кладкой (плитняком или булыжником) на цементном растворе слоем 0,2—0,3 *м* применяется в тех случаях, когда этот материал имеется на месте в избытке или когда доставка составных частей бетона обходится дорого.

Данные исследований, проведенных доцентом С. И. Кобек на одном из оросительных каналов пригородной оросительной системы г. Алма-Аты (р. Большая Алмаатинка), показали, что грунт под каменной отмосткой уплотняется на 10—15% и чем бóльшая часть смоченной поверхности канала покрыта камнем, тем меньше потери воды на фильтрацию. Отмостка более постелистыми камнями по сравнению с отмосткой округленными камнями снизила потери на фильтрацию примерно в 1,5—2 раза.

Применение каменного мощения на канале позволяет допускать большие скорости в нем, а следовательно, приводит к уменьшению поперечного сечения канала, что, в свою очередь, способствует уменьшению фильтрации через ложе канала.

Для предупреждения вспучивания и расстройства мостовой в основании ее надо, как правило, устраивать подготовку из крупного песка и гравия толщиной 15—20 *см*. Для устойчивости облицовки откоса, имеющего заложение 1 : 1—1,5 : 1, при сопряжении ее с облицовкой дна устраивается упор или укладываются более крупные камни. Иногда для увеличения водонепроницаемости и уменьшения шероховатости мостовая покрывается слоем цементной штукатурки 2—3 *см* или слоем торкрета 1,5—2,0 *см*. Следует указать, что этот тип облицовки на ирригационных каналах применяется довольно редко. Опыт применения такой облицовки в предгорных оросительных системах Киргизской ССР дал весьма хорошие результаты.

При глубине канала до 1 *м* заложение можно принимать 1 : 1, при больших глубинах — от 1 : 1,5 до 1 : 2. В глинистых грунтах откосы делаются более пологими, чем в супесчаных.

Мощение откосов следует производить наиболее постелистым камнем в целях большей устойчивости. При мощении следует обязательно делать расщебенку, которая способствует уплотнению зазоров между камнями.

При проектировании облицовки следует принимать максимально допустимую скорость для кирпичной и каменной кладки 4,0 *м/сек*, а для одиночной мостовой 1,8 *м/сек*.

Чаще этот тип крепления применяется при сетевых распределительных узлах гидротехнических сооружений на каналах в целях уменьшения скоростей в подводящих и отводящих воду каналах.

Одним из видов каменного крепления является кладка из кирпича, если его изготовление возможно на месте. Обладая большой постелистостью, кирпичная отмостка дает значительный эффект по уменьшению потерь на фильтрацию.

Практика строительства гидротехнических сооружений на Мургабских оросительных системах показала, что крепление их из хорошо обожженного кирпича является прочным и устойчивым. Кирпич для мощения целесообразнее применять бо́льших размеров, чем обычный стандартный. Большим преимуществом кирпичной кладки по сравнению с другими одеждами является устойчивость против действия агрессивных вод и переменного режима температур и влажности.

На рисунке 39 показано крепление русла канала кирпичной кладкой, выполненное в 1924 г. на одном из каналов Мургабской оросительной системы.

Для крепления каналов может применяться даже саманный кирпич (данные наблюдений и опытов доцента С. И. Кобек). Такой кирпич изготовляется из глины с добавкой к ней 10—15%

рубленой соломы и просушивается на воздухе. При изменении температуры и влажности он менее устойчив, но, находясь под водой, обладает достаточно большой устойчивостью на размыв и

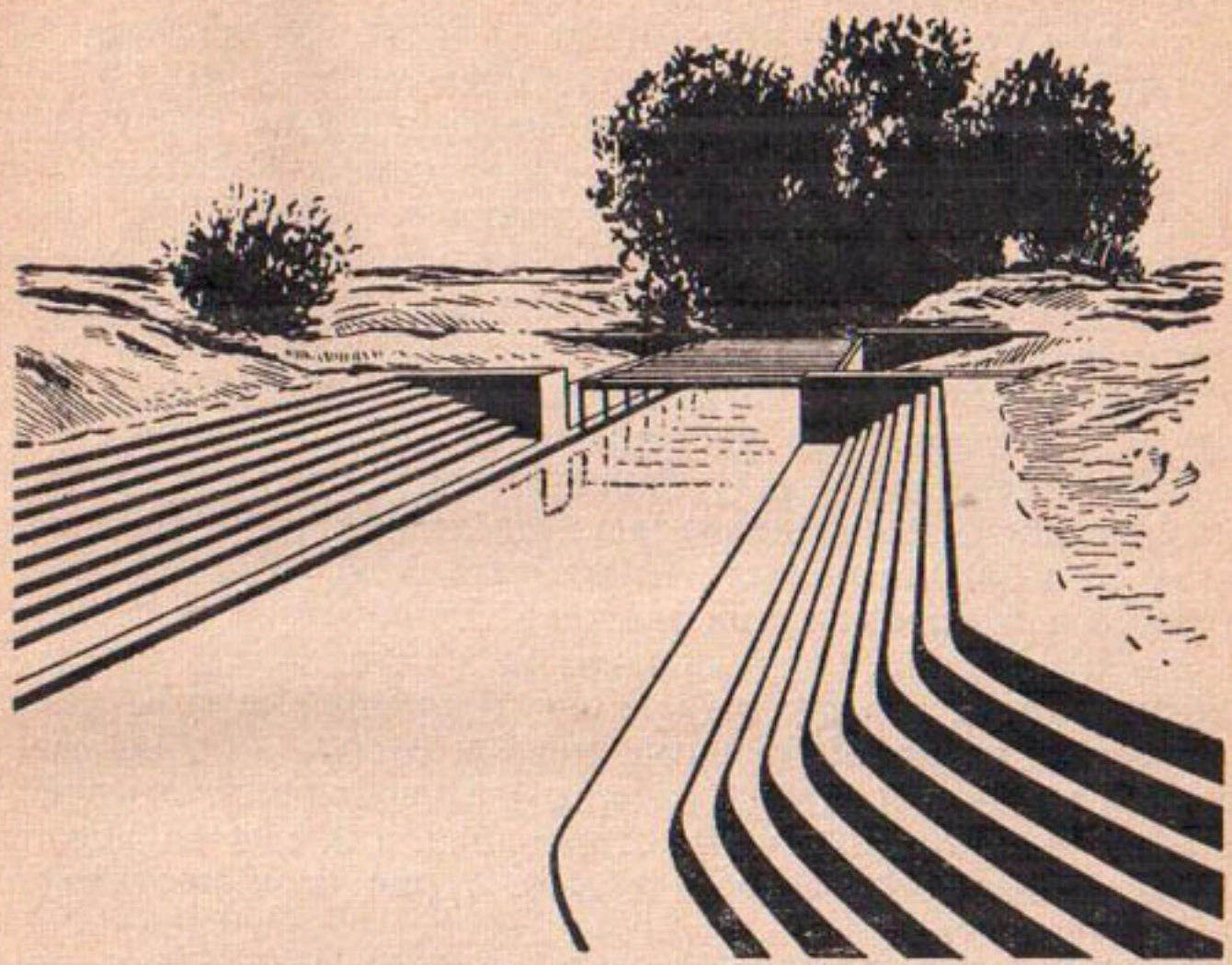


Рис. 39. Кирпичное крепление русла канала.

является средством для уменьшения потерь воды на фильтрацию, особенно в каналах, проложенных в супесчаных и песчаных грунтах.

14. Кольматирование каналов

Одной из мер борьбы с фильтрацией в каналах, проложенных в песчаных грунтах, является искусственное кольматирование их, т. е. вмыв в толщу грунта канала (по смоченной поверхности) глинистых частиц с целью закупоривания пор и уменьшения таким путем активной пористости грунта. Кольматирование можно применять также на каналах, проходящих в других грунтах, в случае если дно и откосы их пронизаны ходами землеройных животных, насекомых и сгнившими корнями растений.

Кольматация может быть естественной и искусственной. Естественная кольматация происходит при выпадении и вмывании в толщу грунта частиц наносов, находящихся в оросительной воде. Для искусственной кольматации в оросительную воду добавляют кольматирующий материал. Наилучшим кольматирующим мате-

риалом является глина; при отсутствии ее можно использовать илистые грунты. Кольматация может проходить как в движущейся воде, так и в стоячей.

Для кольматации каналов, проложенных в песчаных и супесчаных грунтах, поступают следующим образом. К каналу подвозят глину или суглинок и размещают их на берегу по длине кольматируемого участка кучами с расстоянием между ними 50—100 *м*. Перед поливом глину равномерно рассыпают по руслу канала, а после заполнения канала водой ее взмучивают кулачковым катком или волокушей, загруженной камнями. Глинистые частицы после взмучивания находятся во взвешенном состоянии, а спустя некоторое время начинают осаждаться на дно и откосы канала. При этом происходит сортирование грунта по крупности, так как сначала выпадают более крупные частицы, а затем более мелкие. Самые мелкие глинистые частицы, осаждаясь последними, вмываются в промежутки между более крупными частицами грунта. При дальнейшем выпадении взвешенных частиц на поверхности дна и откосов канала образуется илистый слой (наилок), который через небольшой промежуток времени приобретает значительную плотность и уменьшает потери воды из канала.

Следует иметь в виду, что каналы непрерывного действия, работающие с не размывающими наилок скоростями, не требуют повторения кольматирования, каналы же периодического действия нуждаются в повторении кольматирования, так как за нерабочий период илистый слой растрескивается, теряя свои противофильтрационные свойства.

При искусственной кольматации глинистые частицы обычно вмываются в песчаные грунты на глубину 5—20 *см* в зависимости от среднего диаметра частиц кольматируемого грунта D и кольматирующей глины d; отношение $\frac{d}{D}$ должно быть, по А. Н. Патрашеву, не меньше 0,2—0,15. Общее количество вмытых глинистых частиц уменьшается по глубине закольматированного слоя, причем вверху преобладают мельчайшие частицы, а внизу более крупные; в соответствии с этим коэффициент фильтрации увеличивается по глубине закольматированного слоя. Дно канала кольматируется более эффективно, чем откосы. Опытно-производственные исследования по кольматированию каналов, проведенные во ВНИГиМ, показали, что кольматация уменьшает потери на фильтрацию в 5—10 раз (каналы Азербайджанской опытно-дождевальной станции, Кривецкой оросительной системы Курской области, колхоза «Красный боевик» и др.).

По исследованиям Т. А. Неговской, количество требующейся для кольматации песчаных грунтов глины ориентировочно можно подсчитывать по формуле:

$$W = 18DS,$$

где W — количество сухой глины, *кг*;

D — диаметр преобладающих частиц песка, *мм*;

S — площадь поверхности ложа канала, подлежащей кольматированию, $м^2$.

В таблице 36 приводится количество глины, необходимое для кольматации 1 $м^2$ поверхности канала, проходящего в песчаных грунтах разной крупности.

Таблица 36

Пески	Диаметр частиц кольматируемого грунта D, *мм*	Диаметр частиц кольматирующей глины d, *мм*	Необходимое для кольматации количество глины, $кг/м^3$
Крупные	1—0,5	0,1—0,25	18
Средние	0,5—0,25	0,05—0,005	9
Мелкие	0,25—0,1	0,005	4,5

Опытами Т. А. Неговской установлено, что максимально допускаемая мутность потока при кольматации крупных песков составляет 5 $кг/м^3$, а при кольматации средних и мелких песков — 2 $кг/м^3$.

Время, в течение которого должно произойти кольматирование при непрерывной кольматации, равно:

$$t = \frac{WS}{\rho Q} \text{ сек},$$

где W — количество сухой глины, потребной для кольматирования, $кг/м^2$;

S — площадь кольматируемой поверхности ложа канала, $м^2$;

ρ — мутность потока в кольматируемом канале, $кг/м^3$;

Q — расход воды, подаваемой в кольматируемый канал.

Скорость движения воды в канале при кольматации должна составлять 0,05—0,20 *м/сек* в зависимости от диаметра частиц кольматирующего материала, а последующая скорость в закольматированных каналах должна быть не больше 0,6—0,7 *м/сек*.

Ниже даны величины скоростей, при которых рекомендуется кольматировать каналы.

Таблица 37

Диаметр кольматирующего материала d, *мм*	Скорость в канале, *м/сек*
0,05	0,2
0,01	0,15—0,1
0,005	0,05

Длительно действующие каналы кольматируют обычно в дополивной период, внутрихозяйственные каналы можно кольматировать и в межполивной период.

Каналы большой длины кольматируют отдельными участками, устраивая временные перемычки с водосливами для пропуска воды. Длина участков кольматирования зависит от скорости и глубины воды в канале, гидравлической крупности осаждаемых частиц и мутности потока и надежнее всего может быть найдена путем определения мутности потока по длине участка: если мутность в конце участка превышает допустимую, следует увеличить длину участка или уменьшить скорость воды в канале. Кольматацию каналов начинают со старших каналов, переходя последовательно к младшим.

Кольматирование каналов, будет ли оно произведено в результате вмывания глинистых частиц в грунт или обычного естественного кольматирования (наиления), происходит в поверхностном слое ложа канала. Поэтому эффективность кольматирования зависит от сохранности и устойчивости этого слоя. В закольматированных каналах не должны допускаться размывающие или близкие к ним скорости. Такие каналы необходимо защищать от пересыхания и зарастания, так как то и другое разрушает закольматированный слой. Хорошим защитным средством против указанных вредных влияний на устойчивость закольматированных каналов является густое древесно-кустарниковое затенение ложа канала. Очистка закольматированных каналов от наносов должна производиться таким образом, чтобы поверхностный слой не был разрушен.

15. Механическое уплотнение грунта дна и откосов канала

Механическое уплотнение грунта изменяет его пористость и структуру, а в связи с этим и его водопроницаемость. При уплотнении отдельные агрегаты разрушаются, а мелкие частицы вклиниваются в трещины между агрегатами, уменьшая количество крупных ходов, трещин, пор, т. е. увеличивая общую плотность грунта.

Уплотнение грунта бывает поверхностным и скрытым (экраны). Поверхностное уплотнение разделяется на глубокое и мелкое. Глубокое уплотнение, выполняемое трамбующими машинами, может достигать глубины 0,6—1 *м*; мелкое уплотнение, выполняемое чаще всего самоходными и прицепными кулачковыми катками, может достигать глубины 0,25—0,3 *м*. Так называемое скрытое уплотнение представляет собой уплотненный слой грунта *А* (экран) в основании канала (рис. 40).

Опытные исследования, проведенные в ГрузНИИГиМ, показали, что рациональная толщина уплотненного экрана для небольших постоянных каналов составляет около 40—50 *см*. При уменьшении расчетной водопроницаемости грунта в экране в 25 раз потери воды уменьшаются в 3—5 раз на срок от 3 до 5 лет.

Механическое уплотнение грунта может быть выполнено трамбованием (ударами молотов, плит, штампов) и укаткой (действием веса катка фигурного профиля).

На крупных каналах, для которых применяется глубокое уплотнение, целесообразно использовать трамбующие машины, на мелких каналах — катки фигурного профиля.

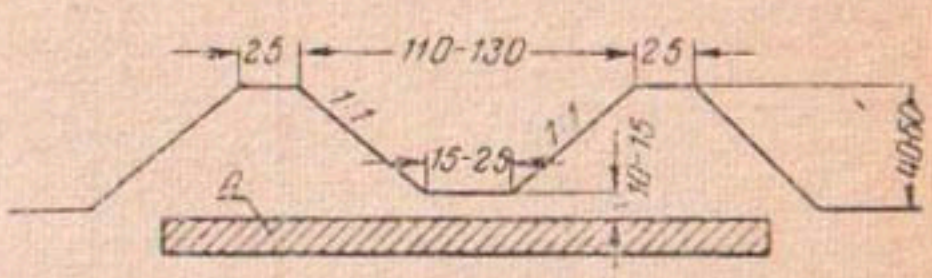


Рис. 40. Уплотненный скрытый экран в ложе канала.

Уплотнение для борьбы с фильтрацией применяется главным образом в связных грунтах (чернозем, суглинок, лёсс). Его целесообразно проводить при влажности грунта, близкой к оптимальной, равной для супесей 12—15%, суглинков легких 15—18%, суглинков средних 21—23%, суглинков тяжелых 22—25%, глин 25—29% и черноземов 24—30%. Результаты уплотнения разных грунтов при оптимальной влажности приведены в таблице 38.

Таблица 38

Грунт	Пористость грунта		Работа, затраченная на уплотнение, *кгм/см²*
	до уплотнения	после уплотнения	
Глина	0,65—0,6	0,46	2—2,5
Чернозем	0,6—0,55	0,4	2—2,5
Суглинок:			
тяжелый	0,55—0,5	0,35	1,8—2,2
средний	0,5—0,45	0,32	1,8—2,2
легкий	0,45—0,42	0,3	1,7—2,1
Супесь	0,4	0,26	1,5—2

При работе кулачковых катков влажность несколько снижается из-за налипания грунта между кулачками. Содержание в грунте солей также требует снижения влажности грунта.

Объемный вес грунта в результате уплотнения должен быть доведен до 1,45—1,5 *г/см³* для глин, до 1,5—1,6 *г/см³* для средних суглинков, до 1,6—1,75 *г/см³* для легких суглинков. Это приведет к уменьшению коэффициента фильтрации грунта в 5—40 раз и более.

Уменьшение пористости мелкого песка с 36,6 до 29,4% уменьшает коэффициент фильтрации в 20 раз.

Чем больше затраченная на уплотнение грунта работа, тем больше уменьшение пористости и коэффициента фильтрации грунта, как это видно из таблицы 39, составленной по опытным данным ВНИИГиМ А. А. Черных.

Таблица 39

Работа, затраченная на уплотнение грунта, *кгм/см³*	Объемный вес, *г/см³*	Коэффициент фильтрации, *см/сек*
0	1,06	$130 \cdot 10^{-6}$
0,1	1,36	$34 \cdot 10^{-6}$
0,4	1,42	$8 \cdot 10^{-6}$
0,8	1,5	$4 \cdot 10^{-6}$
1,2	1,6	$2 \cdot 10^{-6}$
2	1,66	$1 \cdot 10^{-6}$

Уменьшение коэффициента фильтрации грунта приводит к снижению потерь воды.

Опытное уплотнение суглинков на оросительных системах характеризуют его эффективность как противофильтрационного мероприятия (по данным С. И. Кобека) следующим образом:

а) уплотнение суглинка до объемного веса 1,28—1,35 *г/см³* в слое 5 *см* при влажности 23% и начальном объемном весе 1,1 *г/см³* привело к уменьшению потерь воды на фильтрацию в 5—7 раз;

б) уплотнение того же суглинка до объемного веса 1,75 *г/см³* привело к уменьшению потерь на фильтрацию в 15—23 раза;

в) уплотнение лёссовидного суглинка на оросителе Кировской оросительной системы (Голодная степь) до объемного веса 1,65—1,75 *г/см³* в слое 7 *см* при влажности 19—21% и начальном объемном весе 1,3—1,4 *г/см³* привело к уменьшению потерь на фильтрацию в 4—5 раз;

г) уплотнение средних суглинистых грунтов до объемного веса 1,8—1,85 *г/см³* в слое 5 *см* при влажности 21—23% и начальном объемном весе 1,24—1,3 привело к уменьшению потерь на фильтрацию более чем в 15 раз.

Для получения наибольшего противофильтрационного эффекта от уплотнения его необходимо осуществлять до глубины 25—40 *см* как по дну, так и по откосам.

Следует отметить, что каналы, выполненные взрывным способом (на выброс), характеризуются меньшими потерями на фильтрацию, чем каналы, выполненные в тех же грунтах экскаваторами.

Слабой стороной способа уплотнения является постепенное разуплотнение грунта в периодически действующих каналах вследствие образования трещин, пронизывания корнями сорной растительности, замерзания, высыхания и т. д. В результате периодически требуется проведение повторного уплотнения.

16. Рыхление и заглаживание (затирание) дна и откосов каналов.

Для повышения к. п. д. периодически действующих каналов (и, в частности, временных оросителей) целесообразно применять на них такие простейшие антифильтрационные мероприятия, как рыхление и заглаживание (затирание) дна и откосов.

При рыхлении грунта ложа канала уничтожаются трещины, червоточины, ходы землероев, корней растений и т. п. При наполнении канала водой взрыхленный грунт закупоривает макропоры и происходит естественная кольматация грунта.

Рыхление производят лапчатым культиватором на глубину 10—15 *см* в два прохода. Обычно рыхление делают 2 раза: перед пуском воды, чтобы закрыть ходы землероев и трещины грунта, и после прекращения подачи воды, в момент наступления спелости почвы во избежание сильного растрескивания грунта.

Впервые вопросами исследований рыхления грунта ложа канала как способа борьбы с потерями на фильтрацию стал заниматься в САНИИРИ В. В. Шарашкин (1938 г.). На основании исследований В. В. Шарашкин пришел к выводу, что рыхление ложа канала уменьшает потери воды на фильтрацию в 2 раза.

Позже подобными исследованиями стал заниматься С. И. Кобек. Опыты, проведенные им на Ирджарской оросительной системе в Голодной степи в 1946 г., позволили внести ряд уточнений в указанные В.В. Шарашкиным мероприятия по борьбе с потерями воды на фильтрацию. Оказалось, что уменьшение потерь воды на фильтрацию под воздействием рыхления ложа канала вызвано не только сохранением во влажном состоянии нижних горизонтов ложа канала, а также разрушением разрыхленных комков грунта водой и засасыванием их в трещины и поры, но и тем, что рыхлительные орудия, взрыхляя верхний слой, уплотняют и затирают слой грунта, по которому скользит их подошва. А так как потери воды из периодически действующей сети каналов происходят в основном через огромное количество ходов землероев и корней растений, то уплотнение и затирание отверстий этих ходов при рыхлении и служат главным средством уменьшения потерь воды на фильтрацию. Это подтверждается и тем, что при рыхлении более влажного канала потери воды на фильтрацию уменьшаются значительнее, чем при рыхлении более сухого канала.

Исследование грунтов русла канала до и после рыхления показало, что под взрыхленным слоем в непересохшем русле получается затертая поверхность с некоторым уплотнением, в пересохшем же русле сохраняется трещиноватость и отверстия ходов землероев.

Влажность грунта ложа канала, при которой рыхление дает наибольший эффект в смысле уменьшения потерь на фильтрацию для лёссовых грунтов, колеблется в пределах 15—18% общей влажности. Для грунтов с более крупными фракциями (легкие суглинки, супесчаные и др.) влажность должна быть больше.

Сопоставление результатов полевых опытов, проведенных В. И. Шарашкиным и С. И. Кобеком, показывает, что рыхление более эффективно при совмещении его с процессом затирания.

В песчаных и гравелистых грунтах рыхление каналов малоэффективно.

А. Н. Костяков считает, что рыхление дна и откосов периодически действующих каналов в сочетании с последующей кольматацией уменьшает потери воды на фильтрацию в 2—4 раза.

Заглаживание (затирание), представляя собой тот же процесс уплотнения и разрушения структуры, что и рыхление, уменьшает пористость грунта на поверхности ложа канала. Поскольку затирание производится при переувлажненном состоянии грунта, процесс уплотнения и разрушения структуры грунта происходит более интенсивно, благодаря чему повышается его эффективность в борьбе с потерями воды на фильтрацию.

Работы по затиранию ложа канала выполняют в такой последовательности. Канал тщательно очищают от растений, взрыхляют и замачивают. Затем сбрасывают воду из канала и, когда в нем останется небольшой слой воды (глубиной 5—10 *см*), затирают его поверхность.

Простейшими механизмами для затирания служат железобетонные, деревянные и стальные утюги-гладильщики, работающие на тракторной или конной тяге.

Затирание действует только на один полив. После опорожнения канала затертый слой растрескивается, и перед вторым поливом затирание необходимо повторить, предварительно разрыхлив ранее затертый и растрескавшийся грунт.

Простота этого способа борьбы с фильтрацией и высокая производительность механизмов при его выполнении делают его вполне доступным для широкого применения в ирригации.

17. Облицовки из погребенных (скрытых) экранов.

В последнее время для борьбы с фильтрацией в ирригационных каналах нашли широкое применение облицовки в виде так называемых погребенных (скрытых) экранов, которые являются более эффективными, устойчивыми, прочными и самое главное более дешевыми, чем поверхностные (открытые) облицовки, к ним относятся: 1) асфальтобитумные экраны горячей укладки; 2) экраны из сборного асфальта; 3) экраны из бетонитовых глин; 4) экраны из пластмассовых пленок и синтетического каучука.

1. Экраны из горячего асфальта представляют собой одну из самых прочных облицовок, созданных в настоящее время. Стоимость их составляет 20—30% стоимости жестких облицовок (бетонных, железобетонных и др.). Выполнять (укладывать) их можно в любое время года, даже в холодную и сырую погоду поздней

осенью и зимой, когда канал не работает, применяя для этого обычное передвижное дорожное оборудование. Они весьма удобны для устройства облицовок на действующих каналах (в межполивной период), так как укладываются очень быстро. По данным исследований, срок службы экранов из горячего асфальта достигает 13—15 лет.

Устройство экрана заключается в следующем. Размягченный до 200° С битум под давлением 3,5 *ат* разбрызгивается равномерно на подготовленное ложе канала так, чтобы образовался экран толщиной 6—7 *мм*. Для разравнивания битума используют ручные распределители или чаще систему распределителей, прикрепленных к соответствующему устройству, позволяющему обрабатывать целиком откос или дно канала. На откосах битум укладывают в два или большее число проходов, а на дне — в один прием. Сечение канала должно быть запроектировано с расчетом обеспечения требуемого уровня воды в канале после укладки экрана и защитного покрытия.

При облицовке существующих каналов земляные работы по подготовке ложа и уполаживанию откосов до уклона 1 : 2 и даже до 1 : 4 (при скоростях воды, вызывающих размыв защитного покрытия) ведут экскаваторами, канавокопателями или легкими грейдерами, причем эти механизмы находятся в самом канале. После экскавации земляное полотно «утюжат» и укатывают для получения гладкой поверхности, которая позволила бы создать экран минимальной проектной толщины (6 *мм*). Если ложе канала проходит в грубом неоднородном материале в виде обломочных пород, гравия и булыжников, на него укладывают подушку из мелкозернистого песка.

Минимальную толщину защитного покрытия из гравия, смеси гравия с глиной или другого устойчивого к размыву материала обычно принимают равной $^1/_{12}$ глубины воды в канале плюс 25 *см*.

При использовании для покрытия мелкозернистых несвязных грунтов толщина его должна быть увеличена. Кроме того, эти грунты рекомендуется покрывать слоем гравия.

Устойчивость покрытия возрастает при пологом сопряжении откосов с основанием, хотя при этом несколько уменьшается пропускная способность канала.

В экранированных каналах скорость движения воды v должна быть меньше, чем в необлицованных каналах, проложенных в грунтах с теми же свойствами, что и у материалов, из которых выполнены защитные покрытия экранов.

Укладываемый в экран горячий битум настолько быстро остывает, что уже через несколько минут по экрану могут ходить рабочие и на него можно укладывать защитное покрытие из местного грунта или из смеси грунта с гравием. Небрежная укладка защитного покрытия из частиц крупного диаметра приводит к разрыву и смещению экранов и образованию в них трещин. Вы-

глаживание защитного слоя на откосах часто вызывает смещение верха экрана.

Следует отметить, что правильно выполненные погребенные экраны почти полностью водонепроницаемы. Срок их службы зависит главным образом от качества материалов, используемых для их защиты от воздействия атмосферных факторов, эрозии и механического повреждения, а также от устойчивости самого поперечного сечения канала, главным образом от уклона его откосов, который должен быть равен 1 : 2, а при скоростях потока воды, вызывающих размыв защитного слоя, примерно 1 : 4.

Вместе с тем необходимо иметь в виду, что в защитном покрытии могут произрастать различные сорные травы и кустарники, которые разрушительно действуют как на самый экран, так и на его покрытие. Для борьбы с этим явлением рекомендуется обрабатывать поверхности оснований экранов и грунтовые защитные покрытия гербицидами. Обработка защитного покрытия должна периодически повторяться. Добавка к защитному грунту гравия хотя и уменьшает опасность развития сорняков, но увеличивает стоимость покрытия.

2. Экраны из сборного асфальта применяют на небольших каналах или на относительно коротких участках крупных каналов, где строительство экранов из горячего битума потребовало бы специального оборудования и квалифицированной рабочей силы.

Относительно тонкий (3—6,5 *мм*), легкий и дешевый сборный асфальт обладает достаточной водонепроницаемостью и прочностью. Его нетрудно перевозить на большие расстояния, хранить при высоких и укладывать при низких температурах.

Экраны толщиной 3—6,5 *мм* укладывают так же, как обычный рулонный материал, устраивая швы внахлестку и цементируя их. Полосы асфальтового экрана имеют ширину 0,9 *м*. Получающееся большое количество швов между полосами несколько ухудшает его качество и увеличивает стоимость.

Защитные покрытия для асфальтовых экранов можно выполнять из торкрета и пропитанного битумом щебня; стоимость этих покрытий выше грунтовых и гравийных. Следует отметить, что пока эти рекомендации не вышли из стадии исследований.

