

Управление Водного Хозяйства Средней Азии

№ 12

Декабрь 1929

7-й год издания

ВЕСТНИК ИРРИГАЦИИ

Издательский Отдел И. В. Х.

Ташкент

1929

ВЕСТНИК ИРРИГАЦИИ

Ежемесячный журнал
Управления Водного Хозяйства Средней Азии

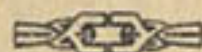
№ 12

Декабрь 1929 г.

БИБЛИОТЕКА
Средне-Азиатск. Оп. Исслед.
Института Водн. Хоз. Хозяйства.

№ 5286
г. ТАШКЕНТ.

7-й ГОД ИЗДАНИЯ



Издательский Отдел Оп.-Ис. Инет. Водн. Хоз.
г. ТАШКЕНТ А

Об экономической природе ирригации.

За последние годы среди работников ирригации заметно наблюдается стремление подытожить разрозненные сведения, обобщить результаты отдельных исследований, теоретически осмыслить ту область хозяйства, в строительстве которой они участвуют. Если в отношении познания технической стороны ирригации сделано уже не мало, то экономическая природа ее до настоящего времени, по крайней мере в русской литературе, не имеет достаточного освещения.

Одной из наиболее заметных работ в этой области является статья экономиста А. И. Головина «Экономическая природа ирригационного предприятия». В первоначальном виде она была напечатана еще в 1926 году в «Вестнике Ирригации» № 1. Несколько переработанная и дополненная новыми мыслями, эта статья была помещена в № 6 журнала «Народное Хозяйство Средней Азии» за 1928 год и затем выпущена отдельным оттиском в «Трудах Ср.-Аз. Гос. Университета».

Несмотря на важность затронутых вопросов и спорность некоторых положений—никаких откликов в печати не было. Интересная оригинальной постановкой проблемы и целым рядом удачных замечаний по отдельным вопросам, работа А. И. Головина, однако, на наш взгляд в некоторых своих положениях не дает достаточно удовлетворительного освещения важных моментов. Обсуждение таких сомнительных положений, думается нам, может оказаться небесполезным при выработке общих взглядов на экономическую сущность ирригации.

I.

Подвергнув критике выдвинутую проф. А. Чаяновым теорию водной ренты и придя к заключению о недостаточности ее для понимания экономики ирригации, А. И. Головин дает затем изложение собственных взглядов. Исходным пунктом здесь служит утверждение, что «экономическая природа ирригации не может быть понята правильно и до конца, если мы не будем рассматривать ирригационную систему, как предприятие, и орошаемое хозяйство, как клиентов этого предприятия».

К чему сводится экономическая сущность ирригационных предприятий?—«Основная проблема познания