Многолетние лабораторные и производственные испытания показывают, что экраны из сборного асфальта сохраняют достаточную водонепроницаемость в течение длительного периода времени (13—15 лет).

3. Экраны из бентонитовых глин. Облицовки из бентонитовых глин устраиваются в виде скрытых экранов и могут быть двух видов: грунтобетонитовые и бентонитовые. Грунтобентонитовые экраны выполняются из смеси грунта с бентонитовой глиной, а бентонитовые экраны — из бентонитовой глины.

Бентонитовая глина — это грунт, содержащий большое количество минерала монтмориллонита (не менее 30%). Для бентонита характерно сильное поглощение воды, вспучивание, водонепрони-

цаемость и малое сопротивление сдвигу во влажном состоянии. То, что бентонит становится водонепроницаемым при намокании, делает его весьма ценным противофильтрационным материалом при условии, что бентонит залегает поблизости и добыча его не требует больших затрат. Для облицовок (экранов) наиболее пригодны тонкоструктурные бентониты.

При устройстве экрана бентонит укладывают по периметру канала слоем не менее 2,5—5 *см* и покрывают его защитным слоем грунта из местного грунта, а кроме того, при необходимости слоем гравия, камня или другого материала, устойчивого к размыву.

Бентонитовые глины, применяемые для грунтобентонитовых экранов, должны быть измельчены до 0,5—0,1 *мм*, а для бентонитовых экранов — до агрегатов размером не крупнее 30 *мм*. Содержание глины в грунтобентонитовых экранах должно составлять 10—15% веса расчетного слоя грунта экрана заданной плотности. Увеличение содержания глины сверх этого количества не дает резкого улучшения свойств экранов.

Влажность бентонита не должна превышать 20%. Чем выше влажность материала, тем толще должен быть экран.

Грунтобентонитовые и бентонитовые экраны рекомендуется применять на мелкоземистых, связных и несвязных (песчаных) грунтах. Исключается их применение на сильнопросадочных грунтах (до стабилизации), а также на скальных и полускальных грунтах.

При устройстве бентонитовых экранов на галечниковых или гравелистых грунтах рекомендуется производить выравнивание поверхности основания с подсыпкой тонкого слоя мелкозернистого грунта и последующим уплотнением. До укладки грунтобентонитовых и бентонитовых экранов земляное русло канала должно быть выровнено с точностью ±5 *см* для малых каналов, ±10 *см* для средних и крупных каналов.

Как грунтобентонитовые, так и бентонитовые облицовки могут применяться на каналах любой категории (малых, средних и крупных).

Бентонитовые экраны устраивают в виде скрытых лотков с уклоном откосов 1 : 3 и вертикальными замками в дамбах. При этом бентонитовую глину укладывают сплошным слоем по поверхности лотка и разравнивают.

При устройстве грунтобентонитовых экранов предварительно уложенную на поверхность лотка бентонитовую глину перемешивают с грунтом основания и затем уплотняют при оптимальной влажности до объемного веса не менее 1,65 $т/м^3$.

Толщина экранов и замков принимается в соответствии с техническими указаниями Гипроводхоза по таблице 40.

Толщину защитного слоя грунта рекомендуется принимать не менее 0,1 *м* для малых и средних каналов и не менее 0,2 *м* для крупных каналов.

Таблица 40

Экраны	Грунты основания	Толщина экрана и замков для каналов, *м*		Уклон откосов лоткового канала, не более
		малых и средних	крупных	
Грунтобентонитовые	Суглинистые, супесчаные и песчаные	0,1	0,15	1:2
	Гравелистые	0,1—0,15	0,2	1:2
Бентонитовые	Суглинистые, супесчаные и песчаные	0,05	0,07	1:3
	Гравелистые	0,05—0,07	0,1	1:3

4. Экраны из пластмассовых пленок и синтетического каучука выполняются из рулонных пленочных материалов, укладываемых по откосам и дну канала и прикрываемых защитным слоем грунта. Эти облицовки рекомендуется применять на всех фильтрующих грунтах, исключая скальные и полускальные, с коэффициентом фильтрации не менее 0,5 *м/сутки.* На просадочных, плывунных, растительных и сильно гумусированных грунтах такие облицовки могут быть применены после стабилизации грунтов тем или иным способом (замачивание, уплотнение и т. д.). В случае необходимости применения указанных облицовок на грунтах с меньшим коэффициентом фильтрации требуется соответствующее технико-экономическое обоснование.

К рулонным пленочным материалам относятся черные поливинилхлоридные, полиэтиленовые и полиамидные пленки, пленки из бутилового синтетического каучука и из бризола в виде битумной резиновой изоляции.

Пластмассовые пленки обладают водонепроницаемостью, даже если их толщина составляет всего 0,04 *мм.* Кроме того, они отличаются высокой сопротивляемостью к растрескиванию и гниению.

Толщина пленок назначается в зависимости от напора воды над экраном, вида грунта, слагающего ложе канала, а также грунта, используемого для защитного слоя или насыпи канала. На суглинистых и песчаных грунтах могут применяться пленки толщиной 0,1—0,2 *мм*, на крупногравелистых грунтах пленки толщиной 0,3—0,4 *мм.* В каналах с напором воды менее 1 *м* рекомендуется применять пленки меньшей толщины, более 1 *м* — большей.

При устройстве скрытых экранов в каналах, проложенных в мелкозернистых суглинистых и песчаных грунтах, необходимо провести планировку поверхности дна и откосов с точностью ±3 *см,* а при устройстве скрытых экранов в каналах, проложенных в крупногравелистых грунтах, кроме того, следует выполнить подсыпку тонкого слоя (2—3 *см*) мелкозернистого грунта и уплотнить его.

Для уменьшения прорастания и разрушения пленки поверхность подготовки обрабатывают гербицидами.

Скрытые экраны на каналах в выемке и полувыемке устраиваются в виде сплошного покрытия дна и откосов каналов пленкой с заделкой краев полотнищ по бровке дамб канала.

Защитный слой выполняют путем засыпки экрана по всему периметру местным грунтом. Защитным слоем может служить насыпь канала. Толщина защитного слоя принимается равной 0,15—0,2 для малых каналов и 0,2—0,3 *м* для средних каналов. Для защитного слоя может быть использован любой местный грунт, за исключением чистого щебня или гравия. Заложение откосов для малых каналов рекомендуется принимать равным 2, а для средних каналов равным 2,5.

В 1961 г. в ряде хлопковых совхозов Голодной степи ВНИИГиМ были проведены полевые исследования по устройству и эксплуатации скрытых экранов из полихлорвиниловых, полиэтиленовых, полиамидных пленок и из вулканизированного бризола (битумно-резиновая изоляция). В результате этих исследований было установлено, что защитный слой из лёссовидных суглинков толщиной 25—30 *см*, уложенный на экране из пленочных материалов, при наполнении каналов водой устойчив на откосах не круче чем 1 : 2,5.

Полиэтиленовую и полихлорвиниловую пленки сваривали электроутюгом при температуре 115—210° С. Чтобы свариваемый материал не спекался и не прилипал к утюгу, его перед проглаживанием покрывали более термостойким материалом (целлофаном). Полихлорвиниловую пленку можно также склеивать клеем, приготовленным на основе перхлорвиниловой смолы. Полиамидную пленку сваривали с помощью токов высокой частоты или же склеивали клеем ПК-5. Сварка дает лучшие результаты.

Для склейки полос бризола служат специальные мастики, приготовление которых можно организовать на месте укладки. В совхозах Голодной степи применяли горячую битумную мастику следующего состава: битум БН-4, резиновая крошка и соляровое масло из расчета по 5% к весу битума. Битум и резиновую крошку варили в течение 1 *ч*. После некоторого охлаждения в смесь добавляли соляровое масло.

Экраны из пленок и бризола, защищенные слоем грунта толщиной 25—30 *см*, после двухлетней эксплуатации в условиях Голодной степи не обнаружили каких-либо видимых изменений, хотя относительное удлинение этих пленок со временем снижается. Эластичность пленок в процессе эксплуатации экранов снижается, особенно если они не защищены грунтом. Снижение эластичности различных пленок неодинаково. Менее всего снижается эластичность полиэтиленовых пленок.

Потери на фильтрацию из экранированных каналов в ряде совхозов Голодной степи практически были равны нулю. Применение пленок повысило к. п. д. оросительных систем на 40—45%.

ПРИМЕНЕНИЕ ИСКУССТВЕННЫХ РУСЕЛ В ВИДЕ ЛОТКОВ-КАНАЛОВ

1. Условия применения лотков

За последнее время на орошаемых землях получили большое распространение лотковые каналы. Так, к началу 1966 г. их построено в СССР уже более 3000 *км*.

Лотки рекомендуется применять в следующих случаях:

а) когда требуется свести к минимуму потери воды на фильтрацию из каналов;

б) на участках трассы канала, проходящего в насыпи, когда грунты из близлежащего карьера непригодны для устройства насыпи по фильтрационным свойствам;

в) на участках трассы со скальными грунтами;

г) на косогорных участках трассы с осыпными грунтами, а также когда объемы работ по устройству земляного русла экономически не оправдываются;

д) на участках трассы с оползневыми грунтами;

е) при прокладывании каналов на территории с просадочными грунтами.

По конструкции лотки делятся на открытые и закрытые, с земляной обсыпкой и без нее, с расположением дна на земле и выше ее поверхности на свайных опорах или на стойках рамного типа (на эстакадах).

По материалу лотки делятся на деревянные, каменные (применяются редко), бетонные, железобетонные и стальные.

Чаще всего применяются лотки открытые, как более дешевые. Закрытые лотки устраиваются в целях сохранения качества воды (предохранения от загрязнения питьевой воды, сохранения желаемого температурного режима) и защиты от вредных проявлений зимнего режима (например, недопущение образования ледяного покрова). В последнем случае делается утепляющая засыпка поверх настила, перекрывающего лоток, и присыпка грунта к стенкам лотка. Закрытые лотки применяются на косогорных участках в местах осыпей.

Поперечное сечение лотков преимущественно принимается параболической формы, обеспечивающей более простое сопряжение по длине канала звеньев лотка с различной глубиной и способствующей лучшему заполнению бетоном лотка при его изготовлении. Применение лотков с иной формой поперечного сечения (полукруглых, полуэллиптических, прямоугольных и трапецеидальных) требует специального обоснования. Из 3150 *км* построен-

ных в СССР лотковых каналов (к началу 1966 г.) 80,1% имеют параболическое сечение, 16,2% — полукруглое сечение, 2% — полуэллиптическое сечение, 1,1% — прямоугольное сечение и 0,6% — трапецеидальное сечение.

При заглублении открытых лотков в грунт или кладке их на косогорных участках с нагорной стороны на уровне верха лотка устраивается берма шириной, исключающей дополнительную нагрузку на призму обрушения от земли, расположенной выше уровня бермы. Минимальная ширина бермы составляет 0,6—1 *м*, в зависимости от ширины лотка поверху. В заглубленных лотках, проложенных на косогорных участках, с нагорной стороны в месте пересечения откоса с бермой должны быть устроены нагорные канавы. Более крупные лотки (глубиной более 1 *м*) могут иметь стяжки поверху с целью облегчения конструкции лотка. В отдельных случаях лоток может быть запроектирован в виде двух подпорных стенок с монолитным днищем.

В зависимости от природных, хозяйственных и эксплуатационных условий лотки могут располагаться в выемке, в полувыемке-полунасыпи и на различной высоте над поверхностью земли. В последнем случае они располагаются: на опорах-стойках или опорах-сваях (в мягких грунтах), выступающих на разную высоту над поверхностью земли. Опоры заглубляются в грунт ниже глубины промерзания, а в местах водотока ниже возможного размыва.

Через каждые 30—40 *м* по трассе лотка рекомендуется устанавливать сдвоенные опоры с устройством в этом месте деформационного шва.

В целях увеличения прочности оснований под опоры и уменьшения осадок рекомендуется предусматривать уплотнение грунта основания тяжелыми ударными средствами (например, трамбовками).

Скорости в лотках зависят от уклона и назначаются в пределах 1—5 *м/сек*. Минимальная скорость должна обеспечивать транспортирование взвешенных наносов, поступающих в лоток.

Превышение стенок лотка над уровнем воды должно быть не менее 10 *см*.

В настоящее время, как правило, устраиваются сборные лотки из железобетона различных конструкций и форм поперечного сечения с ненапряженной и напряженной арматурой. В отдельных случаях при специальном обосновании допускается возведение лотков из камня и бетона.

Трассирование лотков из сборных элементов на закруглениях производится с учетом длины и поперечного сечения звеньев лотков, а также конструкции стыков. Для лотков в монолитном исполнении минимальный радиус закруглений принимается равным $5b$, где b — ширина лотка. В исключительных случаях радиус закруглений можно принимать равным $3b$, но при этом скорость в лотке на этом участке не должна превышать 1 *м/сек*.

Лотки, как правило, следует прокладывать по наибольшему уклону местности в целях уменьшения их поперечного сечения и для возможности двустороннего командования. Расстояние между лотками — участковыми распределителями — должно быть не менее 1 *км*. В сложных топографических условиях (при особом обосновании) расстояние между лотками может быть уменьшено до 0,5 *км*.

При уклоне местности меньше 0,0015 участковые распределители устраивают из сборных железобетонных лотков, а при уклоне местности 0,0015—0,002 их устраивают, комбинируя лотки с трубчатыми водоводами (при условии, что стоимость 1 *пог. м* трубопровода равна стоимости 1 *пог. м* каналов-лотков).

Минимальный уклон для лотков равен 0,0005.

В каналах-лотках, построенных с большими уклонами дна (0,0035 и больше) возникает бурный режим потока, затрудняющий деление, выпуск и учет воды, а также сопровождаемый выплескиванием воды через борт лотка на поворотах. Поэтому рекомендуется при необходимости строительства оросительной сети на местности с большими уклонами проектировать ее в трубах.

Лотковые каналы надежнее каналов, облицованных сборными железобетонными плитами или монолитным бетоном. Стыки в них доступны для наблюдения и ремонта, а кроме того, количество и протяженность швов в лотках во много раз меньше, что, как показали натурные наблюдения, приводит к уменьшению потерь воды на фильтрацию из них на 5—15%.

2. Конструкции, проектирование и расчет лотков

Деревянные лотки целесообразно применять в районах, богатых лесом, при трассировании водовода по сильно заросшей лесом местности. Существует два типа деревянных лотков: рамные и клепочные.

Рамные лотки (рис. 41) устраивают из прямоугольных брусчатых рам, обшитых одним-двумя рядами досок и соединенных поверху затяжкой — деревянной или стальной; рамы устанавливают на продольные балки (брусья или бревна, обтесанные на два канта), лежащие на деревянных опорах или на поперечинах, лежащих на земле. Обшивку лотка делают из досок толщиной 5—7,5 *см* (рис. 42), иногда из двух рядов досок со стыками вразбежку (рис. 42, *г*). Наилучшим следует считать стык со шпонкой (рис. 42, *в*), значительно хуже и в фильтрационном и в гидравлическом отношениях стык с планками (рис. 42, *д*). Торцовые стыки делают аналогично, чаще всего по типу рисунка 42, *а* и *б*. Стыки добавочно уплотняют конопаткой и осмолкой.

Клепочные лотки делают полукруглого сечения (рис. 43) из клепок, пропитанных для долговечности креозотом и стянутых через каждые 0,6—1,2 *м* металлическими тяжами. Лоток устанав-

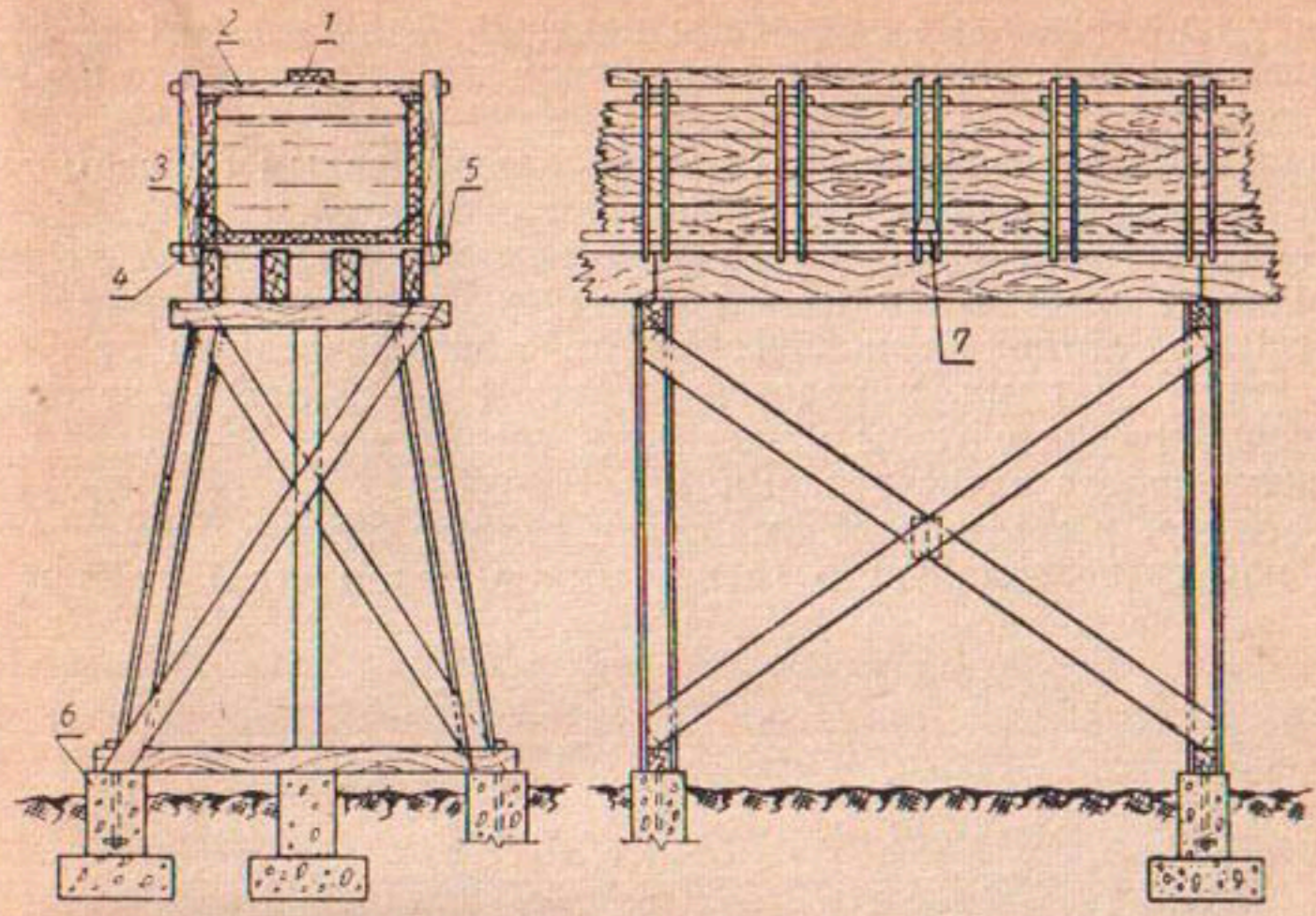


Рис. 41. Деревянный рамный лоток для наполнения до 1,5 *м*:
1 — доска для хождения; *2* — верхняя затяжка; *3* — уплотняющая полоса; *4* — боковая затяжка; *5* — нижняя затяжка; *6* — бетонные столбы; *7* — стык в обшивке.

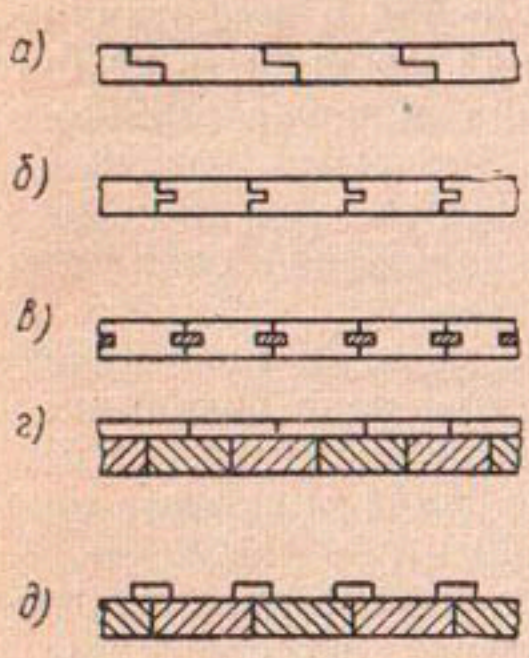


Рис. 42. Типы стыков обшивки деревянных лотков.

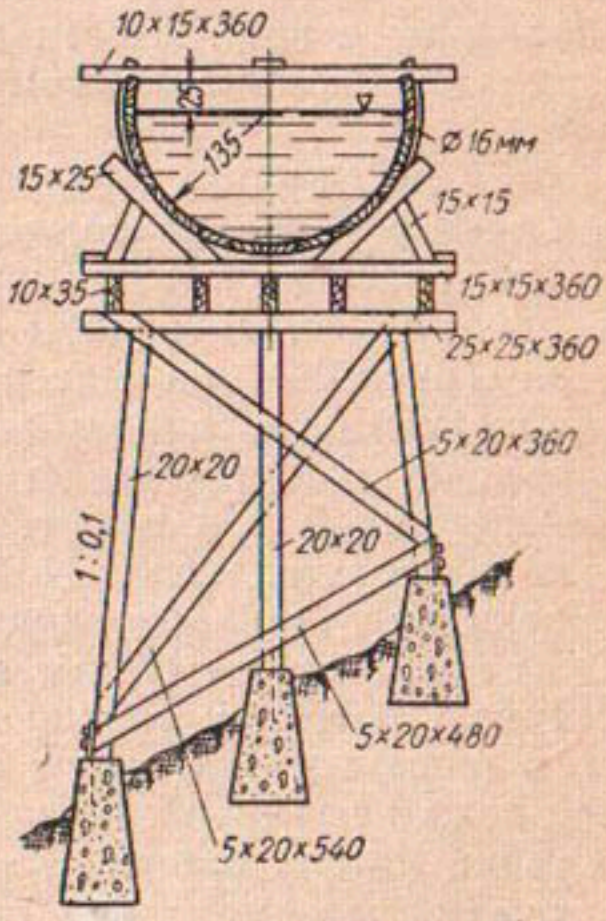


Рис. 43. Деревянный клепочный лоток.

ливают на деревянные подкосные подушки, опирающиеся на продольные балки, которые лежат на опорах того же типа, что и рамные лотки.

Закрытые деревянные лотки устраивают главным образом для защиты воды от замерзания и образования шуги.

Деревянные лотки просты в изготовлении и дешевы в лесных районах. К недостаткам их относятся существенная фильтрация, особенно в лотках периодического действия, зависящая от качества ухода за ними, и недолговечность (10—15 лет) вследствие загнивания; срок службы может быть увеличен в 1,5—2 раза при пропитке дерева антисептиками.

Бетонные и железобетонные лотки делают обычно прямоугольного или трепецеидального (с крутым наклоном стен) сечений и

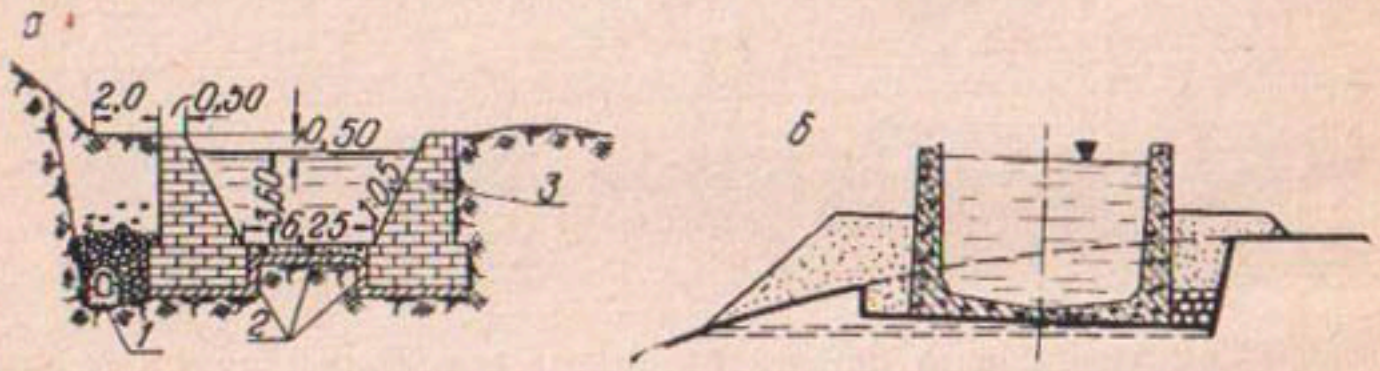


Рис. 44. Лотки на сплошных основаниях:
а — каменный лоток; *б* — железобетонный лоток; *1* — дренаж; *2* — изоляция; *3* — бутовая кладка.

располагают в зависимости от пересеченности рельефа непосредственно на спланированном земляном основании или на эстакадах.

Лотки на сплошных основаниях выполняются или разрезными, когда стенки работают самостоятельно как подпорные, или неразрезными, когда весь лоток представляет собой в поперечном сечении одно целое. В первом случае стенки могут быть из бутовой кладки (рис. 44), из массивного бетона или железобетонными контрфорсными, а днище может быть покрыто бетонной или торкретной облицовкой. Во втором случае весь лоток делается железобетонным и в целях разгрузки напряжений он иногда частично обсыпается (рис. 44, *б*).

Лотки на эстакадах сходны с акведуками и конструируются двух типов: в одном стенки лотка являются конструкциями, несущими всю нагрузку между опорами эстакады (рис. 45, *б*), а в другом корыто лотка лежит на эстакаде, имея сплошные опоры в виде продольных балок последней (рис. 45, *а*).

Стенки лотков работают как консоли, иногда поверху делаются стяжки, что несколько облегчает стенки, но осложняет конструкцию (рис. 45, *б*).

Эстакада может быть железобетонной, бетонной и даже каменной. Древние акведуки, остатки которых сохранились до на-

ших дней, делались на арочной эстакаде из камня; лоток имел кирпичные стенки, иногда выложенные свинцовой облицовкой против фильтрации.

В этих проектах предусмотрено применение раструбных лотков параболического сечения длиной 8 *м* и глубиной 40—120 *см* из предварительно напряженного и ненапряженного железобетона. При этом применение ненапряженных лотков допускается

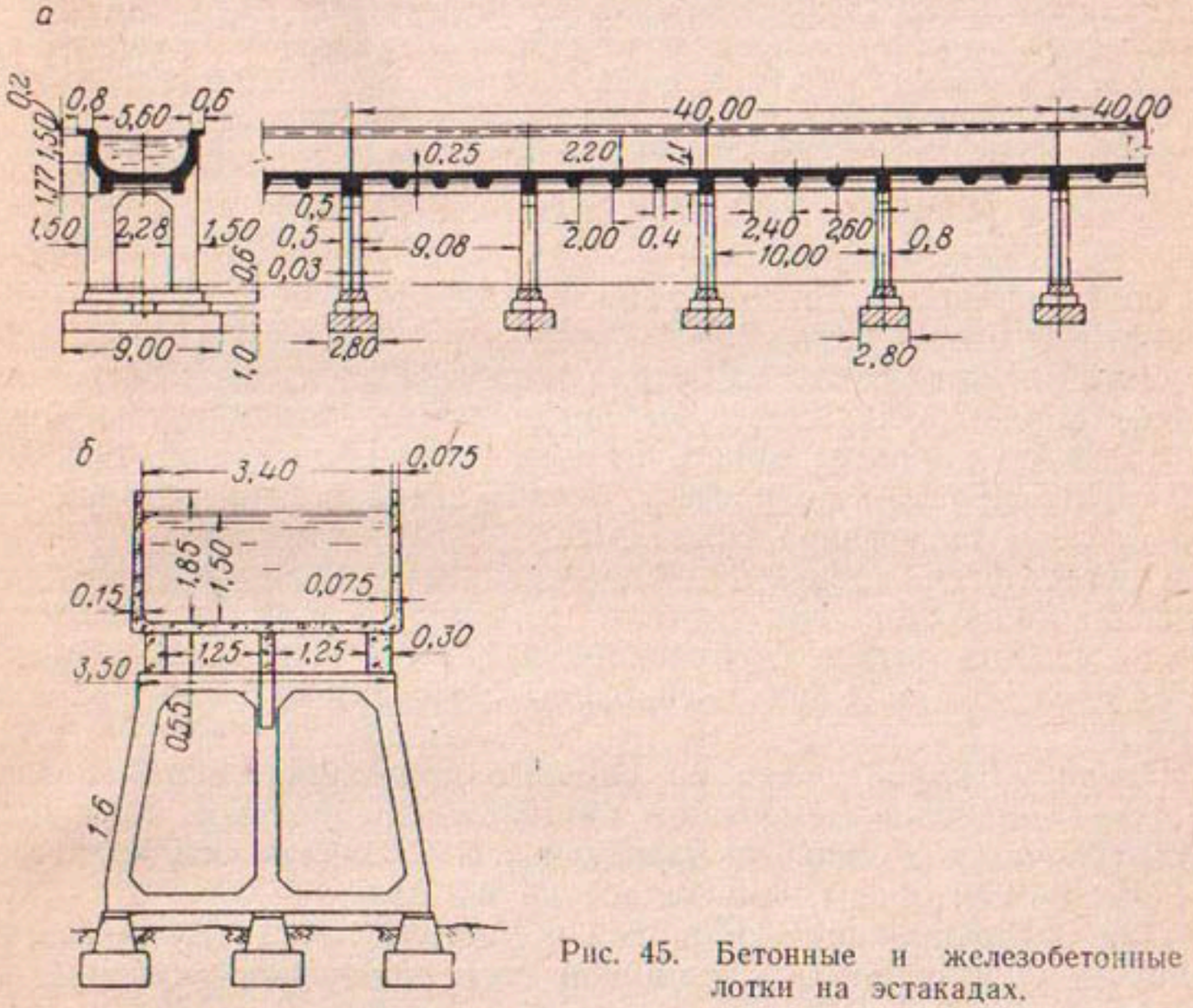


Рис. 45. Бетонные и железобетонные лотки на эстакадах.

только на объектах с небольшим объемом работ и с разрешения утверждающей проект организации. Лотки обычно устанавливают на свайные опоры, а в тяжелых грунтах, где забивка свай затруднена,— на стоечные опоры. Лотки параболического и полуэллиптического сечений глубиной 140—160 *см* рекомендованы для экспериментального строительства с выбором наиболее оптимального их сечения после детальной проверки в производственных условиях.

На рисунке 46, *а* показана конструкция железобетонного лотка параболического сечения, состоящего из отдельных раструбных звеньев длиной 8 *м*, уложенных на свайные опоры. Лоток разработан со строительными глубинами 40, 50, 60, 70, 80, 90 и 120 *см* в двух вариантах: из напряженного и ненапряженного железобетона. Очертания внутренней и внешней поверхности лотка и внут-

ренней поверхности раструба соответствуют параболе с уравнением

$$x^2=2py.$$

Приняты следующие параметры параболы:

	p
в лотках глубиной от 40 до 80 *см*	
для внутренней поверхности лотка	0,2
» внешней » »	0,225
» внутренней » раструба	0,233
в лотках глубиной 90 и 120 *см*:	
для внутренней поверхности лотка	0,35
» внешней » »	0,376
» внутренней » раструба	0,387

Толщина днища лотка в зависимости от глубины воды в нем принята от 5 до 7,5 *см*.

Лоток изготовляется из бетона марки 300, элементы опор — из бетона марки 200. Поперечное армирование лотков глубиной от 40 до 70 *см* принято конструктивно; лотки глубиной 80, 90 и 120 *см* армированы по расчету. Торцы лотка в нераструбной части усилены поперечной арматурой.

Опоры лотка запроектированы свайными. Сваи приняты двух сечений: 20×20 *см* для лотков глубиной от 40 до 80 *см* и 25×25 *см* для лотков глубиной 90 и 120 *см*. Длина свай колеблется от 3 до 7 *м*. Сваи армированы сварными сетками и каркасами.

Перед укладкой лотка на опорные поверхности свай предусмотрена подливка цементного раствора. Специальное крепление раструба лотка к опоре не производится. Смещение оси лотка относительно оси опоры допускается до 2,5 *см*.

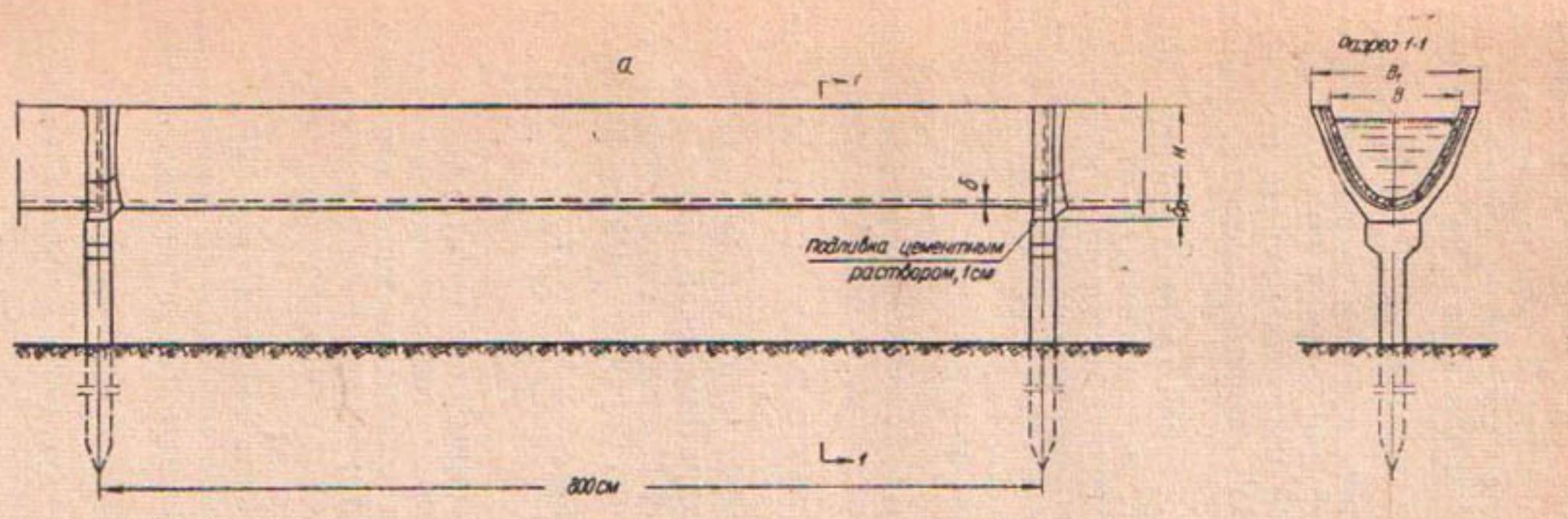
Для водонепроницаемости шва в раструб лотка укладывается валик из упругой резины толщиной 2 *см* для лотков глубиной до 80 *см* и толщиной 2,5 *см* для лотков глубиной 90 и 120 *см*. При отсутствии резины в качестве прокладки можно использовать не круто свитый пеньковый канат, пропитанный битумом.

Поворот лотка в плане осуществляется укладкой лотковых звеньев под углом α, величина которого определяется в зависимости от требуемого радиуса закругления:

$$R=\frac{180^\circ}{\alpha}\cdot\frac{l_{\text{звена}}}{\pi}.$$

На поворотах могут применяться лотковые звенья длиной от 4 до 8 *м*, а также лотковые звенья со скошенными концами.

Поверхности блоков свай и опор, соприкасающиеся с грунтом, при наличии агрессивной среды окрашиваются двумя слоями раствора битума марки БН-III в бензине со следующим составом: первый слой—25% битума, 75% бензина, второй слой—75% битума, 25% бензина (по весу).



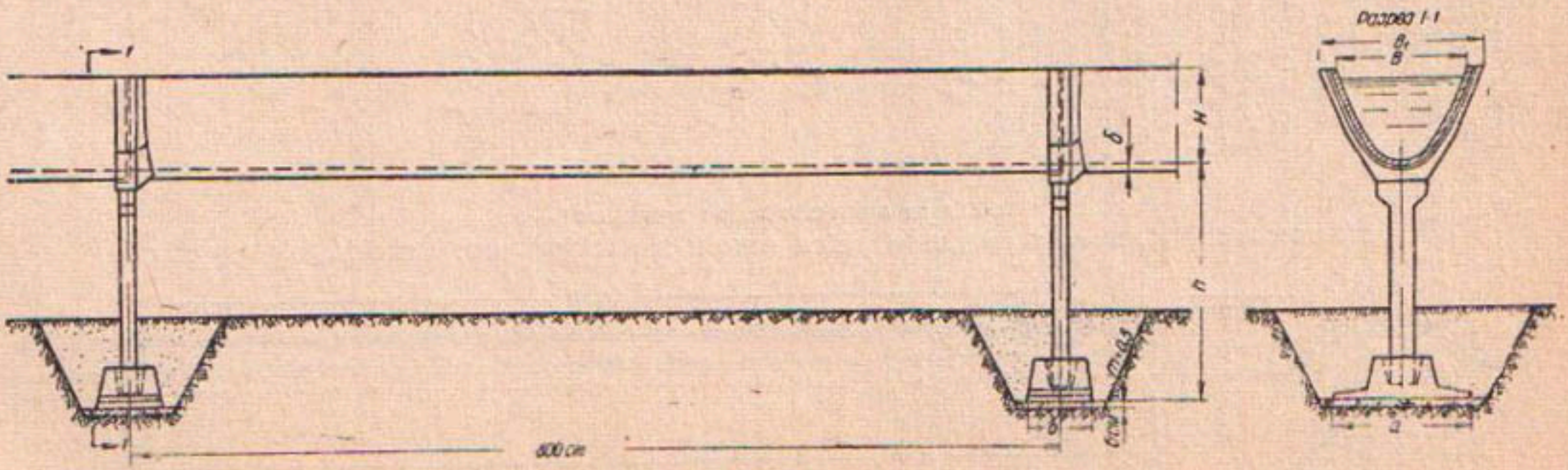


Рис. 46. Конструкции железобетонных лотков параболического сечения:
а — уложенных на свайных опорах; *б* — уложенных на стоечных опорах.

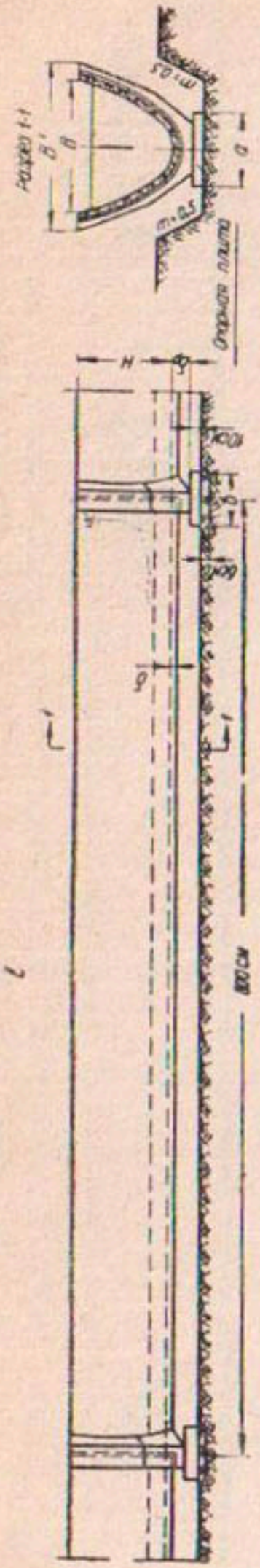


Рис. 46. Конструкции железобетонных лотков параболического сечения (продолжение):
в — уложенных непосредственно на грунт.

Лотки из напряженного железобетона трещиностойки в продольном и поперечном направлениях. В ненапряженных лотках величина раскрытия трещин в продольном направлении не превышает 0,05 *мм*.

Сваи и стойки опор рассчитаны на центральное и внецентренное сжатие с учетом ветровой нагрузки, равной 60 *кг/м*². Величина ветровой нагрузки принята по СНиП 11—62 для IV территориального района СССР.

Ориентировочная глубина забивки свай определяется в зависимости от несущей способности грунта основания и величин действующих эксплуатационных нагрузок в соответствии со СНиП II—Б. 5—62 по формулам:

а) от горизонтальной нагрузки

$$P_{гор} \leqslant \frac{\varepsilon m b h_3^3}{6(4H+3h_3)}, \qquad (26)$$

где $P_{гор}$ — горизонтальная (ветровая) нагрузка на лоток;

ε — коэффициент, принимаемый для квадратных свай, равный 2,6;

m — коэффициент, характеризующий грунт, определяемый по формуле:

$$m=\gamma_0\left[\operatorname{tg}^2\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)-\operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)\right],$$

где γ_0 — объемный вес грунта;

φ — угол внутреннего трения грунта при соответствующей его влажности;

b — ширина поперечного сечения сваи, *м*;

h_3 — глубина забивки сваи, *м*;

H — высота приложения горизонтальной силы над поверхностью земли, *м*;

б) от вертикальной нагрузки

$$P_{верт} \leqslant Km(R^{н}F+u\sum f_i^{н}h_i), \qquad (27)$$

где $P_{верт}$ — вертикальная нагрузка, *т*;

K — коэффициент однородности грунта, равный 0,7;

m — коэффициент условий работы, равный 1;
$R^н$ — нормативное сопротивление грунта основания в плоскости острия сваи, $т/м^2$;
F — площадь поперечного сечения сваи, $м^2$;
u — периметр поперечного сечения сваи, $м$;
$f_i^н$ — нормативное сопротивление i-го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи, $т/м^2$;
h_i — толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, $м$.

Значения $R^н$ и $f_i^н$ определяются по таблицам 1 и 2 СНиП II—Б. 5—62.

Глубина забивки свай принимается по большей величине, полученной из формул (26) и (27).

Размеры фундаментных плит определяются из условий опрокидывания лотков и давления на грунт не более 1,5 $кг/см^2$.

В продольном направлении лотки рассчитываются как свободно лежащие на двух опорах балки на действие собственного веса и воды в лотке, в поперечном направлении — как балки с жестким контуром с учетом приращения сдвигающих сил.

Гидравлический расчет лотков производится на равномерный режим движения при коэффициенте шероховатости $n=0{,}012$. Пропускная способность лотков определяется по формуле:

$$Q=\omega C\sqrt{Ri},$$

где ω — площадь живого сечения;
$C=f(R, n)$ — коэффициент скорости Шези;
R — гидравлический радиус;
i — уклон дна лотка.

Для параболического сечения имеем:

$$\omega=\frac{2}{3}BH^2; \qquad R=\frac{\omega}{\chi};$$

где B — ширина зеркала, $м$;
H — глубина воды в лотке, $м$;
χ — смоченный периметр, равный $\chi=AH$;

$$A=\frac{\alpha^2}{8}\left[\frac{4}{\alpha}\sqrt{1+\frac{16}{\alpha^2}}+\ln\left(\frac{4}{\alpha}+\sqrt{1+\frac{16}{\alpha^2}}\right)\right],$$

$$\alpha=\frac{B}{H}.$$

Учитывая несовершенство монтажа лотковых каналов и выполнения стыков, разрешается в исключительных случаях принимать коэффициент шероховатости $n=0{,}014$.

Минимальный запас надводного борта принимается равным от 6 до 10 $см$, в зависимости от глубины лотков и качества их

монтажа. При установке на лотках затворов постоянного уровня надводный борт принимается равным 10 *см* для всех лотков.

Величина набегания уровня воды на закруглениях может быть определена по формуле:

$$\Delta h = \frac{v^2 B}{2gR},$$

где v — скорость движения воды в лотке;
B — ширина зеркала воды;
R — радиус закругления.

Уклон лотка принимают равным осредненному уклону поверхности земли на данном участке местности.

Отметки уровня воды в лотковом канале выбирают из условия обеспечения командования.

3. Распределительные и регулирующие сооружения на лотковых каналах

На лотковых системах распределяют и регулируют расходы воды с помощью вододелителей и обычно без подпорных сооружений (особенно при больших уклонах).

Вододелитель, установленный на лотках, служит для подачи воды из лотка старшего порядка в лоток младшего порядка. Вододелитель состоит из двух колодцев (на основном и боковом лотках), соединенных между собой асбестоцементной трубой, которая оборудована при входе дроссельной задвижкой для регулирования расходов воды. Первый колодец поверху соединяется с основным лотком. Колодец как бы перекрывается сверху металлическим вкладышем формы сечения лотка с вырезом в дне лотка. Через этот вырез вода падает в колодец и затем через трубу и второй колодец поступает в лоток бокового отвода.

Вододелители этого типа рассчитаны на подачу воды в отвод в размере 50—400 *л/сек* при высоте лотков 50—75 *см*. Такие вододелители построены на оросительных системах Молдавии. Опыт их эксплуатации показал, что дроссельные задвижки не обеспечивают нужного уплотнения при перекрытии трубы и нуждаются поэтому в конструктивной доработке.

Распределительный узел-вододелитель (проект института «Средазгипроводхлопок») сборной конструкции, устанавливаемый на лотках параболического сечения высотой 100—120 *см* с расходами 1,4—2,4 $м^3/сек$ и небольшими уклонами, служит для учета и подачи воды в количестве 200 *л/сек* в отводящий лоток высотой 60—80 *см*.

Сооружение состоит из железобетонного колодца квадратного сечения в плане и прямоугольного лотка на отводе. Лоток опирается одним концом на вырез в стенке колодца, другим — на опорную раму, на которую укладывается и параболический лоток отвода. В прямоугольном лотке вертикальная (забральная) стенка

образует донное прямоугольное отверстие. Высота донного отверстия равна (1/3—1) b, где b — ширина отверстия. К стенке со стороны верхнего бьефа крепят вертикальную трубу, в которой устанавливают динамический расходоуказатель для измерения расхода воды, поступающей через отверстие в отводящий лоток. Нижним концом труба опирается на металлическую полку, в которой сделано отверстие для установки патрубка прибора. Через это отверстие поршень воспринимает давление снизу (меньшее). Большее давление передается на поршень через вертикальные прорези, сделанные в трубе. За водомером в параболическом отводящем лотке установлен клапанный затвор для регулирования подачи воды и степени подтопления водомера со стороны нижнего бьефа. Затвор металлический, с винтовым наклонным подъемником.

Точность учета воды сохраняется в том случае, если горизонт воды в верхнем бьефе остается практически постоянным. Для этого на основном лотке ниже отвода устанавливают вододействующий сегментный затвор типа «Нейрпик».

Затвор состоит из щита, являющегося одновременно поплавком, и противовеса, жестко соединенного с помощью двух рычагов с обшивкой щита и его горизонтальной осью, опирающейся на стенки лотка. Вокруг оси щит может свободно вращаться, испытывая выталкивающее действие воды, большее с повышением горизонта и меньшее с понижением. Щит находится в равновесии при расчетном для данного сооружения напоре воды в верхнем бьефе. С повышением горизонта щит поднимается, проходящий через него расход воды увеличивается и напор снижается до расчетного. С понижением горизонта щит опускается и напор снова восстанавливается.

Для управления клапанным затвором и снятия показаний с водомерного прибора в конце прямоугольного лотка установлен служебный мостик.

Вододелители рассмотренной конструкции позволяют автоматизировать учет и распределение воды в лотковой сети, однако для этого требуется высокая точность изготовления отдельных частей сооружения и монтажа на месте. Кроме того, должен быть обеспечен квалифицированный надзор и уход за сооружениями в процессе их эксплуатации.

Первый опыт применения вододействующих сегментных затворов на лотковой сети в Голодной степи был не совсем удачным из-за ошибок, допущенных при их проектировании, изготовлении и монтаже.

Особенно целесообразно использовать на лотковой сети переносные сифонные водовыпуски для выпуска воды с их помощью во временные оросители или в гибкие шланги. Институт «Средазгипроводхлопок» составил типовые проекты сифонов для типоразмеров для забора воды в количестве 30 и 60 *л/сек* из лотков с малыми уклонами. Диаметры труб сифонов соответственно равны

100 и 200 *мм*. Сифон представляет собой сварное металлическое колено из листовой стали толщиной 1 *мм* с углом 45°. Для заливки сифона водой при зарядке в верхней его части (у сливного звена) сделано отверстие, перекрываемое резиновой пробкой. Диаметр отверстия, служащего одновременно и для разрядки сифона, равен 40 *мм*. В нижней части колена имеется винт для крепления сифона к лотку. Сифон устанавливают так, чтобы входное звено погружалось под воду в лотке на 0,18 *м*. Для нормальной работы сифона с помощью специального затвора в лотке поддерживается определенный уровень воды. К выходному звену сифона стяжкой прикрепляется гибкий трубопровод, через который вода поступает на поливной участок — во временный ороситель или гибкий трубопровод. Если вода подается во временный ороситель, то длина гибкого трубопровода должна быть не меньше 0,6 *м*. Расход сифона можно регулировать либо изменением глубины воды в лотке, либо изменением сечения гибкого трубопровода при помощи цепи, закрепленной на кронштейне сливного звена.

В зависимости от материала гибкого трубопровода, присоединенного к сифону, его можно заряжать двумя способами. Если трубопровод изготовлен из жесткой ткани, то его складывают и перекидывают через кронштейн. Затем через отверстие в сливное звено заливают 9—10 *л* воды, отверстие закрывают и трубопровод сбрасывают с кронштейна. Налитая в сливное звено вода вытесняет оставшийся в сифоне воздух, заряжает и включает его в работу.

Если трубопровод из эластичной мягкой ткани, то, смочив его, закладывают внутрь сливного звена (на всю его длину) и затем быстро выдергивают. При выдергивании рукава в сифоне создается разряжение и вода заполняет его.

Опыт показал, что сифон заряжается в течение двух минут.

Сифонный водовыпуск приспособлен и для измерения расходов воды, поступающей во временный ороситель или гибкий трубопровод. Расход определяется разностью z между глубиной воды в лотке и напором в концевом сечении сливного звена сифона. Горизонт воды измеряют по постоянной или переносной рейке, установленной в лотке, а напор в концевом сечении — по положению уровня воды в специальной водомерной трубке (из стекла), вмонтированной в сливное звено. Трубка нижним концом соединена с внутренней полостью сифона в концевом его сечении, верхний ее конец открыт. Вдоль трубки размечают шкалу с сантиметровыми делениями для измерения давления. Нулевое деление шкалы должно соответствовать отметке дна лотка, в этом случае z определяют как разность отсчетов без поправок на положение нулевых делений шкалы и рейки.

Если в лотке перед водовыпуском поддерживается постоянный горизонт воды с помощью автомата, то расход зависит только от давления в концевом сечении сливного звена, и его можно определять по показаниям водомерной трубки.

Расход воды ПСВ (переносного сифонного водовыпуска) определяют по формуле:

$$Q=\mu\omega\sqrt{2gz},$$

где Q — расход воды, $м^3/сек$;
μ — коэффициент расхода, равный для металлических сифонов 0,80, для пластмассовых — 0,85;
ω — площадь сечения трубы диаметром D, $м^2$;
z — разность горизонтов бьефов, $м$.

При указанных выше значениях коэффициентов расхода формула принимает вид:

а) для ПСВ из кровельного железа

$$Q_{кр}=2{,}78D^2\sqrt{z};$$

б) для ПСВ из пластмасс

$$Q_{пл}=2{,}95D^2\sqrt{z}.$$

Ниже приводятся расчетные характеристики сифонных водовыпусков для забора воды из лотков:

	30СПВ-1	60СПВ-1
тип сифона		
расчетный расход, *л/сек*	30	60
коэффициент расхода	0,62	0,62
разность горизонтов, *см*	30	50
диаметр трубы сифона, *мм*	160	200
длина входного звена (по оси), *мм*	430	485
длина выходного (сливного) звена, *мм*	546	710
вес сифона, *кг*	8,5	11,2

Переносные металлические сифоны применяются на лотковой сети в Голодной степи для подачи воды в гибкие трубопроводы и временные оросители. Однако лучше применять пластмассовые сифонные переносные водовыпуски заводского изготовления. Они дешевле, удобней в эксплуатации, так как меньше весят и обладают большей пропускной способностью.

4. Закрытая трубчатая оросительная сеть

Трубчатая оросительная сеть, так же как и лотковая, применяется в целях предотвращения фильтрационных потерь воды, повышения коэффициента полезного действия оросительных систем и производительности труда на поливных землях, а также в целях обеспечения автоматизации и телеуправления процессов полива (СНиП II — И. 3—62, 1967 г.).

Вода в трубчатую сеть подается или за счет естественного напора, создаваемого уклоном местности, или с помощью насосных станций.

Трубопроводы различных порядков (магистральные, распределительные и участковые) монтируют в основном из асбестоцементных труб различных диаметров, укладываемых в грунт на глуби-

ну 0,6—1,5 *м* от поверхности земли до верха труб, в зависимости от топографических, геологических и эксплуатационных условий; трубы могут прокладываться и на поверхности земли при соответствующем естественном напоре. Для труб может применяться железобетон, бетон, пластмассовый материал и др. Металлические трубы допускаются в случае внутреннего давления свыше 10 *ат*. Арматура трубопроводов может применяться металлическая и железобетонная. Воду из трубопроводов в открытую поливную сеть или дождевальные машины подают с помощью гидрантов-водовыпусков. Гидранты-водовыпуски размещают по длине трубопроводов на определенном расстоянии в зависимости от способа и техники полива, а также уклона орошаемой территории.

Такая закрытая сеть построена и хорошо работает в течение нескольких лет в совхозе «Фархад» (Узбекская ССР), в Грузии, Азербайджане и в других местах.

Гидранты должны иметь достаточный напор на конце; при самотечной технике полива этот напор (для подачи воды в гибкие переносные трубопроводы или рукава-шланги) должен быть около 0,5—1,0 *м*; при дождевании необходимый напор на конце гидранта определяется характером дождевальной установки и должен соответствовать потребному напору в насадках или дождевальных крыльях (7—20 *м*).

При самотечных способах полива использование естественных напоров в закрытых системах без добавочной подкачки возможно при уклонах орощаемых площадей не меньше 0,002—0,003; при поливе же дождеванием и применении низконапорных систем использование естественных напоров возможно только при уклонах не менее 0,01—0,015 (и при этих уклонах — в нижних частях трубопроводов); в остальных случаях необходима механическая подкачка воды.

На высших точках перегиба напорных трубопроводов делаются клапаны для выхода воздуха, а в нижних точках устраиваются колодцы для спуска воды на зиму. Во избежание гидравлических ударов необходимо устраивать клапаны обратного действия.

Напорные трубопроводы закрытых систем, помимо прочности и необходимой экономичности, должны удовлетворять также требованиям водонепроницаемости, небольшой шероховатости и способности выдерживать внешние нагрузки и гидравлический напор.

Этим условиям достаточно хорошо удовлетворяют асбестоцементные трубы. Они могут выдерживать давление воды от 3 до 12 *ат*, отличаются морозостойкостью, имеют временное сопротивление на сжатие 75—100 *кг/см*^{2}.

Коэффициент шероховатости асбестоцементных труб составляет $n=0{,}011$—$0{,}012$ при скоростях воды $v=1{,}0$—$1{,}5$ *м/сек*. При меньших скоростях значение коэффициента шероховатости повышается.

Скорость воды в трубах, при которых не отлагаются наносы, а уже отложившиеся наносы вымываются, определяется в зависи-

мости от крупности и содержания наносов в воде. При песчаных наносах эта скорость должна быть не меньше 0,90—1,60 *м/сек*; при предварительно осветленной воде или илистых наносах скорость воды может быть понижена до 0,7—0,8 *м/сек*.

Увеличение скорости воды в трубах позволяет уменьшать их диаметр и удешевлять стоимость, повышает транспортирующую способность потока и самоочищаемость труб от наносов.

С другой стороны, увеличение скорости требует повышения напора воды в трубопроводе и, следовательно, бóльших уклонов местности или бóльшей мощности механической подкачки, что часто невыгодно; поэтому в каждом отдельном случае нужно найти наивыгоднейшее значение скорости и связанного с ней диаметра труб; эта скорость составляет обычно около 1,0—1,2 *м/сек*.

Расчет труб производится по формулам

$$Q=\frac{\pi d^2}{4} \text{ и } h_f=\lambda\frac{v^2}{2g}\frac{l}{d},$$

где коэффициент $\lambda=\frac{8g}{c}$ изменяется от 0,02 до 0,035. λ тем больше, чем меньше диаметр труб и чем больше их шероховатость; значения λ определяются по гидравлическим справочникам.

В соответствии с требованиями СНиП 11-И. 3—62 трубчатая оросительная сеть должна быть, как правило, тупиковая и в особых случаях — кольцевая; кольцевание сети трубопроводов позволяет уменьшать расходы воды и потери напора по отдельным линиям труб, выравнивать напоры в разных пунктах разводящей сети, не создавать застоя воды в трубах, удобно выключать из сети отдельные ее участки и обеспечивать большую надежность действия всей водопроводной системы. Расчет закольцованности сети труб (определение связи расходов воды в них, диаметров труб и напоров воды по отдельным участкам) ведется методом интерполяции или другим, рассматриваемым в курсах водоснабжения; окончательно выбор типа сети следует обосновать технико-экономическими расчетами.

Участковые трубопроводы должны проектироваться прямолинейными, параллельными друг другу и отходящими от распределительного трубопровода под прямым углом.

Расстояние между участковыми трубопроводами следует принимать не менее 1 *км*.

В сложных топографических условиях расстояние между участковыми трубопроводами может быть уменьшено до 0,5 *км*. Для сохранения стандартного расстояния между участковыми трубопроводами при использовании дождевальных машин, имеющих иную ширину захвата, дополнительно применяются вспомогательные передвижные трубопроводы.

Расстояние между гидрантами на участковом трубопроводе принимается от 100 до 300 *м*, в зависимости от длины поливных

борозд или полос и расположения их или согласно технической характеристики дождевальной (поливной) машины.

Для предварительных расчетов коэффициент полезного действия трубопроводов принимается 0,98—0,99.

Оросительные системы можно проектировать с комбинированной оросительной сетью: из напорных трубопроводов, лотков и открытых каналов; соотношение этих типов сети следует устанавливать в результате технико-экономических сравнений.

Поверхностный полив при трубчатой или комбинированной оросительной сети рекомендуется производить при помощи поливных трубопроводов.

На трубчатой оросительной сети преимущественно применяются следующие трубы: асбестоцементные, железобетонные и пластмассовые.

Асбестоцементные трубы изготовляют четырех типов: ВТ3, ВТ6, ВТ9 и ВТ12 (ГОСТ 539—59). Цифра в наименованиях показывает расчетное давление в атмосферах (например, 3, 6, 9, 12 атмосфер).

Диаметр условного прохода асбестоцементных труб соответствует внутреннему диаметру чугунных труб, фасонные части которых используют при монтаже асбестоцементных трубопроводов. Соединяют эти трубы цилиндрическими асбестоцементными муфтами с двумя резиновыми кольцами.

Достоинства асбестоцементных труб — это сравнительно небольшой вес, надежность стыков, которые допускают осадку и смещение отдельных звеньев без нарушения герметичности. Кроме того, при больших диаметрах эти трубы пока самые дешевые.

Слабой стороной асбестоцементных труб является их большая хрупкость, при падении даже с небольшой высоты они разбиваются.

Разрушающаяся нагрузка асбестоцементных труб на сжатие (раздавливание тракторами) составляет в среднем от 7 до 10 *т* на 1 *пог. м* длины трубы (при диаметре от 75 до 600 *мм*).

Железобетонные трубы изготавливают трех типов: безраструбные, раструбные и раструбно-постелистые.

В трубах часто разрушаются стыки соединений отдельных звеньев труб. В этом отношении раструбные трубы выгодно отличаются от безраструбных, так как стыки в них более прочны и и надежны в работе. Каждое звено таких труб на одном конце имеет расширенную часть — раструб с кольцевым зазором, в который вставляется безраструбный конец звена.

Еще бóльшие преимущества имеют **раструбно-постелистые трубы** с плоским основанием. При незначительном увеличении объема бетона исключается ручной труд при заделке пазух, повышается прочность соединения сооружения с основанием, создаются удобства при монтаже и перевозке.

В последние годы применяют в основном раструбные железобетонные трубы (ГОСТ 6482—63) глубиной раструба 100 *мм*.

Многие предприятия железобетонных изделий изготавливают трубы длиной звена 2—4 *м*.

Пластмассовые трубы. В практике мелиоративно-гидротехнического строительства за последние годы начали применять пластмассовые трубы, в основном полиэтиленовые. Они по сравнению с другими видами труб имеют следующие преимущества: прочность, малый вес, повышенная пропускная способность, простота механической обработки и монтажа, малое число стыков, не разрушаются при замерзании в них воды. Однако стоимость строительства 1 *км* трубопроводов из полиэтиленовых труб диаметром 150 *мм* и более выше, чем из асбестоцементных.

Полиэтиленовые трубы соединяются контактной сваркой встык или в раструб путем оплавления торцов при температуре 180—300°С с продолжительностью нагрева 15—30 *сек*. Для нагрева используют металлические пластины. Лучший способ сварки в раструб, при которой одновременно нагревают внутреннюю поверхность у одного конца труб (раструба), внешнюю у другого и затем быстро безраструбный конец вдвигают в раструбный. Такая сварка проста, быстро выполнима и надежна. Фасонные части (тройники, угольники и др.) выпускают для труб диаметром 150 *мм* и менее.

Трубопроводы различного назначения из полиэтиленовых труб уложены во многих хозяйствах нашей страны. Используются эти трубы и для поделки переносных сифонов-водовыпусков во временные оросители и другого вида поливного оборудования.

5. Конструкция водовыпусков и гидрантов на трубчатой сети

С помощью водовыпусков и гидрантов вода из трубопроводов подается во временные оросители, гибкие трубопроводы или непосредственно в дождевальные машины.

Конструкция гидранта-водовыпуска со сварным вентилем для подачи воды в гибкие трубопроводы и временные оросители состоит из чугунного тройника, присоединенного к асбестоцементному трубопроводу, стояка и вентиля.

Сварной корпус вентиля имеет форму тройника и болтами прикреплен к фланцу стояка через резиновую прокладку. Внутри корпуса находится тарельчатый затвор с подъемным винтом и рукояткой. Диаметр вентиля больше диаметра стояка, поэтому в месте их соединения образуется выступ, перекрытый резиной, которая служит уплотнением для затвора. С помощью рукоятки и винта затвор прижимается к резине и плотно перекрывает концевое сечение стояка.

К патрубку корпуса вентиля специальным бандажом прикрепляется гибкий трубопровод. Водоподачу регулируют тарельчатым затвором. Для учета воды во временном оросителе устанавливают водоотливы или насадки.

Гидранты с вентильными затворами широко применяются на оросительных системах Голодной степи при напорах в трубопроводах до 2 *ат*. При бóльших напорах применяют гидранты с задвижками Лудло.

Гидрант состоит из стояка с коленом, на конце которого устанавливается задвижка Лудло с патрубком. К патрубку присоединяется гибкий трубопровод. Такой гидрант даже при очень больших напорах обеспечивает надежное перекрытие трубопровода и регулирование водоподачи.

Конструкция сборного водозаборного регулятора с трубчатым водомером ТВС для забора воды до 300 *л/сек* из каналов в асбестоцементные трубопроводы диаметром 250—500 *мм* выполнена в виде колодца с ныряющими стенками и решеткой на входе. В дне колодца заделан конец вертикальной части водозаборного колена с клапанным затвором сварной конструкции.

За коленом, соединяющим оголовок с трубопроводом, на горизонтальном несколько заглубленном участке последнего установлен водомер с кольцом и динамическим расходоуказателем ДРС. Заглубление водомера гарантирует точность измерений расхода даже тогда, когда трубопровод на начальном участке работает неполным сечением. За водомером на самой высокой отметке трубопровода предусмотрена воздухоотводящая трубка, а на оголовке — служебный мостик для обслуживания затвора.

От трубчатых водомеров со сходящимися насадками конструкции М. В. Бутырина (ТВС) водомеры с кольцом отличается тем, что здесь вместо насадки в качестве суживающего устройства используется короткое цилиндрическое кольцо со скошенными входными кромками. Оно расположено внутри концевого участка трубы регулятора. Кольцо создает перепад $z_к$, равный разности давлений в трубе и кольце; этот перепад и определяет величину расхода, проходящего через сооружение. Над кольцом в специальном колодце устанавливают счетчик стока, по показаниям которого определяют расход и объем воды. Колодец соединен с трубой и кольцом отверстиями, в последнем из которых заделан патрубок прибора. В патрубке размещается турбинка, которая вращается тем быстрее, чем больше расход, проходящий через патрубок под действием разности напоров $z_к$.

Благодаря решетке, установленной на входе, патрубок прибора не засоряется плавающим мусором. Точность учета воды сохраняется при затопленном истечении потока и длине трубы до кольца не менее 6D.

Формула, по которой определяется расход воды, имеет вид:

$$Q = k\,0{,}785 d^2 \sqrt{2 g z_к},$$

где k — коэффициент водомера, зависящий от отношения диаметра кольца d к диаметру трубы D;

$z_к$ — разность напоров, *м*.

Обычно принимается отношение $\frac{d}{D}=0{,}75—0{,}81$, а коэффициент водомера соответственно 0,99—1,1.

Для подачи воды в гибкие трубопроводы (из лотка) можно пользоваться рассчитанными на расход 100 *л/сек* водовыпусками с вентильными задвижками.

Типовые проекты таких водовыпусков разработаны институтом «Средазгипроводхлопок» в двух вариантах: с закладным патрубком в дне для лотков глубиной 40 *см* и с боковой закладной рамой для лотков глубиной 60 и 80 *см*.

К закладной раме крепится вентиль диаметром 325 *мм* с отходящим патрубком. Вентиль имеет дисковый затвор для регулирования и прекращения водоподачи. На патрубок с помощью бандажа надевается гибкий трубопровод. В лотке ниже водовыпуска установлен клапанный затвор с ручным приводом для регулирования горизонтов воды. Все части сооружения могут изготовляться на заводе сборных изделий. Водовыпуск прост по конструкции и, как показал опыт применения его в Голодной степи, удобен в эксплуатации при малых скоростях воды в лотке, однако он не приспособлен для учета воды.

Для регулирования и учета воды можно использовать водовыпуск с водомерной приставкой, совмещенной с вентилем и патрубком. Он состоит из колодца, установленного между звеньями лотка на рамных опорах. Лотки опираются на параболические вырезы с резиновым уплотнением в стенках колодца. В одной из боковых стенок колодца заделана закладная рама с фланцем, к которому изнутри крепится небольшой отрезок трубы — водомерная приставка, а снаружи — вентильный затвор с патрубком.

К патрубку присоединяется гибкий трубопровод, а к водомерной приставке — динамический расходоуказатель ДРС-60.

Для правильного учета воды водомерная приставка должна работать полным сечением, для чего перед входом в нее поддерживают примерно постоянный горизонт воды с помощью вододействующего затвора. Сегментный затвор с противовесом расположен в лотке ниже колодца. Если водовыпуск установлен в месте перехода от лотков большей высоты к лоткам меньшей высоты, то дополнительно в узел сооружения включается сифон. Он служит для сброса части воды в случае, когда глубина ее в колодце превышает расчетную.

Водовыпуск позволяет одновременно регулировать и измерять подаваемый на поливной участок расход воды, а при необходимости и сбрасывать излишнюю воду из лотка в соответствующий сбросной канал.

ЗАИЛЕНИЕ И ЗАСОРЕНИЕ КАНАЛОВ

1. Меры борьбы с заилением каналов

Борьба с заилением каналов решается путем соблюдения двух основных условий:

1) все наносы, попадающие в каналы, частично выносятся на орошаемые поля и частично откладываются в оросителях (каналах младших порядков);

2) в ирригационные системы допускаются лишь определенные по качеству и по количеству наносы, которые могут пройти через всю систему каналов и распределителей.

Первое условие соблюдается путем выбора таких скоростей в каналах, которые будут достаточны для транспортирования мелких илистых наносов через всю оросительную сеть. Для соблюдения второго условия ирригационная техника разработала ряд специальных устройств в головных сооружениях каналов (промывные шлюзы, карманы-отстойники, песколовки, пороги и др.), не допускающих крупные песчаные наносы (с диаметром фракций $d \geqslant 0{,}10$—$0{,}15$ *мм*) в оросительную систему.

Как показала практика ирригации, бороться с наносами на самих каналах значительно труднее, чем в головном водозаборном сооружении. Здесь возможно применение двух методов борьбы с наносами: 1) метод создания так называемой «критической незаиляющей скорости», при которой не происходит выпадения из воды взвешенных в ней частиц наносов; 2) метод создания по длине канала ряда отстойников-песколовок с соответствующими промывными устройствами. Указанная критическая скорость должна быть тем больше, чем больше крупность наносов, количество их в воде и глубина потока в канале, и тем меньше, чем больше уклон канала и меньше коэффициент шероховатости.

2. Формулы для определения критических скоростей и транспортирующей способности потока

На основании некоторых теоретических предпосылок и многочисленных опытных данных английским инженером Кеннеди была предложена следующая формула так называемой критической скорости:

$$v_{кр} = C_1 h^{0{,}64}.$$

Согласно исследованиям Кеннеди, $C_1 = 0{,}545$ (величина, характеризующая плотность наносов в потоке и его физические свой-

ства). Таким образом, окончательно формула Кеннеди имеет такой вид:

$$v_{кр}=0{,}545h^{0{,}64}\ м/сек.$$

Для применения этой формулы к системам каналов, отличающихся от исследованных Кеннеди, необходимо опытное определение коэффициента C_1. К настоящему времени в связи с недостаточным количеством опытных исследований по определению коэффициента C_1 пользуются методом интерполяции в границах, установленных на основании исследований существующих систем при параллельном сопоставлении источника орошения проектируемой системы с исследованными Кеннеди системами. Таким образом, в практике проектирования для определения критической скорости пользуются формулой:

$$v_{кр}=\alpha 0{,}545h^{0{,}64}\ м/сек,$$

где α — коэффициент интерполяции, зависящий от местных условий (крупность наносов, их мутность и количество, наличие кармана или отстойника в голове канала, шероховатость русла и пр.).

При большой мутности воды и крупных наносах коэффициент интерполяции α принимают равным 1,2—1,3; при светлой воде и тонких наносах $\alpha=0{,}8$—$0{,}9$; при наличии на головном сооружении кармана $\alpha=0{,}8$—1; при наличии за головным регулятором хорошо сконструированного отстойника $\alpha=0{,}6$—$0{,}8$.

При питании канала из пруда-водохранилища с помощью насосной ирригационной станции или с помощью водовыпуска, например при проектировании орошения на местном стоке в Заволжье, рекомендуется принимать коэффициент $\alpha=0{,}8$.

Для самотечных систем, питающихся из прудов-водохранилищ, проверку на заиление можно и не делать, так как вода очищается уже в водохранилище.

При выборе критических скоростей принимаются во внимание также и размеры каналов. Так, для магистральных каналов и крупных их ветвей обычно принимают коэффициент $\alpha=1{,}1$—$1{,}2$, а для групповых оросителей $\alpha=0{,}7$—$0{,}8$. При этом, конечно, учитывается и то обстоятельство, что оросительная система в начале содержит, как правило, более крупные фракции наносов.

Теоретические исследования, проведенные в 1929—1930 гг. А. А. Черкасовым, показали, что коэффициент интерполяции в формуле Кеннеди может быть выражен так:

$$\alpha=0{,}67\sqrt[8]{\varepsilon},$$

где ε — гидромеханический эквивалент наносов, вычисляемый как произведение вида:

$$\varepsilon=\mu W_0\varphi.$$

Здесь μ—весовое содержание твердых веществ в единице объема воды в *г/л* (мутность); W_0 — средняя гидравлическая крупность суспензии в $см \cdot сек^{-1}$;

$$\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma}{\sigma_1},$$

где σ_1 — удельный вес частиц материала (наносов);
σ — удельный вес среды (воды).

Размерность гидромеханического эквивалента выражается так:

$$\frac{г \cdot см}{сек \cdot л}.$$

По исследованиям А. А. Черкасова поправочный коэффициент α связан с гидромеханическим эквивалентом наносов ε в числовом выражении следующим образом:

ε	0,001	0,01	0,1	0,2	0,5	1	5	10	20
α	0,74	0,82	0,91	0,95	1,01	1,04	1,16	1,22	1,27

Н. Е. Жуковский, основываясь на чисто теоретических выводах, предложил для определения критической скорости следующую формулу:

$$v_{кр} = \frac{h}{B} + A,$$

где h — глубина воды в канале;
A и B — коэффициенты, зависящие от шероховатости дна канала, наибольшего размера неосаждаемых частиц, плотности, вязкости и мутности воды; величины этих коэффициентов для песчаных грунтов можно принимать равными: $A=0{,}24$, $B=3{,}5$.

Для облегчения расчетов по определению критических скоростей можно пользоваться следующими данными:

h, *м* . . .	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5	1,8	2,1	2,4	2,7	3	3,6	6
$v_{кр}$, *м/сек* .	0,25	0,39	0,51	0,60	0,70	0,80	0,87	0,95	1,03	1,10	1,24	1,71

На основании этих данных можно построить и соответствующий график.

При практических расчетах обычно принимают расчетную скорость в каналах по формуле:

$$v_{расч} \geqslant 1{,}05 v_{кр}.$$

Значение $v_{кр}$ с некоторым приближением можно вычислить по формуле:

$$v_{кр} \approx \alpha 0{,}545 \sqrt[3]{h^2}.$$

Б. А. Бахметьев в своей работе «Незаиляющиеся каналы», появившейся в рукописи еще в 1917—1918 гг., обнаружил чрезвычайно интересную связь, существующую между критической скоростью и так называемым критическим уклоном, при котором не происходит заиления. Количественно эта связь была им установлена с помощью совместного решения уравнений Кеннеди и Шези.

Таким образом, Б. А. Бахметьев первый отметил чрезвычайно большое значение уклона канала для его незаиляемости, что, повидимому, необходимо учитывать при проектировании.

В тех случаях, когда невозможно увеличить уклон канала до необходимой величины, в целях уменьшения заиления можно идти на понижение коэффициента шероховатости.

В силу изложенного при проектировании незаиляющихся каналов необходимо учитывать скорость, форму сечения канала и его уклон.

Советские ученые и инженеры-гидротехники, проводя теоретические и опытно-полевые исследования по вопросам заиления каналов, накопили достаточно много данных для возможности решения труднейшего вопроса о заилении каналов не через критическую скорость, а через так называемую транспортирующую способность потока.

В соответствии с нормами и техническими условиями проектирования оросительных каналов Гипроводхоза (1965 г.) расчеты транспортирующей способности воды в каналах проводятся по одной из нижеприводимых формул.

1) По ГОСТ 3908—47 (формула Е. А. Замарина) определение транспортирующей способности каналов может быть выполнено при установленных продольных и поперечных профилях канала:

$$\rho = \frac{700v}{W_0}\sqrt{\frac{RIv}{W}}\ кг/м^3,$$

где v — средняя по сечению скорость движения воды в канале, *м/сек*;

R — гидравлический радиус, *м*;

I — уклон поверхности воды;

W_0 — средневзвешенная (среднегеометрическая) гидравлическая крупность наносов, *мм/сек*;

W — условная граничная гидравлическая крупность.

Средневзвешенная гидравлическая крупность наносов определяется в зависимости от процентного содержания в воде разных фракций и от средней крупности каждой фракции. Средняя гидравлическая крупность фракции определяется по формуле А. Н. Гастунского (для наносов с малым содержанием песчаных фракций):

$$W = \frac{W_1 + 3W_2}{4}$$

или по формуле Е. А. Замарина (для наносов со значительным содержанием песка):

$$W = \frac{W_1 + W_2 + \sqrt{W_1 + W_2}}{3},$$

где W_1 и W_2 — соответственно наибольшее и наименьшее значения гидравлической крупности, характеризующие данную фракцию; $W_0 = W$, если $W > 2$ *мм/сек*, и $W_0 = 2$ *мм/сек*, если $W < 2$ *мм/сек*.

При расчетах транспортирующей способности по формуле Е. А. Замарина следует учитывать, что наблюдения, на основе которых составлена эта формула, были проведены на каналах без облицовки и растительности. Расход воды в этих каналах составлял от 0,2 до 150 *м*^{3}/*сек*, средняя по живому сечению скорость движения воды была не ниже 0,3 *м/сек*, содержание в воде взвешенных наносов не превышало 5 *кг*/*м*^{3}, а средневзвешенная гидравлическая крупность наносов всех фракций W не превышала 10 *мм/сек*.

Если заданные условия значительно отличаются от указанных, расчеты необходимо обосновать дополнительными опытными данными или теоретическими соображениями или же воспользоваться одной из приводимых ниже формул.

2) По формуле В. В. Пославского определение транспортирующей способности каналов может быть выполнено при любых значениях средней гидравлической крупности:

$$\rho = \frac{2f}{W} RI_0 \ кг/м^3,$$

где I_0 — уклон поверхности воды в десятитысячных;
f — коэффициент, который находится в пределах 0,55—0,85 и в среднем составляет 0,7; меньшее значение коэффициента f соответствует расходам не более 1 *м*^{3}/*сек*, большее — расходам более 100 *м*^{3}/*сек*.

3) По формуле С. А. Гиршкана определение транспортирующей способности каналов может быть выполнено при известных расходе воды и уклоне канала, но неустановленном живом сечении:

$$\rho = \frac{f}{W} Q^{0.4} I_0 кг/м^3,$$

где I_0 и f — то же, что в предыдущей формуле;
W — гидравлическая крупность наносов, *мм/сек*.

Эта формула позволяет лучше учитывать влияние мелких наносов ($W < 2$ *мм/сек*) на транспортирующую способность.

При отсутствии данных непосредственного определения гидравлической крупности наносов ее можно взять в зависимости от диаметра наносов по таблице 41.

Таблица 41

d, *мм*	*W*, *мм/сек*	*d*, *мм*	*W*, *мм/сек*	*d*, *мм*	*W*, *мм/сек*
0,005	0,0173	0,06	2,49	0,150	15,6
0,01	0,0692	0,07	3,39	0,175	18,9
0,02	0,277	0,08	4,43	0,20	21,6
0,03	0,623	0,09	5,61	0,225	24,3
0,04	1,11	0,10	6,92	0,25	27,0
0,05	1,73	0,125	10,81	0,275	29,7

Кроме условия незаиляемости, значение минимальной скорости определяется условиями незарастания канала. В целях предупреждения роста сорной растительности скорость в мелких каналах должна быть не меньше 0,3 *м/сек*, а в крупных каналах — не меньше 0,5 *м/сек*. Зарастание снижает пропускную способность каналов, работающих периодически, до 50—70%. Уничтожение растительности, снижающей пропускную способность каналов и влияющей на их правильную работу, является весьма сложной задачей. Основные мероприятия по борьбе с зарастанием каналов — это ежегодное скашивание растений с помощью специальных машин, а также выжигание растительности с помощью особых передвигающихся тележек и т. д.

КРЕПЛЕНИЕ ДНА И ОТКОСОВ КАНАЛОВ

1. Классификация типов креплений

Для сохранения дна и откосов каналов от разрушающего действия текущей воды, а также атмосферного влияния их защищают специальными креплениями. К устройству креплений прибегают в случае, когда угол естественного откоса грунта весьма мал, а хотят уменьшить количество земляных работ, и в случае, когда канал прорезает слой плывуна или проходит в слабом песчаном грунте, а хотят избежать выпучивания грунта, заплывания канала и подмыва его откосов, а также во многих других случаях мелиоративно-гидротехнической практики.

Все встречаемые виды креплений и одежд в зависимости от применяемых для их устройства материалов можно подразделить на следующие основные типы: 1) дерновые; 2) в виде древесных посадок; 3) фашинно-хворостяные и плетневые; 4) каменные и бетонные; 5) железобетонные.

2. Дерновые крепления

Самым дешевым и часто встречающимся материалом, который можно использовать для укрепления дна и откосов каналов от размыва, является дерн. Этот материал применим только при небольших скоростях движения воды в каналах (не больше 1 *м/сек*), проходящих в слабых лёссовых или песчаных грунтах. Значительно увеличивая коэффициент шероховатости, одерновка каналов ведет к существенному уменьшению скоростей движения воды в каналах. Крепление дерном может применяться лишь для тех частей откосов, которые не всегда находятся под водой (где дерн может прорасти). Это положение следует считать отрицательным свойством дерновых креплений.

Прежде чем приступить к устройству дернового крепления, откос необходимо выправить и спланировать. Для крепления откосов выбирается дерн с низкой травяной растительностью, с густыми и крепкими корнями. Обычно дерн режется в виде прямоугольников длиной 50 *см* и шириной 30 *см* при толщине 8—10 *см* по шнуру лопатами или особым резаком, который тянут на веревке или цепи. При резке дерна следует предусматривать косые кромки дернин в целях более плотной укладки их в закрой без образования щелей после усыхания. Нередко дерн снимают лентами, которые скатывают затем в рулоны. В таком виде дерн удобно перевозить (он не осыпается), в настиле он прочнее и требует меньшего количества спиц для прибивки.

Дерновые работы обычно производят или весной, или в конце лета, так как в жаркое время дерн быстро высыхает и требует обильной поливки.

Дерновое крепление каналов можно устраивать тремя способами.

Первый способ, применяемый в каналах при малых скоростях движения воды (до 0,75 *м/сек*) как временная мера впредь до зарастания канала травой и до осадки бровок, состоит в покрытии дна и откосов лентами дерна с квадратными промежутками по 1—1,5 *м* (рис. 47, *а*), которые обычно засевают низкорослыми травами. Толщина насыпаемого растительного слоя 5—12 *см*, для песчаных и засоленных грунтов 15—20 *см*. Чтобы дернины не сползали, их прибивают к земле деревянными спицами длиной 30 *см*, по 2—4 спиц на каждую дернину.

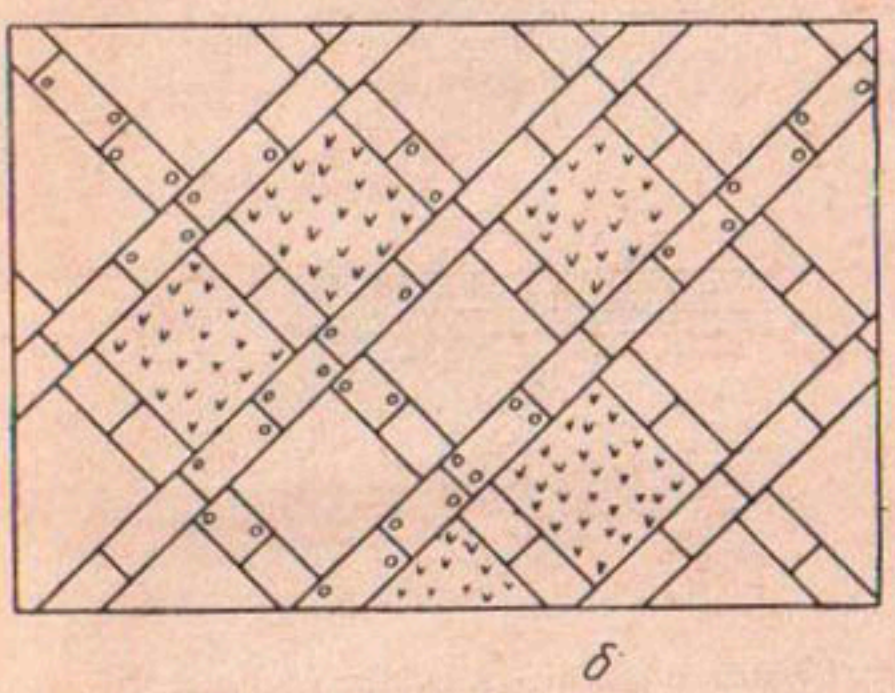


Рис. 47. Покрытие дна и откосов канала лентами дерна с квадратными промежутками по 1,00—1,50 *м* в стороне (*а*) и покрытие ложа канала сплошной дерновой кладкой (*б*).

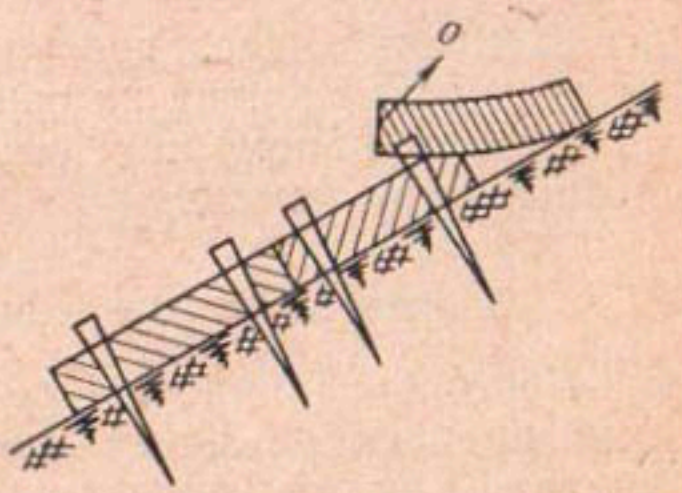


Рис. 48. Дерновая лента *а*, предохраняющая дерновую одежду от затекания под нее воды.

Второй способ дерновой кладки состоит в сплошном покрытии ложа канала дерном с перевязкой швов (рис. 47, *б*). Кладку дернины можно вести или перпендикулярно к бровкам и дну, или же под углом к ним. Последний прием более рационален. Верхний ряд дерна по откосу канала обычно покрывается дерновой лентой *а* (рис. 48) в целях предохранения дерновой одежды от просачивния под нее воды.

Третий способ, применяемый в каналах, проложенных в слабых грунтах, при больших скоростях движения воды (до 1,8 *м/сек*) состоит в покрытии ложа канала несколькими рядами дерна с перевязкой швов (рис. 49). Дно канала обычно закрывается 3—4 рядами дерна, а по откосу укладывается ступенчатая стенка путем отступления с каждой дерниной внутрь на 8—10 *см* для образования соответствующего проекту откоса. При этом способе

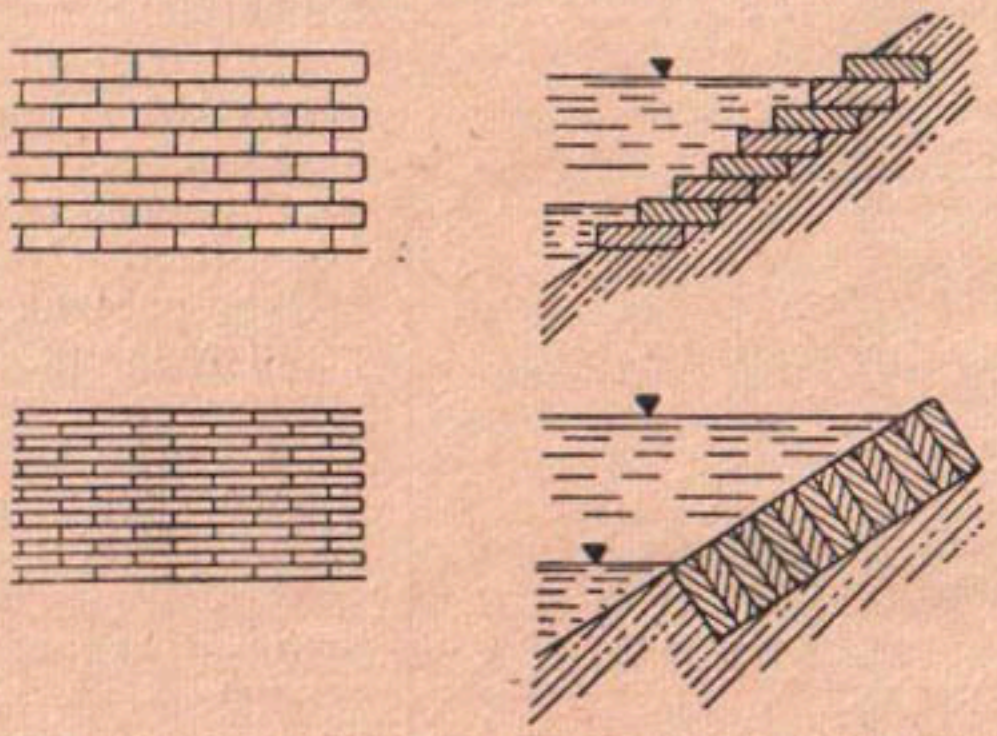


Рис. 49. Дерновка в кладку.

необходимо тщательное трамбование дернин деревянными колотушками и прибивка их спицами. При плохом грунте откосов (например, песчаном) под дерновую одежду необходимо подсыпать черноземную землю.

3. Крепление откосов с помощью древесных посадок

Постоянное присутствие воды в больших каналах и регулярный пропуск ее через малые каналы создают благоприятные условия для крепления их откосов лесными насаждениями.

Развесистая низкая и широкая крона деревьев и кустарников, затеняя каналы, значительно уменьшает испарение с поверхности воды, а кроме того, является единственной рациональной мерой борьбы с зарастанием.

Посадки производят семенами, черенками и саженцами. Самыми лучшими породами для посадок являются все разновидности семейства *Salix* — тал, верба, лоза, ива, тополь и пр.

Посадку производят по откосу рядами горизонтальными или наклонными по течению с расстоянием примерно 1 *м* между рядами и 0,3 *м* между черенками.

Обсадку каналов деревьями практикуют не только для затенения каналов, но и по соображениям чисто хозяйственным (особенно в безлесных районах — Заволжье, Средней Азии и др.) в

целях использования древесной растительности по каналам для эксплуатационных нужд.

Не следует производить посадку деревьев на бровках канала, так как это препятствует механизации очистки каналов, поскольку, с одной стороны, корневая система часто выходит на поверхность откосов канала и, с другой стороны, из-за отсутствия берм очистительные машины не могут проходить. Корневая система, выходящая на поверхность откосов, увеличивает смачиваемый периметр и служит источником для возникновения вихревых движений струй. Вследствие этих соображений рекомендуется отодвигать посадки от бровки канала за дамбу, если канал проходит в полувыемке-полунасыпи или в насыпи, и оставлять с обеих сторон канала бровку шириной не менее 0,75 *м* для удобной ходьбы вдоль канала во время его чистки, ремонта или осмотра, если канал проходит в выемке (например, в осушительных каналах).

4. Фашинно-хворостяные и плетневые крепления

Материалом для устройства фашинно-хворостяных и плетневых креплений служат тал, верба и другие виды пород этих деревьев. Хворост и колья следует употреблять свежие, могущие давать корни и ростки.

Рис. 50. Применение хворостяной выстилки и фашинных канатов для крепления откосов:
1 — прутяные клапаны; *2* — хворостяная выстилка.

Приведем наиболее распространенные и простые типы фашинно-хворостяных и плетневых креплений дна и откосов каналов, получившие применение в мелиоративно-гидротехнической практике.

На рисунке 50 показано крепление откосов хворостяной выстилкой и фашинными канатами. По спланированному откосу перпендикулярно бровке делают выстилку из хвороста толщиной около 0,3 *м* с переменным чередованием комлей в ту и другую сторону. Поверх хвороста параллельно бровке откоса на расстоянии 1 *м* друг от друга укладывают фашинные прутяные канаты или жерди, прибивая их к земле свежими таловыми кольями с крюками вверху.

Если во время паводков наблюдается смыв откосов подвижного мокрого грунта по направлению к оси канала (что часто бывает на осушительных каналах при прохождении их в глее, болотном лёссе и других подобных грунтах), в качестве защитной одежды можно применять конструкцию, представленную на рисунке 51. Это крепление состоит из матов, сделанных из камыша

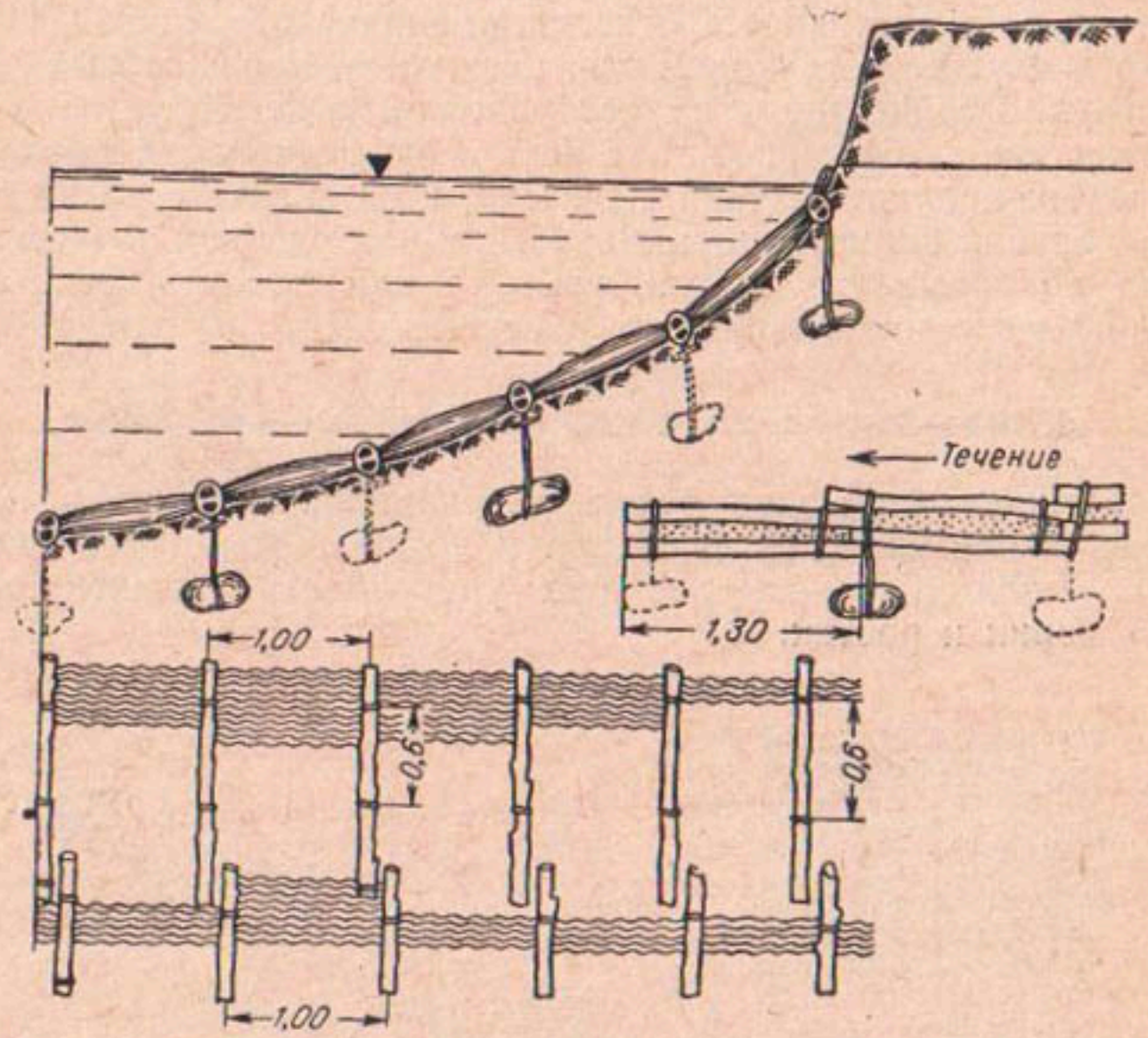


Рис. 51. Применение матов, сделанных из камыша или тонкого ивового хвороста.

или тонкого ивового хвороста. Через каждый метр слой камыша или ивняка туго закрепляется между двумя плоско окантованными хворостинами, соединенными между собой оцинкованной проволокой. Маты укладываются так, чтобы вода двигалась перпендикулярно прутьям камыша или ивы. В целях предупреждения сноса матов и более плотного сопряжения их с руслом они снабжаются анкерами из камней весом до 10 *кг*, подвязанных на проволочных тягах длиной 0,5 *м*. Камни под действием своего веса погружаются в размягченный грунт, обеспечивая плотное и устойчивое соприкосновение матов с поверхностью текучего грунта. После покрытия матами всей поверхности размываемого текучего грунта откос восстанавливается и оползание бровок его обычно прекращается.

Крепление откосов одними фашинными или прутяными канатами (рис. 52) можно производить следующим образом: подготовив откосы, на них укладывают канаты горизонтально или несколько наклонно на расстоянии около 0,5 *м* друг от друга, прибивая их в местах пересечений кольями, имеющими на конце крючок; промежутки между канатами могут быть засыпаны землей и

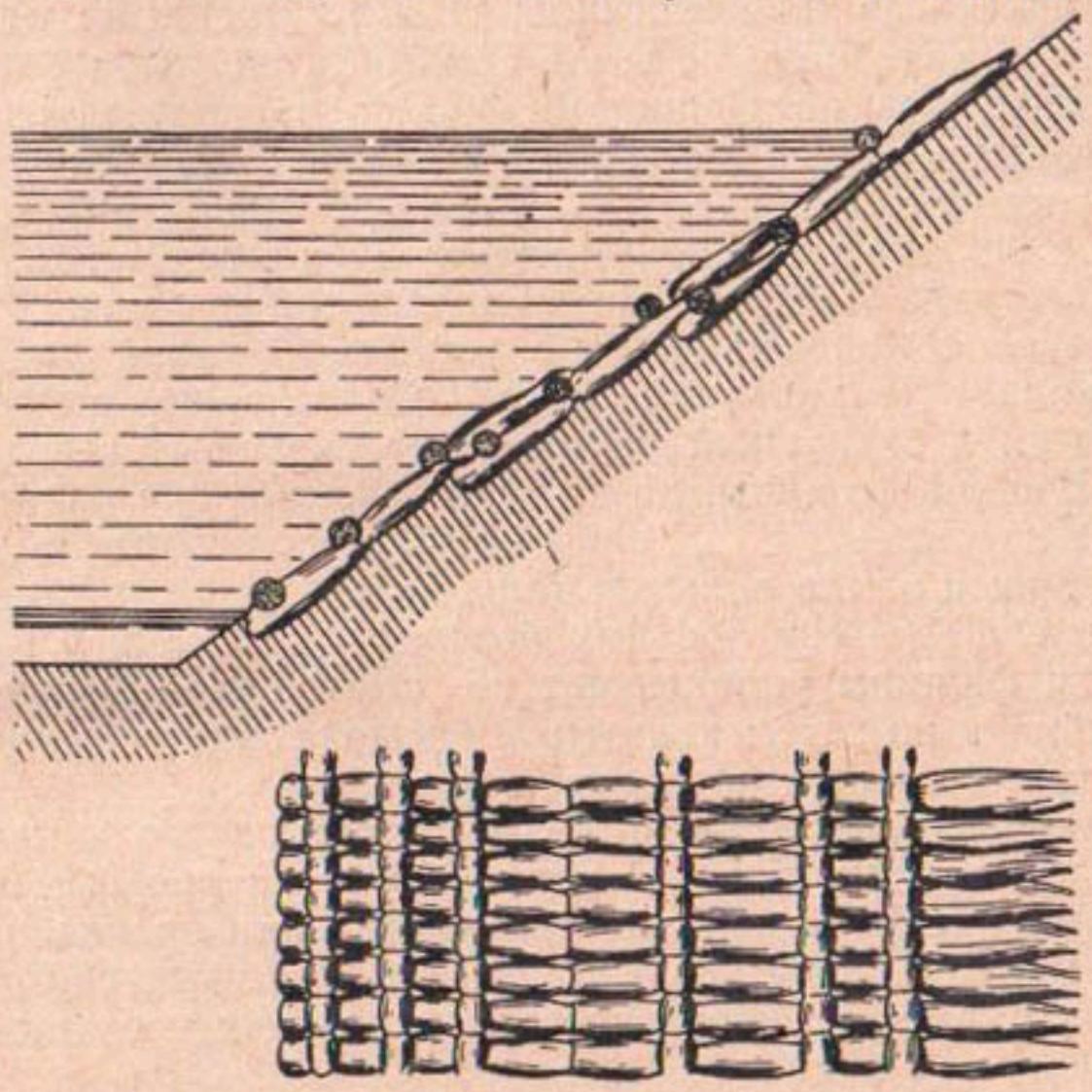


Рис. 52. Один из способов укрепления откосов каналов фашинами.

засеяны травой или же заполнены дерном, а при благоприятных условиях зарастают сами собой. Крючком кола захватывают канат и притягивают его к земле.

Плетневое крепление может быть выполнено в виде плетневой вертикальной или наклонной стенки, забиваемой в грунт у подошвы откоса. Верх стенки располагают немного выше уровня летних вод. Плетневая стенка состоит из кольев толщиной 5 *см*, забиваемых на глубину 0,6—0,75 *м* в грунт откосов. Расстояние между кольями составляет 0,4—0,5 *м*; колья оплетают хворостом, причем лучшим хворостом считается ивовый.

Плетневое крепление откосов будет устойчивым, если за плетень набить слабо размываемый грунт, например торф или дерн, хорошо утрамбованную глину, фашины и т. д.; в противном случае за плетнем начинается размыв грунта и откос разрушается.

Кроме того, плетень должен быть плотным. Забивка грунта за наклонный плетень более затруднительна, но такой плетень устойчивее.

Фашинное крепление откосов совершеннее плетневого, так как благодаря большей плотности крепления и большей толщине защитного слоя лучше предохраняет откосы от размыва и оползания. Стоимость фашинного крепления при наличии на месте работ необходимого материала не выше стоимости плетневого крепления.

Крепление откосов фашинами может производиться самыми разнообразными способами. Простейший способ состоит в укладке фашин по откосу перпендикулярно оси канала метлами вверх. Если откос большой, то кладут несколько рядов фашин, укрепляя низ каждого ряда. Для удобства накладывания одной фашины на другую откос обычно планируют уступами длиной до 1,5 *м*, на которые кладут двухметровые фашины. Последние комлем упираются в уступ и верхушкой на 70 *см* перекрывают вышележащую фашину. Уложив фашины, на них параллельно оси канала кладут канаты на расстоянии 0,7 *м* один от другого и вместе с фашинами прибивают их к земле кольями толщиной 6—8 *см* и длиной около 1 *м*; расстояние между кольями берется в пределах 0,5—1 *м*.

Иногда фашины укладывают по откосу параллельно оси канала, прибивая их затем кольями и засыпая сверху глиной с тщательным трамбованием последней.

Хороший тип крепления откосов осушительного канала с применением фашин, плетня и дерна показан на рисунке 53.

Фашинные тюфяки находят применение при креплении небольших размываемых участков каналов. На Голодностепском канале (Узбекистан) вместо хворостяного крепления с успехом применяют камышовое.

5. Каменные крепления

Камень является прекрасным материалом для крепления откосов каналов, дамб и других гидротехнических сооружений. Простейший тип крепления камнем — обыкновенная мостовая из булыжника на слое мха или соломистого навоза, а при легко размываемом грунте на слое песка, гравия или щебня, что, конечно, гораздо лучше соломы или мха, которые загнивают, способствуя разрушению мостовой под действием волн. Практика применения каменной мостовой на слое гравия или щебня показала, что она прочна, упруга, сравнительно дешева, проста в исполнении и ремонте. В пользу каменной мостовой говорит также и то обстоятельство, что при расширении канала в будущем по тем или иным соображениям мостовая легко может быть разобрана и материал ее вновь целиком использован для новых откосов.

Предназначенную для мощения поверхность предварительно планируют, затем засыпают слоем песка или гравия толщиной 15—20 *см*, после чего производят укладку на ней камней, причем камни ставят как можно плотнее друг к другу тычком, т. е.

наибольшим измерением перпендикулярно замащиваемой поверхности; промежутки между камнями тщательно заполняют щебнем, после чего вымощенную поверхность трамбуют. Во избежание оползания мостовой у подошвы откоса канала устраивают в отдельных случаях плетневую стенку, иногда забивают ряд кольев или укладывают так называемые бордюрные камни (предпочтительнее всего).

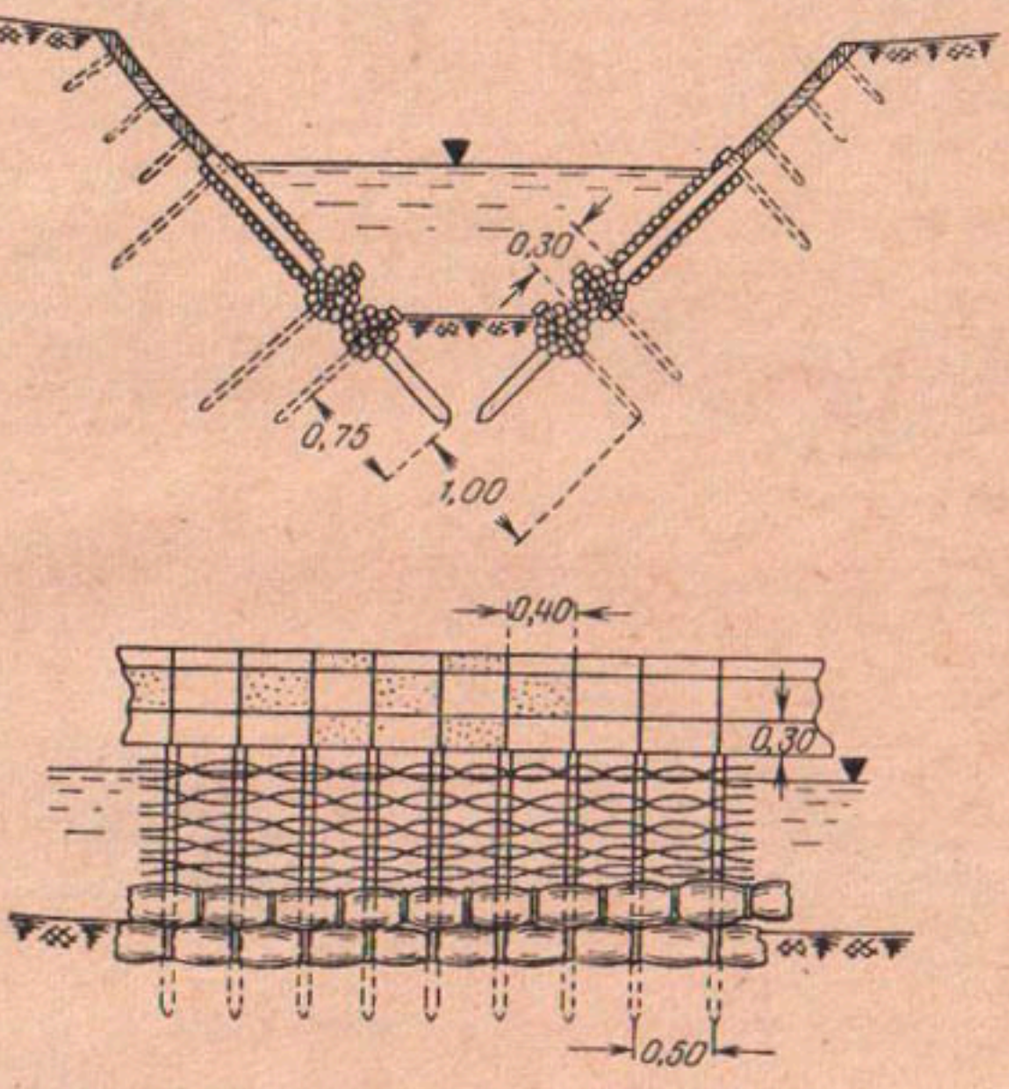


Рис. 53. Крепление откосов осушительного канала с применением фашин, плетня и дерна.

Для бордюра выбирают самый крупный камень (25—40 *см*). Укладку его начинают с установки по шнуру и под нивелир верстовых камней, которые располагают через каждые 40—50 *м* друг от друга. Между верстовыми камнями с помощью визирок через 10—15 *м* укладывают промежуточные камни. Работы начинают с концевой части канала, продвигаясь вверх по течению. Одновременно с мощением дна производят укладку камня по откосам канала. Укладку камня на откосах при всех видах мощения начинают снизу от подошвы вверх к бровкам. Камни в первом нижнем откосном ряду по величине должны быть или равны бордюрным, или ненамного меньше их.

На рисунке 54 представлены конструктивные детали одиночного мощения откосов каналов: сопряжение откосов с дном в че-

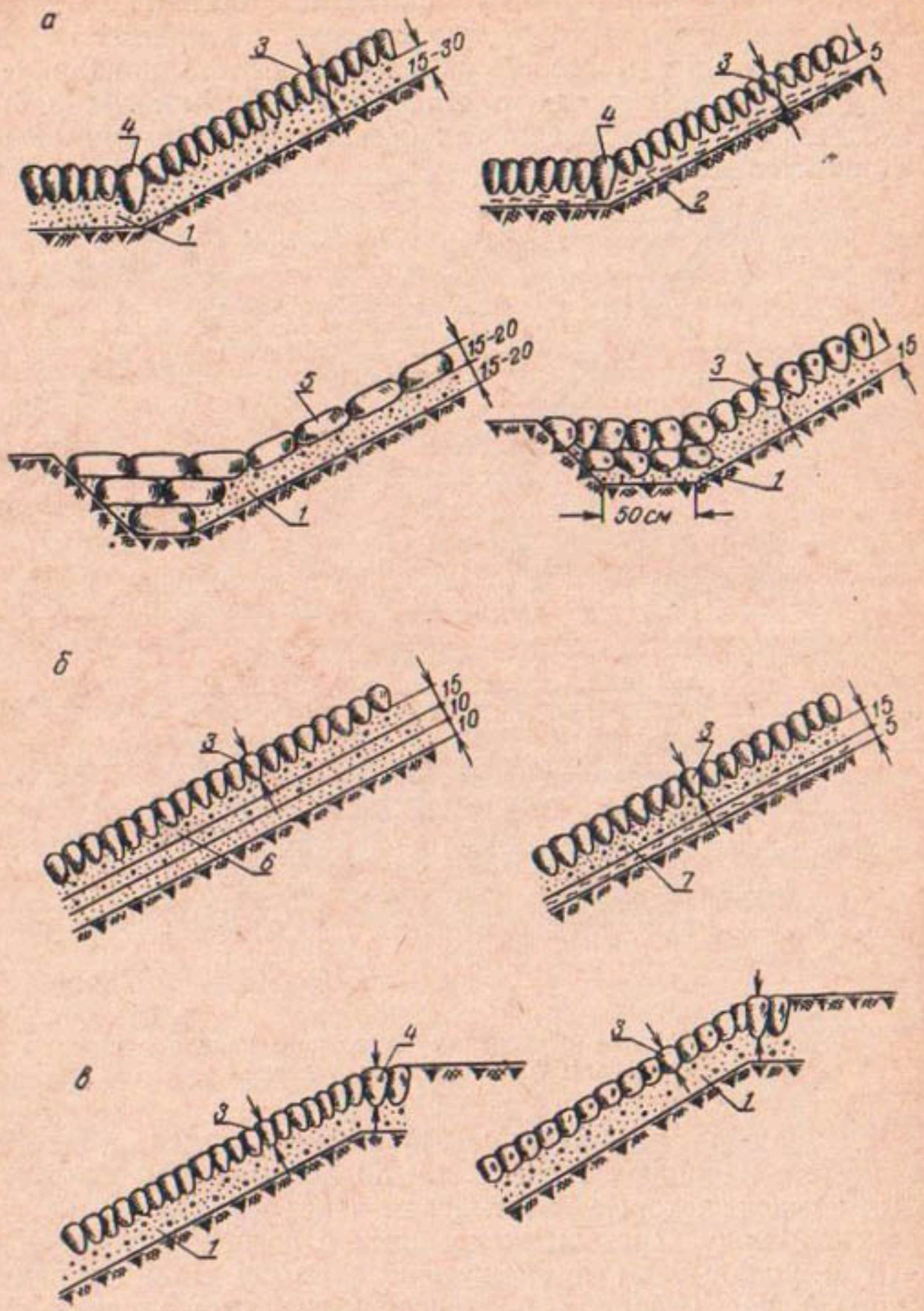


Рис. 54. Одиночное мощение канала: сопряжение откоса канала с дном *(а)*, мощение откосов канала *(б)*, сопряжение откоса с гребнем дамбы *(в)*:

1 — подготовка из гравия и щебня; *2* — подготовка из мха; *3* — камни размером 15—30 *см*; *4* — камни размером 25—40 *см*; *5* — постелистый камень; *6* — трехслойная подготовка в виде обратного фильтра; *7* — двухслойная подготовка из гравия и мха.

тырех вариантах, мощение откосов в двух вариантах и сопряжение откосов с гребнем дамбы в двух вариантах.

На рисунке 54, *а* (первый вариант) подготовка под мостовую выполнена в виде трехслойного обратного фильтра, причем толщина первого и второго слоев составляет не меньше 10 *см*, а толщина третьего слоя — не меньше 15 *см*. Многослойные обратные фильтры рекомендуется устраивать при наличии значительных скоростей потока ($v>3$ *м/сек*) и при выклинивании грунтовых вод на откосах каналов. Крупность частиц (фракций) последующего слоя обратного фильтра по отношению к предыдущему должна увеличиваться в 5—10 раз. Например, если первый слой состоит из песка средней крупности 0,5 *мм*, то второй слой должен состоять из гравия диаметром 2,5 *мм*, а третий слой — из гальки диаметром 12,5 *мм*. При укладке материалов в обратные фильтры их слегка трамбуют ручными трамбовками. Особое внимание следует обращать на тщательность и равномерность уплотнения слоя грунта, непосредственно соприкасающегося с обратным фильтром.

На рисунке 54, *б* (второй вариант) двухслойная подготовка выполнена из гравия (толщина слоя 15 *см*) и мха (толщина слоя 5 *см*). Мох применяется преимущественно сфагновый, как наиболее устойчивый против гниения. Его следует брать из верхнего, неразложившегося слоя (до 40 *см*) торфяника и высушивать. Мох не должен содержать примеси земли, травы и листьев.

Торф пригоден для крепления в следующих случаях:

а) степень разложения его не превышает 15%;

б) он не содержит трудно удаляемых минеральных включений и древесных неразложившихся остатков;

в) он состоит преимущественно из сфагнума или гипнума, или из волокнистых остатков смеси этих растений;

г) коэффициент фильтрации его под давлением 50 *кг/см*^{2} не менее 0,005 *см/сек;*

д) влажность его находится в пределах 68—80%.

При отсутствии мха или торфа может применяться свежая или даже старая, но не гнилая солома; желательно применять рисовую солому.

При большой скорости движения воды в канале (3,5—5 *м/сек*) применяют двойное мощение на подготовке из гравия или щебня, конструктивное оформление которого представлено на рисунке 55 в четырех вариантах: из двух слоев камня, из двух слоев камня с верхним слоем в прикол, из камня двойной высоты и из камня двойной высоты с упором.

Весьма прочным креплением является мощение камнем в плетневых клетках-корзинах. Для этого по спланированному откосу перпендикулярно к нему забивают рядами колья с расстоянием 1—1,2 *м* между рядами и между кольями в рядах. Колья длиной 0,8—1,2 *м* забивают в грунт откоса на глубину 0,7 *м*. Между кольями делают оплетнение. В квадратных пространствах между

плетнями вынимают грунт и производят мощение тычком на мху, на соломистом навозе или на слое гравия с песком. Мощение камнем в плетнях может быть допущено лишь для откосов, постоянно находящихся под водой.

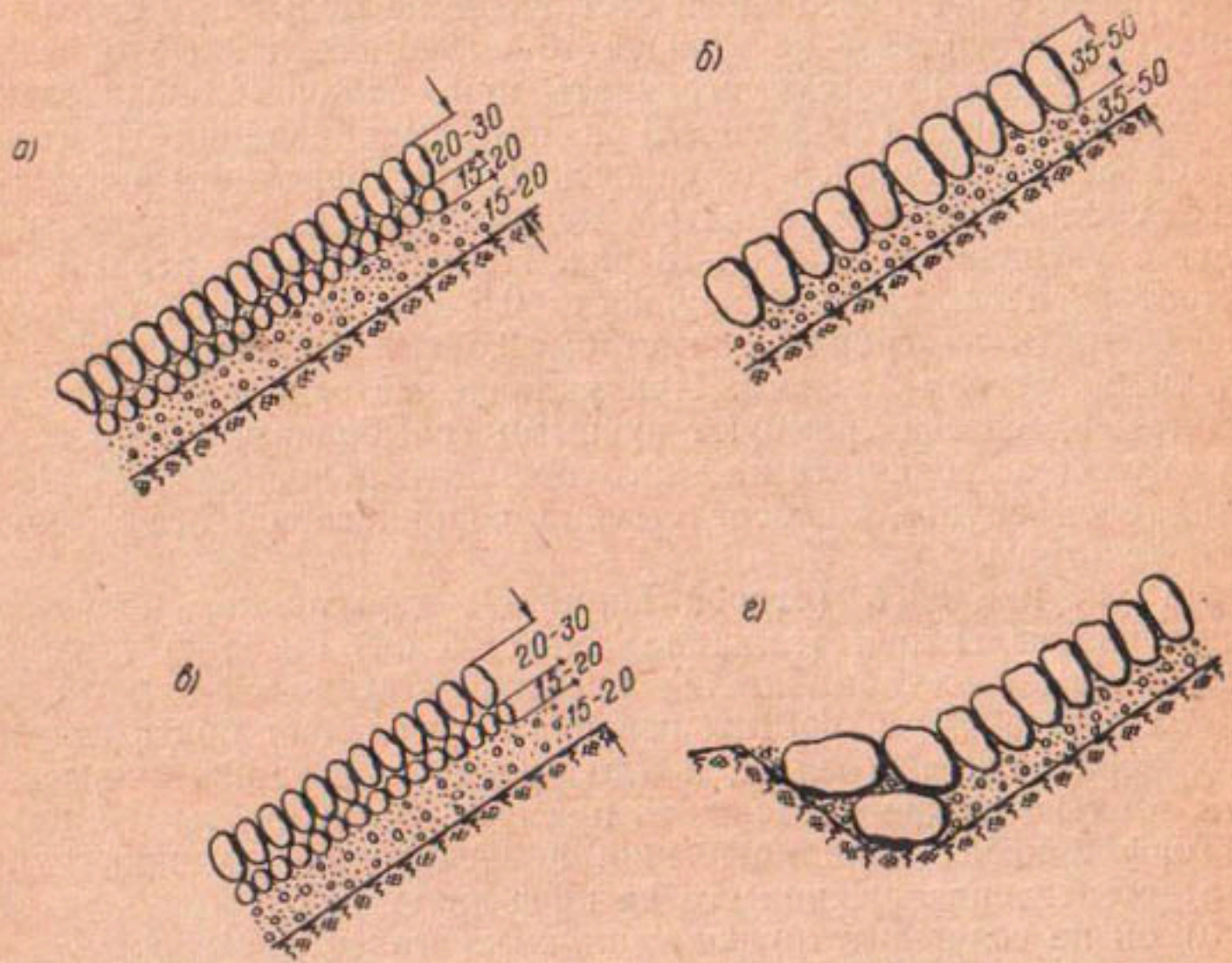


Рис. 55. Двойное мощение в четырех вариантах:
а — из двух слоев камня; *б* — из камня двойной высоты; *в* — из двух слоев камня (верхний слой в прикол); *г* — из камня двойной высоты с упором.

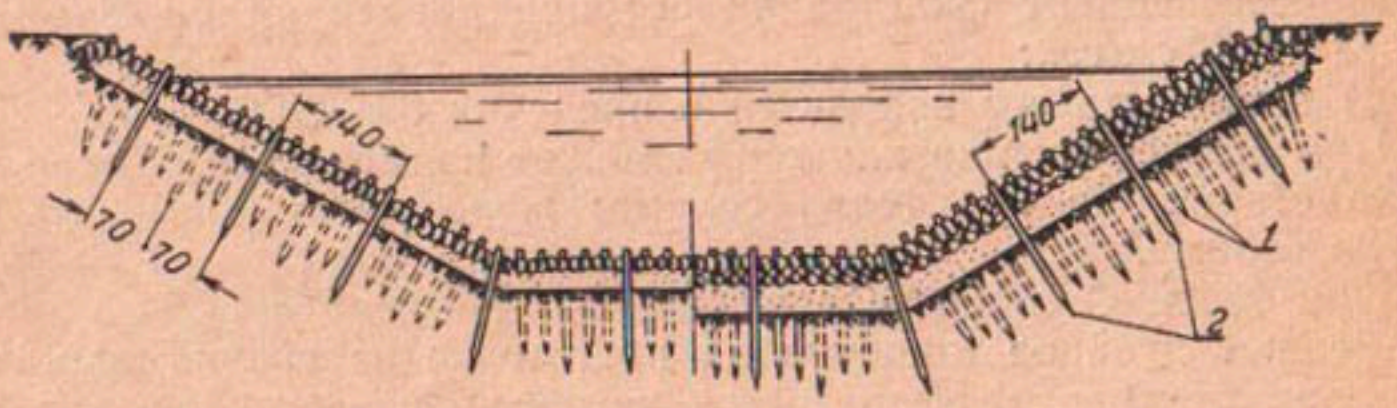


Рис. 56. Мощение канала в плетневых клетках (поперечное сечение и план канала):
1 — колья диаметром 4—8 *см*; *2* — колья диаметром 6—10 *см*.

Мощение канала в плетневых клетках (поперечное сечение) показано на рисунке 56, а детали этого мощения для одиночного и двойного мощения показаны на рисунке 57.

На рисунке 58 приведен тип крепления откосов с помощью одиночной мостовой на слое щебня, принятый в проекте Волго-

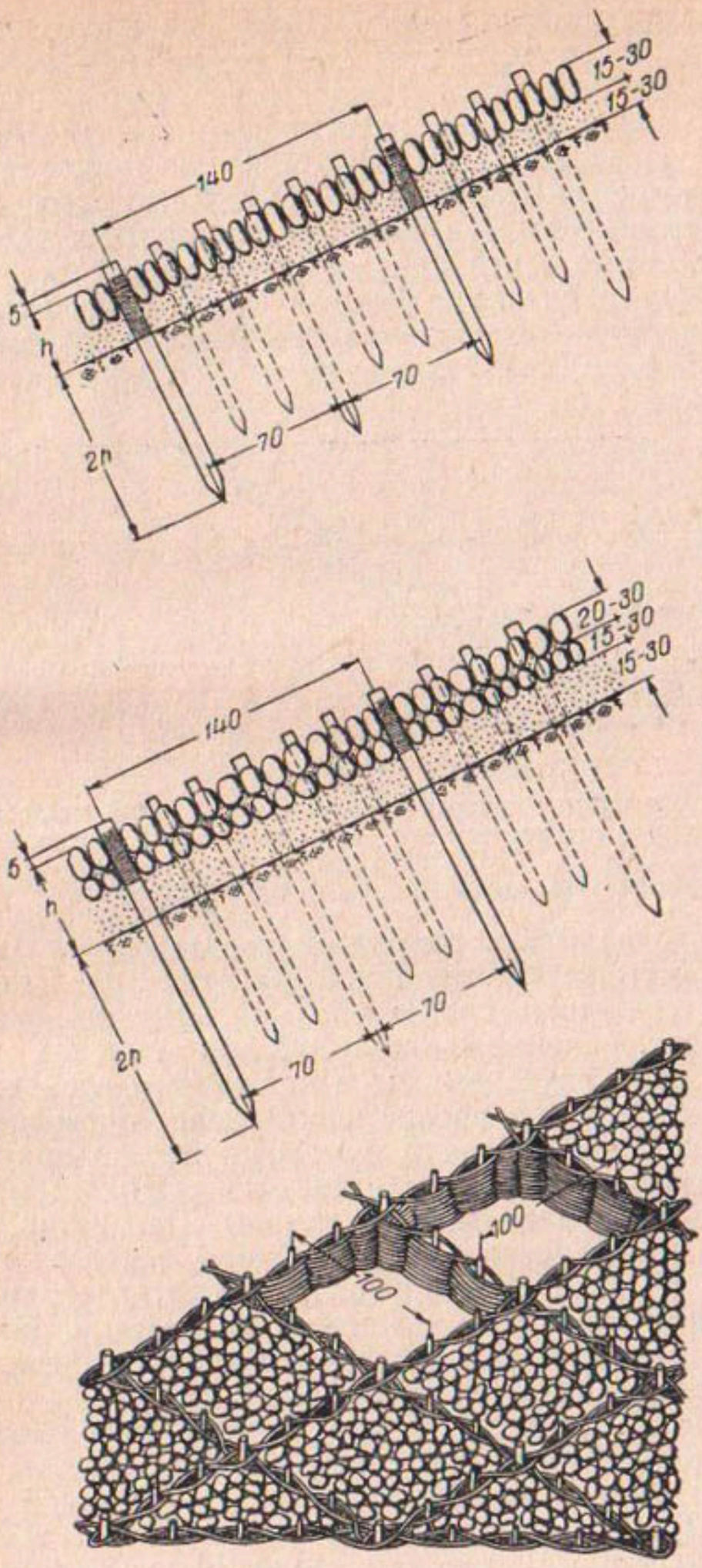


Рис. 57. Детали мощения канала в плетневых клетках для одиночного и для двойного мощения.

Донского судоходного канала. Подобное крепление оказалось достаточно эластичным, следуя всем изменениям откосов при их осадках, не страдает от колебаний температуры и действия морозов, легко ремонтируется разобранным старым материалом и хорошо предупреждает вымыв грунта из-под мостовой.

При прохождении каналов в выемках нередко встречаются участки с мелкозернистыми песками, требующими перехода к более пологим откосам, что при малой длине участка трудно осуществимо. В этом случае с успехом может быть применен слой гравелисто-галечной отсыпки толщиной около 30 *см* с крупностью зерен 7—8 *см*; при более мощном слое через каждые 30 *см*

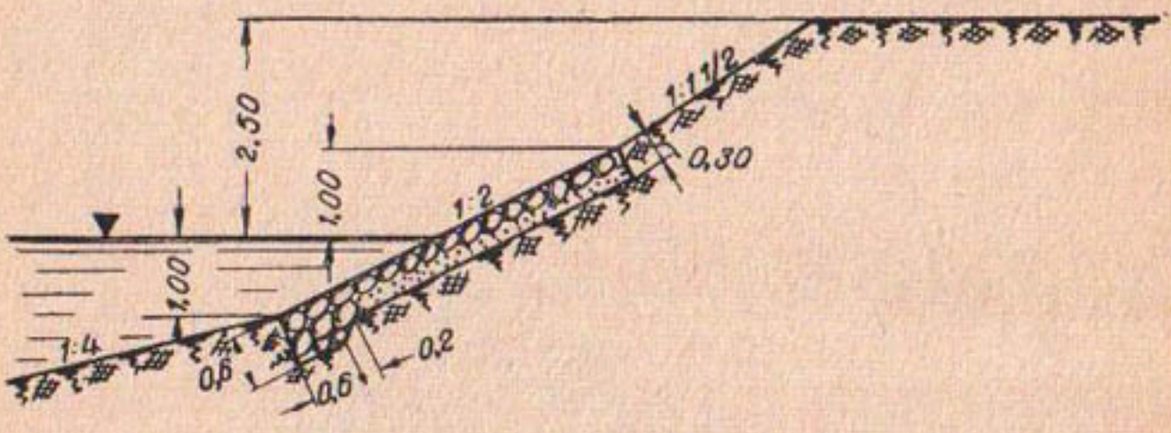


Рис. 58. Укрепление откосов с помощью одиночной мостовой на слое гравия и щебня, принятое в проекте Волго-Донского судоходного канала.

необходимо прокладывать тонкую фашинную прослойку, что сообщает всей отсыпке бóльшую устойчивость и является весьма эффективным средством против оползания и оплывания грунта. Такое крепление, например, применено на каналах Баварских гидростанций. При глубине воды в канале 4 *м* слой гравелистой отсыпки толщиной 30 *см* вполне обеспечивает прочность откосов.

При прохождении канала в плывунах хорошо применять для крепления каменную наброску с обратным фильтром (судоходные каналы в Германии, большие каналы Шанонский, Квинсток-Чипава и др.). Повышенная шероховатость живого сечения при этом способе крепления ограничивает область его применения только большими каналами с малыми скоростями. Положительной стороной этого вида крепления являются дешевизна производства работ и удобство ремонта.

Если на месте имеется камень, хорошо разбивающийся на плитки, крепление можно вести так, как указано для дерновых типов, причем камень укладывается по выровненной поверхности плашмя. Под камнями не должно оставаться пустот, которые могут привести к осадке крепления. Более прочным креплением будет кладка камней в стенку, причем кладку можно вести насухо или же на каком-либо растворе — глинистом, известковом или цементном.

Крепление откосов каналов кирпичной одеждой (красный или пережженный кирпич) применяется на участках каналов с очень значительным уклоном, на крутых закруглениях, в подводящих и отводящих руслах искусственных сооружений, а также в каналах, служащих для подачи воды на питьевые нужды. Конечно, употреблять кирпич в качестве одежды можно лишь там, где его выделка и доставка обходятся значительно дешевле камня. Нам кажется, что этот тип крепления должен занять надлежащее место при проведении ирригационных работ в Заволжье, а также в других районах СССР.

Мощение кирпичом в зависимости от скорости движения воды в канале производится на глине, на растворе из цемента или извести. В целях уменьшения стоимости мощения иногда поступают так: дно и нижние ряды кирпича кладут на цементном или известковом растворе, а верхние ряды — на глине. В случае если канал должен транспортировать воду и в зимнее время, над ним делают кирпичный свод, который покрывают сверху слоем земли.

Мощение дна и откосов канала обычно делают в $^1/_2$ кирпича, отступая с каждым рядом на $^1/_4$ кирпича для образования откоса. Иногда при выстилке кирпича его кладут плашмя, но это крепление менее прочно.

Наилучшее мощение из пережженного кирпича железняка получается при укладке его на слое песка, гравия или щебня в елочку на ребро.

6. Бетонные и железобетонные крепления

Бетонные и железобетонные одежды весьма часто применяют для крепления дна и откосов каналов, особенно оросительных, с целью сбережения воды.

Конструкции этих видов креплений, а также способы производства работ разобраны нами достаточно подробно в главе о мероприятиях по борьбе с фильтрацией воды в каналах. Здесь укажем лишь на применение для крепления дна и откосов ирригационных каналов монолитных армобетонных и сборных железобетонных плит.

На рисунке 59 показано крепление из монолитных армобетонных плит. Плиты изготовляют на месте и укладывают на щебеночную подготовку. Под швами устраивают ленточные обратные фильтры. Размеры плит по типу Главтранспроекта от $5\times5\times(0{,}2—0{,}4)$ *м* до $10\times10\times(0{,}2—0{,}4)$ *м*, по типу Ленгипроводхоза $15\times10\times0{,}12$ *м*. Затраты материалов в $м^3$ на 1 $м^2$ крепления:

	По типу Главтранспроекта	По типу Ленгипроводхоза
Железобетон	0,2—0,4	0,12
Щебень	0,155—0,2	0,10
Песок крупный	0,04—0,094	0,01

Под плитами устраивается однослойная подготовка из разнозернистого гравия или щебня толщиной не менее 10 *см*.

Размеры железобетонных плит, принятые в практике проектирования, а также удельный расход железобетона и арматуры приведены в таблице 42.

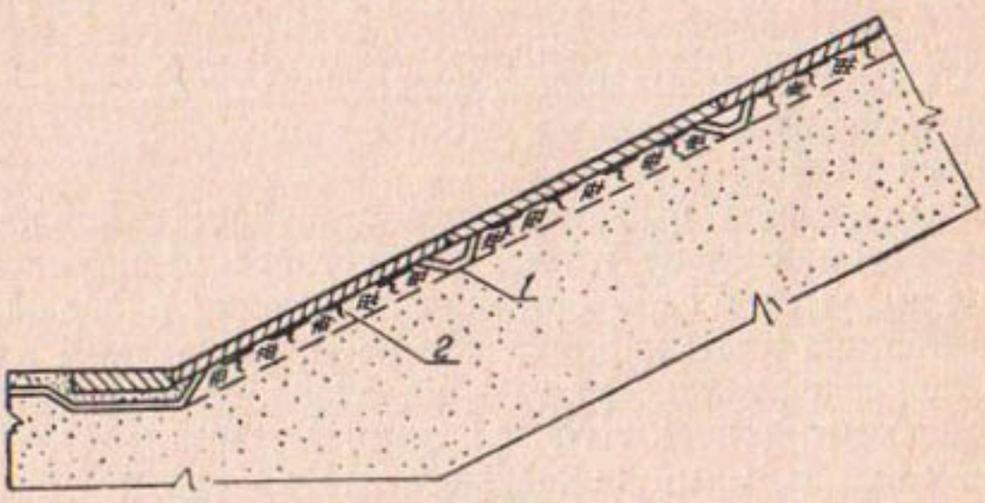


Рис. 59. Конструкция крепления из монолитных армобетонных плит:

1 — ленточный обратный фильтр; *2* — подготовка.

Таблица 42

Название института	Размеры железобетонных плит, *м*			Удельный расход на 1 $м^2$ крепления	
	длина	ширина	толщина	железобетона, $м^3$	арматуры, *кг*
Ненапряженный железобетон					
Гипроводхоз	4	3	0,05	0,05	3,37
	3	2	0,05	0,05	1,88
Средазгипроводхлопок	4	2	0,08	0,08	3,64
	3	2	0,08	0,08	3,44
	5	2,8	0,08	0,08	3,75
Гидропроект	3	3	0,08	0,08	6,45
САНИИРИ	4	2	0,08	0,08	2,16
Предварительно напряженный железобетон					
Гипроводхоз	4	3	0,045	0,045	1,56
	3	2	0,045	0,045	0,80

Из приведенных данных видно, что переход к напряженному железобетону обеспечивает экономию бетона и арматуры.

ПРОСАДКИ ДНА И ОТКОСОВ КАНАЛОВ

1. Сущность явлений просадок и их распространение

Для прочности и надежности работы каналов, занимающих первое место как по стоимости, так и по объему работ среди сооружений ирригационной системы (50—70%), необходимо, чтобы почвогрунты, в которых и из которых они возводятся, обладали достаточно удовлетворительными качествами.

Почвогрунты большинства орошаемых районов СССР (Средняя Азия, Северный Кавказ, Закавказье и др.) относятся к лессам и лёссовидным суглинкам и супесям, склонным при обильном смачивании давать большие просадки, приводящие нередко к тяжелым деформациям как самих каналов, так и гидротехнических сооружений на них (перепадов, быстротоков, шлюзов-регуляторов и пр.).

Под просадкой понимается резкое уплотнение в результате замачивания лёссового грунта (носящее провальный характер), находящегося в напряженном состоянии от внешней нагрузки и собственного веса.

К основным внешним признакам лёссовых просадочных грунтов относятся:

1) высокая пористость (от 44 до 54%) с видимыми простым глазом вертикальными канальцами (макропористость) и ходами мелких землероев;

2) способность сохранять в сухом состоянии вертикальные откосы значительной высоты;

3) быстрое размокание в воде и сравнительно большая водопроницаемость;

4) светлая однородная окраска грунта — от палевых до светло-коричневых тонов при невысокой влажности (степень влажности не превышает 0,6);

5) однородность состава при высокой пылеватости (содержание пылеватых частиц обычно превышает 50%, глинистых редко превышает 10—15%) и отсутствие мелкой слоистости;

6) высокая засоленность карбонатом кальция (в виде «белоглазки»), гипсом, а также легкорастворимыми солями.

Просадки резко проявились на Мало-Кабардинских и Терских каналах на Северном Кавказе, на Вахшской системе в Таджикистане, на Караспанской системе в Казахстане, на Джунской системе в Узбекистане и др. и потребовали в ряде случаев больших дополнительных затрат на борьбу с ними.

Обычно на вновь выстроенных каналах просадка проявляется вслед за пропуском по ним воды в виде опусканий дна и откосов канала и образований вертикальных трещин с обеих сторон вдоль канала. Это опускание сопровождается нарушением сплошности оседающего массива, распадающегося по возникающим трещинам на отдельные, параллельные каналы террасы, причем величина вертикального смещения этих террас уменьшается в стороны от канала, в силу чего поперечный профиль зоны деформаций приобретает ступенчатый вид.

Опускание дна обычно колеблется в пределах 1—2 *м*. Количество параллельных каналам террас оседания составляет четыре-пять, но иногда бывает и большим. Относительное вертикальное смещение террас непостоянно и колеблется от нуля (для наиболее удаленных от канала участков) до 0,5 *м*; однако ближайшая к каналу терраса не всегда смещается больше других. В редких случаях относительное смещение террас достигает 0,75—1 *м*.

Для террас оседания весьма характерно приобретение их поверхностью некоторого уклона или же увеличение уклона, существовавшего до деформации, в сторону канала. Этот признак почти постоянен. Ширина деформирующейся зоны колеблется как для разных районов, так и в пределах одной и той же ирригационной системы. Так, на магистральном канале Новый Джун (Ташкентский район) с расходом в несколько кубических метров осадка захватывает полосу, края которой отстоят от бровки канала на 4—20 *м*.

По линии террас обычно образуются сужающиеся к низу глубокие трещины, которые достигают 7 *м*, а в исключительных случаях 13—15 *м*. Появление трещин как бы указывает на уплотнение грунта не только в вертикальном, но и в горизонтальном направлении, хотя большинство исследователей считает, что горизонтальные перемещения частиц грунта при просадках почти отсутствуют.

По отношению к каналу террасы оседания расположены более или менее симметрично. Лишь в тех случаях, когда канал проходит на склоне, можно отметить более интенсивное оседание высокого берега. Это явление, по-видимому, закономерно.

В некоторых случаях просадки происходят в результате карстовых явлений и выноса мельчайших почвенных частиц. Явления эти, нередко наблюдаемые в Средней Азии, более опасны на косогорных участках каналов и вблизи оврагов (например, карстовая шахта близ арыка Анхор в Ташкентском районе).

В зависимости от свойств грунта просадки проявляются через несколько дней или месяцев после пуска воды и полностью прекращаются через 2—4 года работы канала.

В. С. Гвоздев, впервые изучавший явление просадок на Мало-Кабардинской оросительной системе (Северный Кавказ, р. Терек), дает картину просадок на каналах в поперечном разрезе и в плане, показанную на рисунке 60.

Несмотря на то что причины просадок к настоящему времени изучены еще недостаточно, имеется уже ряд данных, позволяющих заранее предусматривать их и тем самым облегчать строительство и эксплуатацию каналов просадочных грунтах. Главными причинами просадок грунтов являются характер, механический состав и пористость почвогрунтов, качественный и количе-

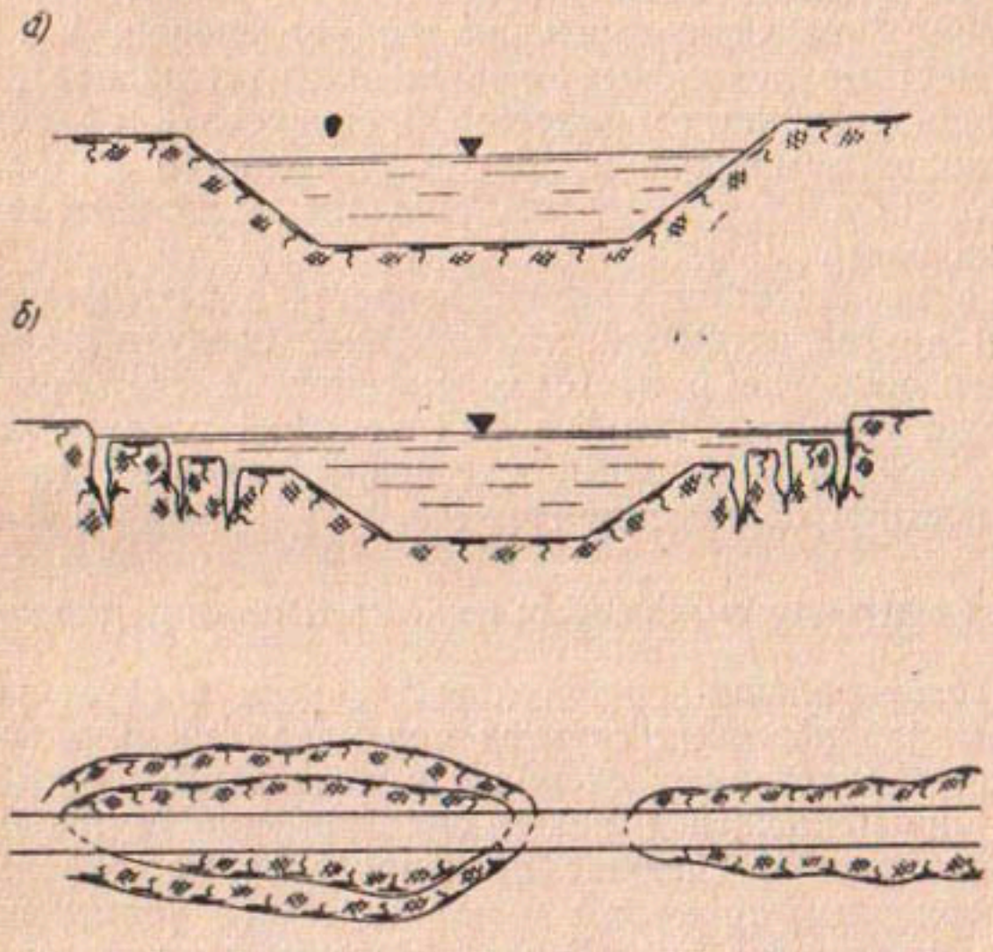


Рис. 60. Просадки на каналах в поперечном разрезе и в плане:
а — непросевший участок канала; *б* — просевший участок канала.

ственный состав солей, климатические условия и рельеф. К настоящему времени точно установлено, что лёссы и лёссовидные суглинки при условии их смачивания склонны к просадкам.

Объемный вес просадочных грунтов обычно меньше, а пористость больше, чем непросадочных грунтов при одном и том же механическом составе. Поры в просадочных грунтах имеют неправильную форму, и строение грунта кажется губчатым. Под влиянием воды это губчатое комковатое строение нарушается, комки разрушаются, грунт уплотняется и по мере насыщения водой занимает все меньший объем. Состав растворимых солей просадочных грунтов характерен высоким содержанием карбонатов и сульфатов и, в частности, гипса. Высокую засоленность грунтов сульфатами при высокой пористости (до 0,54) можно считать первичным признаком просадочности.

По геоморфологическим признакам просадки приурочиваются обычно к высоким лёссовым плато, являющимся коренными берегами речных долин.

Просадки грунтов крайне неравномерны как в плановом, так и в высотном отношении. Рядом с просадочными грунтами часто лежат непросадочные.

В инженерно-геологических исследованиях особое внимание должно быть уделено оценке просадочных свойств грунтов при замачивании и изучению явлений, сопутствующих им. Следует отмечать местные локальные понижения («блюдца»), трещины суффозионно-эрозионных процессов, фиксировать размеры и количество ходов землероев и корней растений и их распространение в глубину, т. е. все, что создает дополнительные пути фильтрации воды.

Если на исследуемом массиве имеются действующие каналы, водоемы и другие источники увлажнения, следует изучить изменения, произошедшие в лёссовом массиве за счет увлажнения. При помощи скважин, шурфов или траншей следует установить очертания увлажненной части массива и характер изменения в нем влажности и пористости грунтов.

2. Деформации лёссовых грунтов и их определение

При проектировании оросительных систем следует учитывать, что деформации лёссовых грунтов под каналами и в основаниях сооружений представляют сложный и длительный процесс. После просадки, проявляющейся почти одновременно с продвижением фронта увлажнения, следуют послепросадочные деформации за счет суффозионных процессов и пластического уплотнения.

Правильная оценка способности лёссовых грунтов уплотняться под влиянием воздействия сооружения и замачивания может быть получена, если в испытаниях будут созданы условия, близкие к условиям проектируемого сооружения по расчетной интенсивности обжатия, начальной и конечной влажности грунта, количеству и химическому составу влаги, профильтровавшейся через единицу объема грунта, и последовательности воздействия на грунт всех факторов.

Общая величина деформации лёссового грунта в основании сооружения равна сумме отдельных видов деформаций его слоев. Эти виды деформаций проявляются при воздействии давления, увлажнения и других факторов.

В отдельных случаях возникает необходимость дополнительного учета воздействий, влияющих на деформации грунта. К ним относится, например, потеря грунтом значительной части влажности между окончанием предварительного замачивания и началом строительства сооружения и др. В этом случае применяют или более сложную схему испытания грунта, или оценивают влияние добавочных факторов ориентировочно.

3. Проектирование поперечных сечений земляных каналов на просадочных грунтах

При проектировании оросительных и сбросных каналов необходимо учитывать характер проявления и величину ожидаемой просадочной деформации грунтовой толщи, особенности расположения каналов по отношению к формам рельефа и степень их заглубления в грунт.

Каналы по особенностям рельефа района их трассы подразделяются на три вида:

проходящие по равнинной территории или пологим склонам с поперечным уклоном менее 0,1;

проходящие на косогорах с поперечным уклоном 0,1—0,6;

проходящие на крутых косогорах с поперечным уклоном более 0,6.

По степени заглубления относительно поверхности земли следует различать каналы в глубокой выемке, в неглубокой выемке, в полунасыпи-полувыемке и в насыпи (рис. 61).

На просадочных грунтах строительство каналов в зависимости от их вида и конструкции, а также от природных условий может производиться как без противопросадочных мероприятий, так и с применением противопросадочных мероприятий различной сложности.

Противопросадочные мероприятия подразделяются на простейшие и сложные.

К простейшим противопросадочным мероприятиям относятся: выполнение канала в неглубокой выемке с отсыпкой вдоль него дамбочек; создание дополнительного запаса высоты ограждающих дамб; выполнение канала с недобором по дну или по всему периметру.

К сложным противопросадочным мероприятиям относятся: замачивание канала по отсекам; устройство завес-зубьев; выполнение ограждающих дамб отсыпкой лёсса в воду; устройство канала с глубокой врезкой в косогор.

На равнинных участках и пологих склонах без противопросадочных мероприятий рекомендуется проектировать:

все каналы в глубоких выемках независимо от величины просадки;

временные оросители при величине просадки не более 30 *см*; каналы в неглубоких выемках с расходом менее 2 $м^3/сек$ при величине просадки не более 30 *см* и каналы с расходом 2 $м^3/сек$ и более при величине просадки не более 20 *см*;

каналы в полувыемке-полунасыпи с расходом менее 2 $м^3/сек$ при величине просадки не более 20 *см* и каналы с расходом 2 $м^3/сек$ и более при величине просадки не более 15 *см*;

каналы в насыпи с расходом менее 2 $м^3/сек$ при величине просадки не более 15 *см* и каналы с расходом 2 $м^3/сек$ и более при величине просадки не более 10 *см*.

При проектировании перечисленных каналов следует предусматривать дополнительные затраты по ликвидации последствий просадок.

На равнинных участках и пологих склонах с применением простейших противопросадочных мероприятий рекомендуется проектировать:

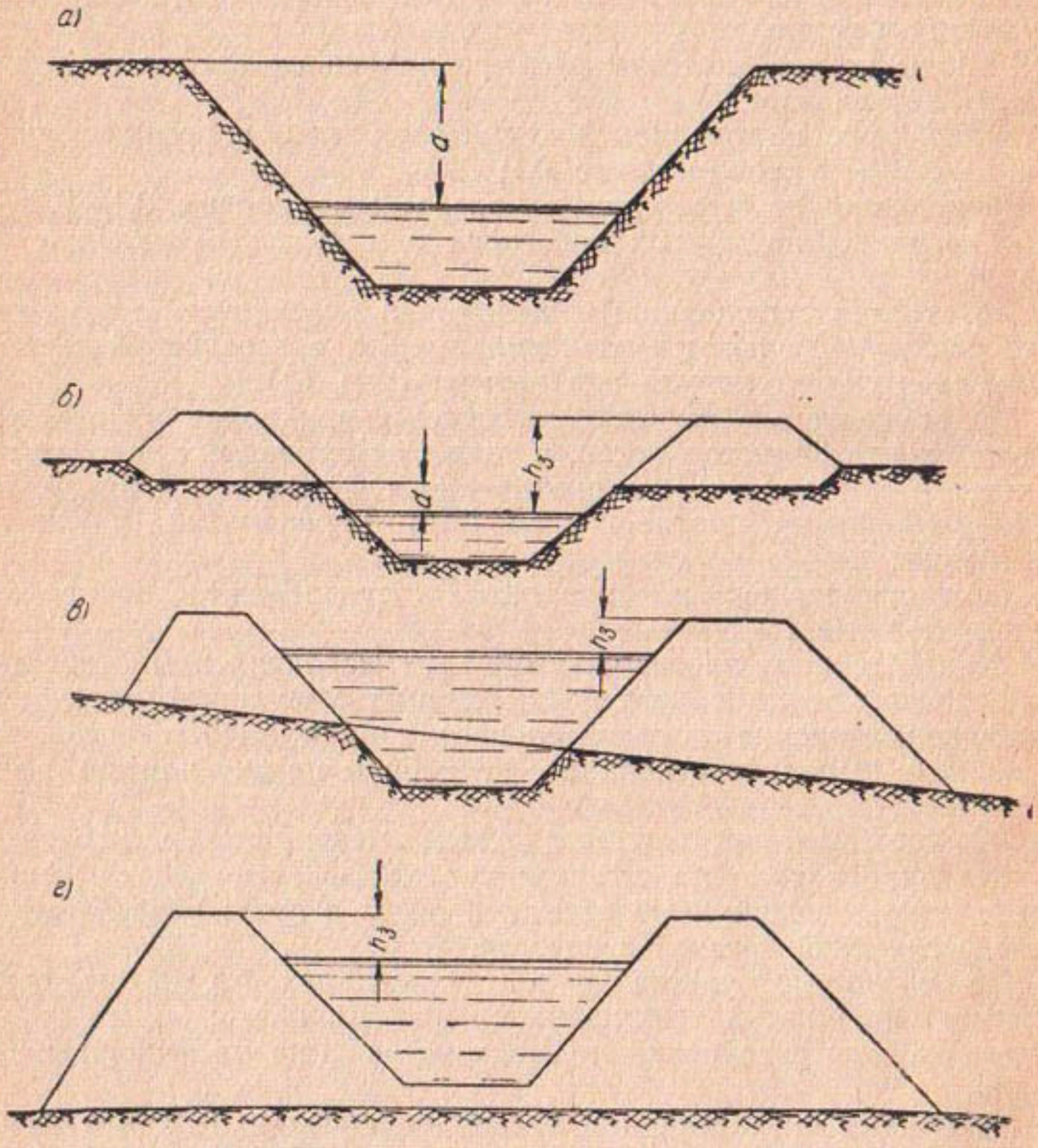


Рис. 61. Поперечные сечения каналов на лёссовых просадочных грунтах:
а — в глубокой выемке; *б* — в неглубокой выемке; *в* — в полунасыпи-полувыемке; *г* — в насыпи.

все каналы в неглубоких выемках, которые по пропускной способности и величине просадки согласно предыдущему не могут предусматриваться без противопросадочных мероприятий;

временные оросители при величине просадки более 30 *см*;

каналы в полувыемке-полунасыпи с расходом менее 2 $м^3/сек$

при величине просадки от 20 до 35 *см* и каналы с расходом 2 *м*³/*сек* и более при величине просадки от 15 до 20 *см*;

каналы в насыпи с расходом менее 2 *м*³/*сек* при величине просадки от 15 до 25 *см* и каналы с расходом 2 *м*³/*сек* и более при величине просадки от 10 до 15 *см*.

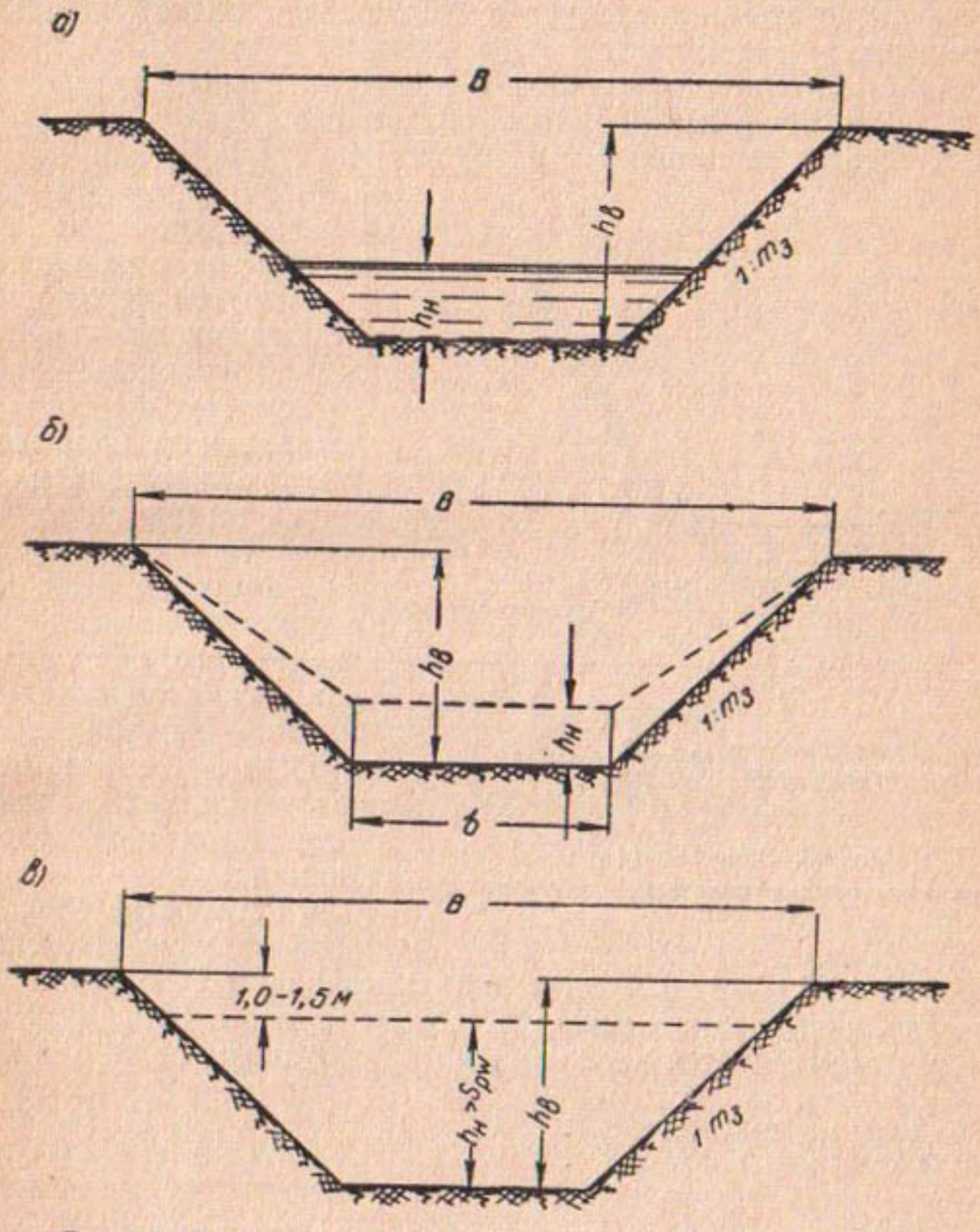


Рис. 62. Поперечные сечения каналов с недобором грунта:
а — по глубине канала; *б* — по всему сечению канала; *в* — со значительным недобором по глубине канала.

Дамбочки вдоль канала, идущего в неглубокой выемке, отсыпают для предотвращения местных разливов воды по территории.

Для уменьшения объемов работ поперечное сечение канала следует разрабатывать не на полную глубину, а с недобором, грунта.

Для каналов с расходом до 2 *м³/сек* недобор рекомендуется делать только по глубине канала (рис. 62) и принимать его равным величине ожидаемой просадки.

Если величина ожидаемой просадки не позволяет строить канал без противопросадочных мероприятий или ограничиться лишь простейшими из них, следует проектировать более сложные мероприятия.

На строительство каналов с предварительным замачиванием по отсекам предусматривается следующая схема производства работ. Канал выполняют с недобором по глубине или по всему периметру, разделяя на отдельно замачиваемые отсеки. Вода поступает из одного отсека в другой через простейшие водовыпуски — трубы, сифоны или обводные каналы.

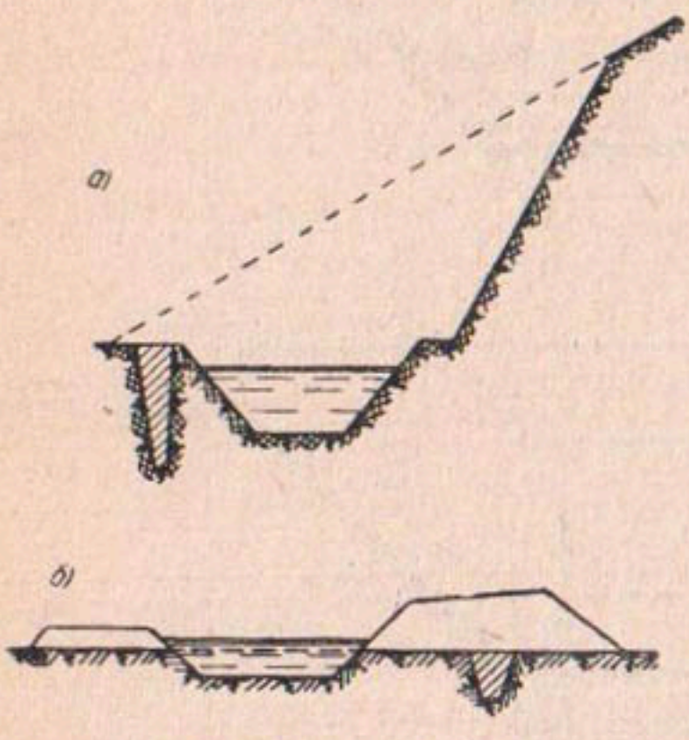


Рис. 63. Завесы-зубья:
а — на косогорных участках; *б* — на пологих склонах.

Завесы (зубья) служат для предотвращения прорывов воды из русла канала на окружающую территорию. Их целесообразно устраивать на косогорах (рис. 63, *а*), а иногда и на пологих склонах для более надежного контакта тела насыпи с грунтом основания и упрочнения основания насыпи (рис. 63, *б*). Завесы широко используются также для ликвидации прорывов бортов и дна канала.

Для устройства завесы прокладывают узкую траншею с откосами 1 : 0,1 — 1 : 0,2, тщательно замачивают ее основание, а затем заполняют разжиженным лёссовым грунтом. Ширину траншей по дну рекомендуется назначать по приведенным ниже данным.

Расход воды в канале, *м³/сек* . .	1	1—3	3—6	6—10	10—20	20
Ширина траншеи по дну, *м* . .	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0

Глубина траншей назначается с таким расчетом, чтобы она на 30—50 *см* врезалась в слой грунта, не нарушимый ходами землероев и эрозионными процессами.

Выполнение ограждающих дамб отсыпкой лёссового грунта в воду и гидронамывом с предварительным замачиванием основания создает надежное поперечное сечение канала в любых по просадочности условиях.

Каналы на косогорах, сложенных просадочными грунтами, следует выполнять в глубоких выемках, вдвинутых в глубь косогора,

или применять сложные противопросадочные мероприятия, описанные выше.

Первый прием может быть рекомендован при любой величине просадки, если поперечный уклон местности не превышает 0,6.

При более крутых косогорах величина просадки должна быть не более 30 *см*.

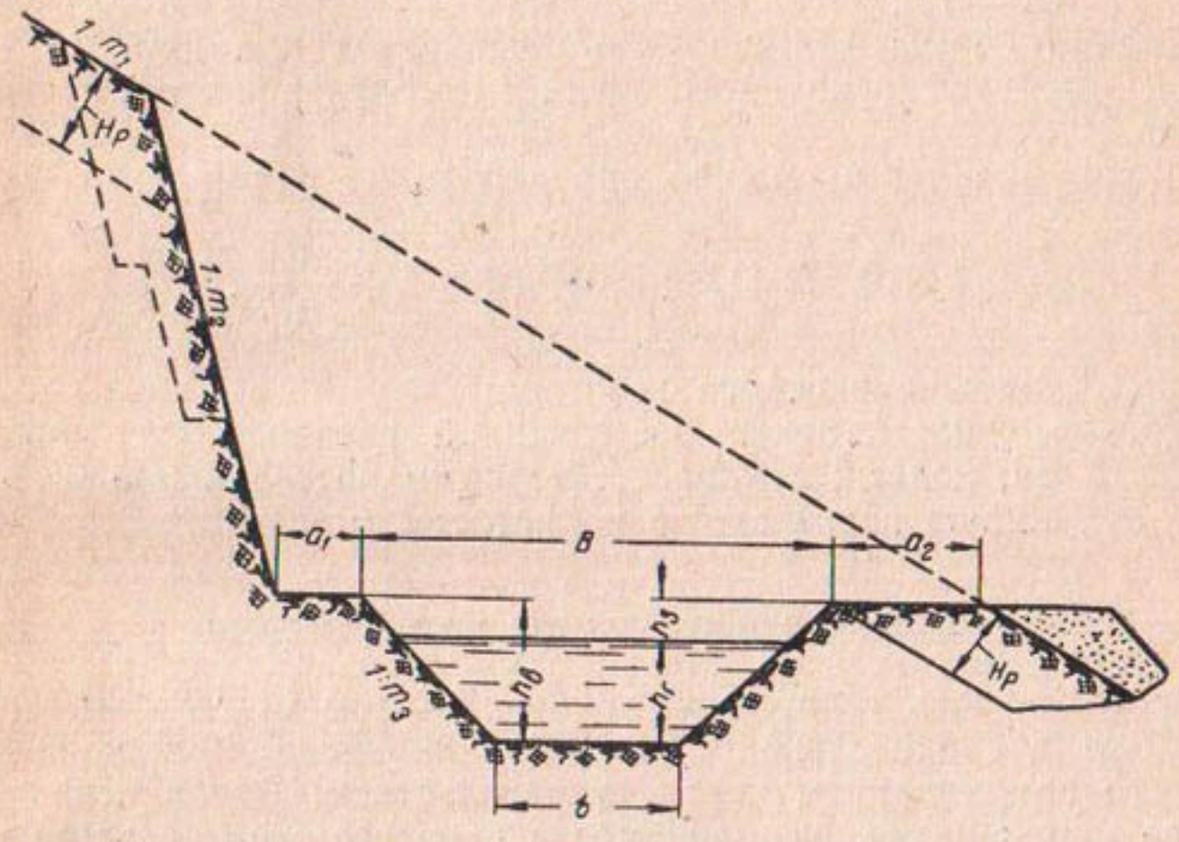


Рис. 64. Поперечное сечение канала на косогоре в глубокой выемке.

Сложные противопросадочные мероприятия следует использовать при строительстве каналов на крутых косогорах с просадкой более 30 *см* и в других случаях, когда глубокие выемки нецелесообразны по технико-экономическим соображениям.

Поперечное сечение каналов на косогорах в глубокой выемке (рис. 64) рекомендуется проектировать следующим образом. Гидравлическим расчетом определяют характеристики живого сечения канала b, m_3, $h_г$ и определяют строительную глубину канала по формуле:

$$h_в = h_г + h_3$$

и строительную ширину канала по верху по формуле:

$$B = b + 2m_3 h_в,$$

где b — ширина канала по дну, *м*.

Заложение искусственно создаваемого откоса m_2 рекомендуется назначать 1 : 0,1—1 : 0,2. При высоте этого откоса более 10 *м* он

выполняется с уступами с заложением откосов 1 : 0,3—1 : 0,4. Ширину берм a_1 рекомендуется вычислять по формуле:

$$a_1=(1{,}0+0{,}05B)k,$$

где k — коэффициент, учитывающий класс капитальности сооружения. Для объектов IV класса он принимается равным 1,05, III класса — 1,15, II класса — 1,30 и I класса — 1,5.

Ширина бермы должна быть достаточна для прохода механизма, предусматриваемого для эксплуатационной очистки канала.

Ширину бермы a_2 можно определять по формуле:

$$a_2=0{,}5H_р(1{,}0+2{,}0B)k\sqrt{1+\frac{1}{m_1^2}},$$

где m_1 — заложение откоса косогора;
$H_р$ — мощность зоны, разрушенной эрозионными процессами, ходами землероев, корнями растений или имеющей общую повышенную пористость, *м*.

4. Замачивание грунта под каналами

Просадочность толщи грунта под каналом может быть полностью или в значительной степени ликвидирована предварительным его замачиванием перед строительством. Это противопросадочное мероприятие, выполняемое в процессе строительства каналов на лёссовых грунтах, не следует смешивать с обычным замачиванием каналов при сдачи их в эксплуатацию.

Грунт под каналом можно замачивать непрерывным прогоном воды одновременно по всей длине канала или по его отсекам.

При непрерывном прогоне воды по каналу горизонт воды в нем, начиная с 30—40 *см*, рекомендуется повышать постепенно, на 3—5 *см* в течение трех суток.

Отсеки следует заполнять водой также постепенно и, начиная с 30—40 *см*, повышать горизонт ее примерно на 10 *см* в сутки.

Трещины, возникающие при замачивании канала и в первое время его эксплуатации, заделывают разжиженным грунтом.

Для ликвидации прорывов на отдельных участках канала либо смещают его сечения в глубь косогора, либо устраивают завесы-зубья и заделывают прорыв отсыпкой лёсса в воду.

Объем воды в $м^3$, необходимой для предварительного замачивания грунтов без использования скважин и шурфов, рекомендуется вычислять по формуле:

$$Q=k_ф^{верт}(b+2\nu h_т\sqrt{1+m^2})L_0T_{п.з},$$

где b — ширина котлована или канала по дну, *м;*

ν — поправка на капиллярное боковое поглощение воды, равная 1,3—1,4;

$h_т$ — глубина воды в котловане или в канале, *м*;

m — заложение откосов в канале или котловане;

L_0 — длина котлована или отрезка канала, в пределах которого определяется величина Q, *м*.

$k_ф^{верт}$ — расчетные значения коэффициента фильтрации в вертикальном направлении, *м/сутки*.

Расчетные значения коэффициента фильтрации определяют в зависимости от сроков предварительного замачивания из выражения:

$$k_ф^{верт} = \eta_ф k_{ф.макс}, \tag{28}$$

где $\eta_ф$ — коэффициент, учитывающий уменьшение водопроницаемости грунта в период предварительного замачивания. Определяется опытным путем. Если на стадии проектного задания опытные данные отсутствуют, величину $\eta_ф$ принимают по таблице 43.

Таблица 43

Величина коэффициента $\eta_ф$ в зависимости от продолжительности предварительного замачивания

Условия замачивания	Продолжительность предварительного замачивания, месяц				
	1	2	3	4	5
Замачивание без скважин и шурфов	0,60	0,35	0,15	0,10	0,08
Замачивание со скважинами и шурфами	0,60	0,15	0,10	—	—

Продолжительность предварительного замачивания грунтов без скважин и шурфов для сооружений с периодическим и незначительным увлажнением основания (каналы с расходом до 0,25 *м³/сек* и сооружения на них, промежуточные опоры дюкеров и акведуков, опоры лотков, основание закрытых сетей орошения и т. п.) рекомендуется определять по формуле:

$$T_{п.з} = k_1 \frac{H_т}{k_{ф.мин}^{верт}} \text{ суток}, \tag{29}$$

где $k_{ф.мин}^{верт}$ — минимальная величина коэффициента фильтрации в вертикальном направлении в пределах толщи $H_т$ (в *м/сутки*);

k_1 — коэффициент, учитывающий класс капитальности сооружения. Для объектов IV класса принимается равным 1,05, III класса — 1,15, II класса — 1,30 и I класса — 1,50;

$H_т$ — мощность толщи лёссовых просадочных грунтов, увлажняемой в период эксплуатации, определяется опытным путем. При отсутствии материалов по глубине увлажнения толщи лёссовых грунтов под различными сооружениями на стадии проектного задания для каналов с расходом до 0,25 *м³/сек* и любых сооружений на них, для лотков, закрытых сетей орошения, промежуточных опор дюкеров и акведуков с большими расходами можно принимать $H_т = 10$ *м*; для каналов с расходами от 0,25 *м³/сек* до 1,5 *м³/сек* и сооружений на этих каналах $H_т = 15$ *м* и для каналов с расходами более 1,5 *м³/сек* и сооружений на них $H_т = 20$ *м*. Если мощность просадочных грунтов меньше величин $H_т$, указанных выше, $H_т$ принимается равной мощности просадочных грунтов.

Продолжительность предварительного замачивания через скважины и шурфы для указанных выше сооружений может быть определена по формуле:

$$T_{п.з} = 0{,}5k_1 \frac{L_c}{k^{гор}_{ф.мин}}, \qquad (30)$$

где L_c — максимальное расстояние между двумя соседними скважинами или шурфами на участке замачивания, *м*;

$k^{гор}_{ф.мин}$ — минимальная величина коэффициента фильтрации в горизонтальном направлении в пределах мощности толщи $H_т$, *м/сутки*.

Остальные обозначения, как и в предыдущей формуле.

Объем воды в *м³*, необходимый для предварительного замачивания скважинами и шурфами, можно вычислить по формуле:

$$Q = n_c \pi d l k^{гор}_{ф} T_{п.з} \ м^3, \qquad (31)$$

где n_c — количество скважин или шурфов на участке замачивания;

d — диаметр скважин или шурфов, *м*;

l — глубина скважин или шурфов, в *м*;

$k^{кор}_{ф}$ — расчетное значение коэффициента фильтрации в горизонтальном направлении, *м/сутки*.

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КАНАЛОВ

1. Общие соображения

Известно, что движение воды в каналах, как и вообще в открытых руслах, относится к типу безнапорного движения, происходящего под действием слагающей силы тяжести (веса) в направлении движения. Кроме того, считается, что при движении воды в каналах устанавливается так называемый равномерный режим или равномерное движение, характеризующееся не только постоянством расхода, но и постоянством скоростей во всех поперечных сечениях канала.

Равномерный режим в каналах наблюдается при одновременном выполнении определенных условий, главными из которых являются следующие:

1) постоянство расхода ($Q=\text{const}$);
2) постоянство поперечного сечения русла ω и, следовательно, постоянство глубины наполнения h;
3) постоянство продольного уклона дна ($i=\text{const}$);
4) одинаковая шероховатость ложа на всем участке;
5) прямолинейное направление потока в плане.

Точного соблюдения всех приведенных условий на практике почти никогда не бывает. Однако если отклонения не вызывают заметного изменения от указанных условий, то движение считается равномерным.

Лучше всего удовлетворяют перечисленные выше условиям каналы (искусственные русла), особенно облицованные (бетонные и деревянные лотки, акведуки, безнапорные тоннели и др.), хуже всего — естественные водотоки (реки, русла с неправильным очертанием и др.).

2. Основные формулы и коэффициенты, применяемые при расчете каналов

Для расчета равномерного движения воды в каналах применяют два следующих основных уравнения:

1) уравнение расхода

$$Q=\omega v, \tag{32}$$

где ω — площадь поперечного (живого) сечения канала в $м^2$;
v — средняя скорость в рассматриваемом сечении в $м/сек$;

2) уравнение средней скорости движения (формула Шези):

$$v=C\sqrt{Ri}, \tag{33}$$

где C — коэффициент скорости Шези, характеризующий конструкцию поперечного сечения канала и степень шероховатости его ложа;

R — гидравлический радиус—частное от деления площади поперечного сечения ω на смоченный периметр χ, т. е. $R=\frac{\omega}{\chi}$;

i — уклон дна канала, при равномерном режиме, равный уклону свободной поверхности движущейся воды.

Пользуясь уравнением (33), можно представить уравнение расхода (32) в следующем виде:

$$Q=\omega C\sqrt{Ri}. \tag{34}$$

Величина

$$K=\omega C\sqrt{R} \tag{35}$$

называется пропускной способностью (модулем расхода, расходной характеристикой) канала и представляет собой расход при уклоне, равном единице ($i=1$).

Вводя в уравнение (34) выражение (35), получим основное уравнение равномерного движения:

$$Q=K\sqrt{i}. \tag{36}$$

Отсюда

$$K=\frac{Q}{\sqrt{i}}=\omega C\sqrt{R}=f(h). \tag{37}$$

Следовательно, необходимо давать каналу такую глубину наполнения h, при которой для данного поперечного сечения удовлетворялось бы уравнение (37).

При проектировании каналов очень важен выбор расчетной формулы для определения потерь на трение и не менее важно установление так называемого коэффициента шероховатости. Приняв для него значение ниже соответствующего действительной шероховатости ложа канала, получим после постройки расход в канале меньше расчетного; преувеличив его значение, можно привести к тому, что скорости будут превосходить допускаемые и вызывать размыв дна и откосов канала.

Вследствие отсутствия к настоящему времени систематизированных данных по коэффициентам шероховатости для условий нашей страны при проектировании приходится пользоваться данными, полученными на основании опытов и наблюдений как зарубежными, так и отечественными учеными-гидравликами.

Для определения коэффициента C в формуле Шези (33) существует много чисто эмпирических формул, предложенных раз-

личными авторами, из которых ниже приводятся наиболее распространенные в практике проектирования.

1. Формула Базена:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}. \qquad (38)$$

Коэффициент γ в формуле Базена определяется степенью шероховатости ложа канала и его состоянием (зарастание, изгиб оси, способ производства работ и т. д.).

Следует отметить, что при выводе своей формулы Базен произвел в разных местах земного шара 430 натурных исследований и наблюдений, из которых больше половины (260) были проведены им на каналах и реках.

Для выбора коэффициента γ используется таблица Кинга с дополнениями и исправлениями применительно к данным для ирригационных каналов в Средней Азии (табл. 44).

Таблица 44

Характер поверхности	Коэффициент γ при состоянии поверхности			
	очень хорошем	хорошем	обычном	плохом
Штукатурка:				
чистым цементом	—	**0,06**	0,14	0,22
цементным раствором	0,06	**0,11**	0,22	0,34
Кирпичная кладка на цементном растворе	0,14	**0,22**	0,34	0,50
Бетонированные каналы	0,14	**0,28**	0,42	0,55
Кладка из тесаного камня	0,22	**0,28**	0,35	0,50
Обычная бутовая кладка	0,30	**0,70**	1,10	1,40
Деревянные лотки:				
из строганых досок	—	**0,14**	0,22	0,28
из нестроганых досок	—	**0,22**	0,28	0,34
с набитыми поперек планками при глубине, превышающей четырехкратную высоту планки	0,14	**0,34**	0,42	0,55
Металлические лотки новые	0,06	**0,14**	0,22	0,34
Каналы в лёссе:				
чистые	0,30	0,70	**0,85**	1,00
заросшие травой и камышом	—	**1,00**	1,30	1,75
Земляные каналы:				
в хороших условиях	0,50	0,70	**0,90**	1,10
заросшие, с крупным камнем и пр.	1,10	1,40	**1,75**	2,15
Каналы с гравелистым и песчано-галечниковым ложем	0,80	1,20	**1,75**	2,15
Каналы, проложенные в скале экскаватором	1,40	1,75	**2,10**	2,35
Естественные русла, заросшие, с крупными камнями	1,75	**2,50**	3,50	4,00

Примечание. Жирным шрифтом выделены наиболее употребительные значения коэффициента γ. Эти же значения могут быть рекомендованы для использования при расчетах крупных ирригационных каналов.

2. Формула Гангилье—Куттера:

$$C=\frac{23+\frac{1}{n}+\frac{0{,}00155}{i}}{1+\left(23+\frac{0{,}00155}{i}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}, \qquad (39)$$

где n — коэффициент, учитывающий шероховатость ложа канала и его состояние (по аналогии с коэффициентом γ в формуле Базена);
i — уклон дна канала;
R — гидравлический радиус.

Преимуществом формулы Гангилье—Куттера перед другими формулами является подробная разработанность значений коэффициента шероховатости n для большого ряда категорий стенок русла, а также стремление авторов установить зависимость не только от гидравлического радиуса R и шероховатости русла, но и от его уклона i. Однако по своей конструкции эта формула чрезмерно громоздка, поэтому в последнее время в практике проектирования отдают предпочтение более простым формулам (степенным), не уступающим по точности получаемых результатов формуле (39).

Формулу Гангилье—Куттера целесообразно применять для расчета каналов с большими расходами и малыми уклонами. Наибольшее распространение эта формула получила при проектировании осушительных каналов.

Из степенных формул, достаточно проверенных при расчетах каналов, можно отметить формулы Маннинга, Форхгеймера и акад. Н. Н. Павловского.

3. Формула Маннинга:

$$C=\frac{1}{n}R^{1/6}=\frac{1}{n}R^{0{,}167}. \qquad (40)$$

4. Формула Форхгеймера (отличается от формулы Маннинга только значением показателей степеней у R):

$$C=\frac{1}{n}R^{0{,}20}. \qquad (41)$$

5. Формула акад. Н. Н. Павловского:

$$C=\frac{1}{n}R^{y}. \qquad (42)$$

В этих трех формулах n — коэффициенты шероховатости Гангилье—Куттера, приводимые далее, и R — гидравлический радиус.

Показатель степени в формуле Н. Н. Павловского определяется по выражению:

$$y=2{,}5\sqrt{n}-0{,}13-0{,}75\sqrt{R}(\sqrt{n}-0{,}1).$$

Для практических расчетов общее выражение для y может быть упрощено до следующих зависимостей:

$$y = 1{,}5\sqrt{n} \text{ при } R < 1 \text{ м и}$$
$$y = 1{,}3\sqrt{n} \text{ при } R > 1 \text{ м.}$$

Расчет по формуле Н. Н. Павловского при $R > 2$ м дает значительные отклонения от практических величин, поэтому пользоваться его формулой в этих случаях не рекомендуется.

Из степенных формул в практике проектирования чаще всего применяется формула Маннинга.

Выбрав коэффициент шероховатости, необходимо произвести проверку расчета на соседние значения n: при большем n необходимо проследить, нет ли перелива воды через бровку дамбы, при меньшем n следует проверить, обеспечен ли напор для питания отводящих каналов.

Следует иметь в виду, что при больших расходах коэффициент шероховатости (при прочих равных условиях) понижается.

Все это говорит о том, что величина γ в формуле Базена и величина n в формуле Гангилье—Куттера не представляются вполне определенными; в каждом конкретном случае их следует оценивать с большей или меньшей степенью вероятности в зависимости от местных условий.

Таблица 45

Характеристика каналов	Коэффициент шероховатости n каналов	
	оросительных	водосборно-сбросных
Каналы в земляном русле:		
рассчитываемые на пропуск расхода больше 25 м³/сек в грунтах:		
связных и песчаных	0,020	0,0225
гравелисто-галечных	0,0225	0,025
рассчитываемые на пропуск от 25 м³/сек до 1 м³/сек в грунтах:		
связных и песчаных	0,0225	0,025
гравелисто-галечных	0,025	0,0275
рассчитываемые на пропуск расхода меньше 1 м³/сек	0,025	0,0275
постоянная сеть периодического действия .	0,0275	—
временные оросители	0,030	—
Каналы в скале:		
с хорошо обработанной поверхностью . .	0,020—0,025	—
с посредственно обработанной поверхностью без выступов	0,030—0,035	—
с посредственно обработанной поверхностью с выступами	0,040—0,045	—

Примечание. Для каналов в земляном русле, выполняемых взрывным способом, значение коэффициента шероховатости русла повышается на 10—20% в зависимости от размеров принимаемой доработки сечения канала.

В таблице 45 приводятся значения коэффициента шероховатости n для новых каналов в соответствии с Нормами и техническими условиями проектирования оросительных каналов Гипроводхоза.

Гидравлический расчет каналов водосборно-сбросной сети производят только при наибольшем значении расхода.

Расчет магистральных каналов и их ветвей, межхозяйственных и хозяйственных распределителей производят при одном расчетном значении коэффициента шероховатости по следующим видам расхода:

а) по нормальному расходу — с целью определения гидравлических элементов канала, соответствующих нормальным условиям его работы;

б) по форсированному расходу — с целью определения необходимого превышения дамб и берм над уровнем воды в канале;

в) по минимальному расходу — с целью проверки условий командования над отводами и назначения мест расположения подпорных сооружений.

Расчет каналов постоянной внутрихозяйственной сети производят по нормальному и максимальному расходам.

Коэффициент шероховатости при расчете действующих русел следует принимать на основании гидрометрических данных, а при отсутствии таковых — по аналогии с действующими руслами. Для предварительных расчетов можно пользоваться данными таблицы 46 (данные Гипроводхоза).

Таблица 46

Характеристика естественных водотоков	Коэффициент шероховатости n
Естественные русла в весьма благоприятных условиях (чистое, прямолинейное, незасоренное, земляное со свободным течением)	0,025
Периодически действующие русла (большие и малые) при очень хорошем состоянии поверхности и формы ложа	0,033
Земляные русла сухих логов в относительно благоприятных условиях	0,040
Русла периодически действующих водотоков, несущих во время паводка заметное количество наносов, с крупногалечниковым или покрытым растительностью ложем. Периодически действующие сильно засоренные и извилистые водотоки . .	0,050

Каналы оросительные, осушительные, обводнительные и другие рассчитываются по двум основным формулам: (32) и (33).

Основные зависимости для отдельных гидравлических элементов (площади живого сечения ω, смоченного периметра $\varkappa$ и гидравлического радиуса R) каналов различных сечений.

1. Для трапецеидального сечения:

$$\omega=(b+mh)h=h^2(\alpha+m);$$
$$\chi=b+2h\sqrt{1+m^2}=h(\alpha+2\sqrt{1+m^2}).$$

или, обозначая $2\sqrt{1+m^2}=n$,

$$p=b+nh=h(\alpha+n);$$
$$R=\frac{\omega}{\chi}=\frac{(b+mh)h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}=\frac{h^2(\alpha+m)}{h(\alpha+n)}=\frac{h(\alpha+m)}{\alpha+n}.$$

2. Для прямоугольного сечения:

$$\omega=bh=\alpha h^2;\quad \chi=b+2h=h(\alpha+2);$$
$$R=\frac{bh}{b+2h}=\frac{\alpha h}{\alpha+2}.$$

3. Для треугольного сечения:

$$\omega=\frac{1}{2}ah=mh^2,$$

где a — основание треугольника на уровне воды;

$$\chi=2h\sqrt{1+m^2}=nh;\quad R=\frac{mh^2}{nh}=\frac{mh}{n}.$$

4. Для полигонального сечения:

$$\omega=h_1(b+m_1h_1)+(h-h_1)[B+m_2(h-h_1)];$$
$$\chi=b+2h_1\sqrt{1+m_1^2}+2(h-h_1)\sqrt{1+m_2^2}.$$

Для определения величин n в зависимости от m можно пользоваться следующими данными:

m	0	0,1	0,2	0,25	0,5	0,75
φ	90°	84°17′	78°41′	75°58′	63°26′	53°08′
n	2	2,01	2,04	2,062	2,236	2,5

Продолжение

m	1	1,25	1,5	2	2,5	3
φ	45°	38°40′	33°41′	26°34′	21°48′	18°26′
n	2,828	3,202	3,606	4,472	5,385	6,325

3. Основные требования, предъявляемые к сечениям каналов в практике проектирования

При проектировании ирригационных каналов (их профилей) необходимо соблюдать следующие основные требования:

1) неразмываемость дна и откосов канала;
2) незаиляемость канала;
3) минимум фильтрации;

4) максимум пропускной способности или минимум смоченного периметра $\varkappa$;

5) устойчивость русла и конструктивно-строительные требования;

6) минимум объема земляных работ и, следовательно, строительной стоимости.

1. **Требование неразмываемости дна и откосов** канала удовлетворяется путем надлежащего выбора расчетной скорости движения воды ($v_{расч}$), с которой заданный расход при заданном уклоне i должен проходить по каналу. Эта средняя расчетная скорость, определяемая формулой Шези, должна быть несколько меньше (на 10—20%) допускаемой (предельной) скорости на размыв для данного грунта или крепления (одежды) $v_{пр}$, определяемой на основании опытных данных, т. е. при расчетах должно быть соблюдено неравенство:

$$v_{расч}=C\sqrt{Ri}<v_{пр}.$$

Таблица допускаемых предельных скоростей $v_{пр}$ для различных грунтов и креплений была приведена нами ранее.

2. **Условие незаиляемости канала** соблюдается, как уже указывалось, при превышении расчетной скорости минимальной скорости на заиление, определяемой по формуле:

$$v_{мин}=\alpha 0{,}545h^{0{,}64},$$

т. е. при проектировании должно быть соблюдено неравенство

$$v_{расч}=C\sqrt{Ri}>v_{мин} \quad \text{(на заиление)}.$$

Проверить канал на заиление можно и по транспортирующей способности каналов по одной из формул, приведенных ранее.

Объединяя требования на не размываемость и незаиляемость, можно написать одно окончательное основное выражение, которое должно быть соблюдено при проектировании ирригационных каналов:

$$v_{мин}<v_{расч}<v_{пр}. \tag{43}$$

3. Чтобы канал обладал **наименьшей фильтрацией** воды, следует придать величине $\alpha=\frac{b}{h}$, характеризующей форму поперечного сечения канала, наивыгоднейшее в отношении потерь значение. Если считать потери изменяющимися пропорционально корню квадратному глубины, то для минимума потерь потребуется относительная ширина по дну, в 2 раза большая ширины гидравлически наивыгоднейшего в отношении расхода сечения.

4. Требование **максимума расхода** или максимума R удовлетворяется при наименьшем поперечном сечении канала и, следовательно, наименьшем смоченном периметре $\varkappa$, т. е., другими словами, принятием гидравлически наивыгоднейшего сечения.

Наивыгоднейшая форма прямоугольного сечения будет соответствовать $R=\frac{h}{2}$ или, что все равно, $h=\frac{b}{2}$, а треугольного сечения — $a=2h$ и углу откоса $\varphi=45°$.

5. Кроме перечисленных выше требований, поперечное сечение канала должно обладать **достаточной устойчивостью** и удовлетворять **конструктивно-строительным требованиям,** к каковым следует отнести способы производства работ по устройству каналов, расход воды в канале и др. Назначение заложения откосов в канале зависит главным образом от вида и состояния грунта, в котором он прокладывается. Обычно ирригационным каналам даются откосы или с одиночным заложением (для оросителей), или же с полуторным заложением для магистральных каналов, их ветвей и для распределителей.

4. Основные типы задач и схемы их решения

В практике проектирования все гидравлические расчеты по каналам с равномерным режимом в основном могут быть сведены к трем типам задач:

1) определение расхода или скорости;
2) определение уклона (падения при заданной длине);
3) подбор формы поперечного сечения канала, т. е. собственно проектирование канала.

Заложение откоса m при проектировании обычно выбирается в зависимости от вида грунта или типа крепления канала. Коэффициент шероховатости n или γ также следует считать заданными по грунтовым условиям.

Первый тип задач. В этом случае обычно задаются (известны) форма поперечного сечения и его линейные размеры, род материала ложа канала и, следовательно, значение коэффициента шероховатости, а также продольный уклон дна канала. Определению подлежат или возможный для пропуска по каналу расход Q при заданном поперечном сечении, или же скорость v.

Решение задачи может быть проведено по следующей схеме:

Дано	Требуется определить	Решение
b, h, i m, γ или n	Q или v	1. Находим гидравлические элементы канала ω, χ, R и коэффициент скорости C 2. Определяем расход по формуле $Q=\omega C\sqrt{Ri}=K\sqrt{i}$ или же скорость по формуле $v=C\sqrt{Ri}=S\sqrt{i}$, где $S=C\sqrt{R}$ — скоростная характеристика

Все вычисления рекомендуется сводить в следующую табличную форму:

b	h	ω	χ	R	C	S	K	v	Q
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Иногда графы 7 и 8 не используют.

Второй тип задач. Решение задачи может быть проведено по следующей схеме:

Дано	Требуется определить	Решение
b, h, Q (или v) m, γ или n	i	1. Находим гидравлические элементы канала ω, χ, R и C 2. Определяем скорость по формуле $v=\frac{Q}{\omega}$ и уклон по формуле $i=\frac{v^2}{C^2R}$; уклон можно определять по уравнению $i=\frac{Q^2}{K^2}=\frac{v^2}{S^2}$ при заданных величинах расхода Q, расходных и скоростных характеристик K и S

Как и в первом типе задач, вычислениям рекомендуется придавать табличную форму.

Третий тип задач. Исходными данными в этом случае являются необходимый для пропуска по каналу расход Q, уклон местности по оси канала, характер грунта или намечаемой искусственной одежды канала (последние определяют заложение откоса и коэффициент шероховатости n или γ).

Определению подлежат размеры поперечного сечения канала, определяемые величинами b и h (подбирается сечение канала).

Глубина наполнения канала h может быть или жестко задана условиями работы канала, или выбрана по усмотрению проектировщика. В последнем случае возможна постановка вопроса о гидравлически наивыгоднейшем сечении.

Гидравлический расчет производится так называемым методом подбора. При данном расходе Q и уклоне i, зная b, задаются рядом значений h или, наоборот, зная h, задаются значениями b и вычисляют расход (по первому типу задач), который должен быть достаточно близок к данному. Если дана относительная ширина канала α, то, задавшись значением $h=h_1$, находим отвечающее ему значение $b_1=\alpha h_1$, после чего можем найти соответствующий расход Q_1 (по первому типу задач); далее берем значение $h=h_2$, находим $b_2=\alpha h_2$, вычисляем Q_2 и так продолжаем до тех пор, пока не получим данный расход.

Ясно, что при всей своей простоте метод подбора является весьма трудоемким.

Некоторое сокращение вычислительного процесса может быть достигнуто переходом к вспомогательному графическому построению кривых $K=f(h)$ и $K=f(b)$ по нескольким (трем-четырем) вычисленным точкам и нахождению по этим кривым искомых величин h (при заданном b) или b (при заданном h) (рис. 65).

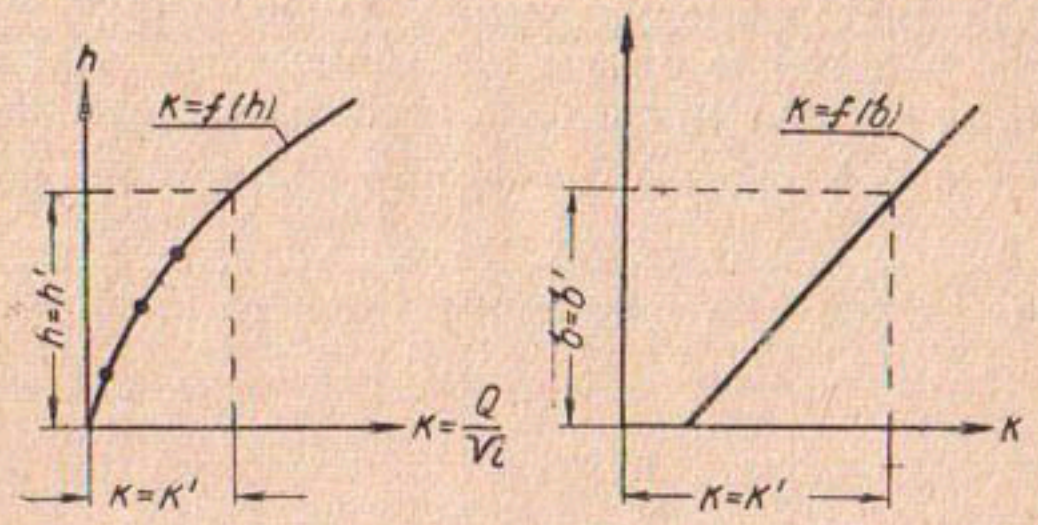


Рис. 65. Графики к гидравлическому расчету каналов.

Для еще большего удобства и сокращения вычислительного процесса предлагаем к использованию различные таблицы номограмм и графиков; наибольшее распространение получили номограммы А. Н. Гастунского, М. В. Потапова, В. Д. Журина, В. А. Васильева и таблицы Тутышкина, Кузнецова, А. Д. Брудастова, И. И. Агроскина.

Решение задач третьего типа может быть проведено по следующей схеме:

Дано	Требуется определить	Решение
Q, i, γ или n	m, b, h	1. По расходу Q, и уклону i определяют значения K и S, пользуясь уравнениями: $K=\frac{Q}{\sqrt{i}}$ и $S=\frac{v}{\sqrt{i}}$ 2. По таблицам или графикам находят подходящие значения элементов сечения канала b, h и, следовательно, $\alpha=\frac{b}{h}$. 3. В случае отсутствия таблиц и графиков решение ведут методом подбора в табличной форме, строя графики зависимостей K и S по типу рисунка 65.

Необходимо помнить, что во всех типах задач следует определять и скорость движения, проверяя ее на размыв и заиление.

Поскольку при третьем типе задач приходится по двум заданным величинам (Q или v и i) отыскивать три независимые переменные: заложение откоса m, ширину понизу b, глубину наполнения h, одного уравнения движения $Q=K\sqrt{i}$ для решения явно недостаточно. Вследствие этого необходимы или конструктивные соображения, или назначение некоторых из неизвестных (m, b, h), или дополнительные технические условия, которые надлежит превратить в дополнительные уравнения. Чаще всего назначается конструктивно заложение откоса m. Кроме того, многие типовые дополнительные условия могут быть сведены к указаниям о назначении относительной ширины $\alpha=\frac{b}{h}$ по минимуму потерь или максимуму расхода и, наконец, некоторые условия дают основание для подбора сечений путем последовательного приближения.

Аверьянов С. Ф. «Гидротехника и мелиорация», № 10, 1950.

Бахметьев Б. А. О равномерном движении жидкости в каналах и трубах. Л., 1931.

Брудастов А. Д. Осушение минеральных и болотных земель. Сельхозгиз. М., 1955.

Ведерников В. В. Фильтрация из каналов. М., 1934.

Временные технические указания по проектированию осушительных каналов с бетонной и железобетонной одеждой. Гипроводхоз, М., 1965.

Временные указания по проектированию оросительных систем на просадочных грунтах. Гипроводхоз, М., 1966.

Временные технические условия на изготовление раструбных лотков глубиной до 80 *см* из предварительно напряженного железобетона по поточно-агрегатной технологии. ЦБНТИ, Гипроводхоз, М., 1966.

Гастунский. А. Н. Нормализация и графический расчет каналов. М., Сазгипровод, 1932.

Глебов П. Д. Курс ирригации. Стройиздат, 1938.

Глебов П. Д. Применение асфальтового бетона для устройства облицовки каналов.

Глебов П. Д. Наблюдения над уплотнением лёсса и осадков каналов на открытом участке в Золотой Орде в Голодной степи. Л., 1932.

Глужге П. И. Торкрет и его применение в гидротехнике. Госстройиздат, 1933.

Григорович Н. А. Расчет незаиляющих каналов. М., 1930.

Гришин М. М. Гидротехнические сооружения, часть II. Государственное издательство по строительству и архитектуре. М., 1955.

Дубах А. Д. Гидротехнические мелиорации лесных земель. Гослестехиздат. М., 1945.

Жуковский Н. Е. О снежных заносах и заилении рек. М., 1923.

Журин В. Д. Элементарная практическая гидравлика. И. В. Х. Ташкент, 1928.

Журин В. Д. Гидравлический справочник решения задач. Ташкент, 1929.

Замарин Е. А. Транспортирующая способность и допускаемые скорости течения в каналах. Госстройиздат, М., 1951.

Знаменский И. И. Бетонирование как один из основных способов сбережения воды в ирригационных системах. Петроград, 1923.

Костяков А. Н. Основы мелиорации. М., 1960.

Королев А. А. и Гинко С. С. Открытые подводящие каналы гидростанций. Энергоиздат, 1937.

Макридин Н. В. Одежда каналов как средство борьбы с фильтрацией. Стройиздат, 1936.

Нормы и технические условия проектирования оросительных каналов. Выпуск первый. Гипроводхоз, М., 1965.

Павловский Н. Н. Гидравлический справочник. Энергоиздат, М., 1937.

Пикалов Ф. И., Кобек С. И., Неговская Т. А. и др. Способы борьбы с потерями воды на фильтрацию из оросительных каналов. Сельхозгиз, М., 1952.

Попова В. Я. Сооружения для распределения и учета воды при орошении. «Колос», М., 1966.

Ризенкампф Г. К. Основы ирригации. Л., 1925.

Словарь-справочник гидротехника-мелиоратора. Сельхозгиз, М., 1955.

Смирнов А. В. Осушение. Справочник гидротехника-мелиоратора. Сельхозгиз, М., 1958.

Справочник гидротехника-мелиоратора. Сельхозгиз, М., 1958.

Сооружения мелиоративных систем. Нормы проектирования (СНиП П—И. 3—62. Москва, 1967).

Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. (СНиП П—I. 1—62. 1962).

Технические указания по проектированию каналов оросительных систем. МСХ СССР, 1955.

Технические указания по проектированию и устройству каменных креплений гидротехнических сооружений в мелиоративном строительстве МСХ СССР, 1955.

Технические указания по проектированию горизонтального дренажа засоленных земель. Гипроводхоз, М., 1965.

Тромбачев С. П. Орошение и осушение. Ташкент, 1925, 1932.

Труды Всесоюзного научно-исследовательского института, вып. 22. Гипроводхоз, М., 1965.

Указания по возведению сборных железобетонных гидросооружений и облицовок каналов на оросительных системах. Гипроводхоз, М., 1964.

Указания по определению допускаемых (неразмывающих) скоростей водного потока для различных грунтов и облицовок. Госземводхоз СССР, М., 1965.

Угинчус А. А. Каналы и сооружения на них. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, М., 1959.

Унифицированные поперечные сечения каналов оросительных систем на расходы до 10 *м*³/*сек*. Гипроводхоз МСХ СССР, 1956.

Черкасов А. А. Мелиорация и сельскохозяйственное водоснабжение. Сельхозгиз, М., 1950.

Чиков В. В. Заиление ирригационных каналов. Петроград, 1915.

Чиков В. В. Принципы бетонирования оросительных каналов. Петроград, 1917.

Экспресс-информация Центрального Бюро научно-технической информации Гипроводхоза, серия 1, вып. 2, 1966; серия 1, вып. 1, и серия 5, вып. 1, 1967.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Глава 1. **Общие сведения о каналах** 3

1. Определение понятия канала 3
2. Классификация каналов по назначению и материалу 3
3. Основные гидравлические элементы открытых каналов 4
4. Форма поперечного сечения каналов и лотков 5
5. Конструктивные типы поперечных сечений открытых каналов, определяемые топографическими условиями 7

Глава 2. **Условия применения и нормы проектирования различных типов поперечных сечений каналов** 8

1. Сечение ирригационного канала в глубокой выемке 8
2. Сечение осушительного канала в выемке 14
3. Сечение канала в насыпи с подсыпным дном 18
4. Сечение канала в полувыемке-полунасыпи 25
5. Сечение канала на косогоре 26
6. Типы поперечных сечений с применением подпорных стенок . . 28
7. Применение поперечных сечений различных типов для каналов различных категорий 31
8. Применение стандартных сечений и их характерные типы . . . 31
9. Типовые сечения водосборно-сбросных каналов и дренажных коллекторов 39

Глава 3. **Условия проектирования формы поперечного сечения каналов** 42

1. Выбор поперечного сечения канала и влияние на него «относительной» ширины 42
2. Гидравлически наивыгоднейшее сечение и условия его применения 43
3. Учет условий, влияющих на форму поперечного сечения канала . 45

Глава 4. **Проектирование уклонов, скоростей, радиусов закруглений и других элементов каналов** 48

1. Выбор и назначение уклонов 48
2. Выбор и назначение неразмывающих скоростей 49
3. Проектирование радиусов закруглений 59

Глава 5. **Потери воды в каналах и их учет** 64

1. Влияние различных факторов на потери воды из каналов . . . 64
2. Обзор существующих формул для учета потерь воды из каналов . 64

Глава 6. **Применение облицовок для уменьшения потерь воды из каналов** 73

1. Условия применения и типы облицовок 73
2. Бетонные облицовки 74
3. Толщина облицовки 75
4. Скорости, коэффициенты шероховатости и радиусы закруглений в бетонированных каналах 78
5. Дренаж облицовки 80
6. Подготовка основания под облицовку 82
7. Упор облицовки откоса в дно канала 83
8. Швы в бетонной облицовке и их расчет 85
9. Конструкция швов облицовки 89
10. Железобетонные облицовки 91
11. Асфальто-бетонные облицовки 93
12. Глино-бетонные облицовки 98
13. Каменно-кирпичные облицовки 101

Сооружения мелиоративных систем. Нормы проектирования (СНиП П—И. 3—62. Москва, 1967).

Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. (СНиП П—I. 1—62. 1962).

Технические указания по проектированию каналов оросительных систем. МСХ СССР, 1955.

Технические указания по проектированию и устройству каменных креплений гидротехнических сооружений в мелиоративном строительстве МСХ СССР, 1955.

Технические указания по проектированию горизонтального дренажа засоленных земель. Гипроводхоз, М., 1965.

Тромбачев С. П. Орошение и осушение. Ташкент, 1925, 1932.

Труды Всесоюзного научно-исследовательского института, вып. 22. Гипроводхоз, М., 1965.

Указания по возведению сборных железобетонных гидросооружений и облицовок каналов на оросительных системах. Гипроводхоз, М., 1964.

Указания по определению допускаемых (неразмывающих) скоростей водного потока для различных грунтов и облицовок. Госземводхоз СССР, М., 1965.

Угинчус А. А. Каналы и сооружения на них. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, М., 1959.

Унифицированные поперечные сечения каналов оросительных систем на расходы до 10 $м^3/сек$. Гипроводхоз МСХ СССР, 1956.

Черкасов А. А. Мелиорация и сельскохозяйственное водоснабжение. Сельхозгиз, М., 1950.

Чиков В. В. Заиление ирригационных каналов. Петроград, 1915.

Чиков В. В. Принципы бетонирования оросительных каналов. Петроград, 1917.

Экспресс-информация Центрального Бюро научно-технической информации Гипроводхоза, серия 1, вып. 2, 1966; серия 1, вып. 1, и серия 5, вып. 1, 1967.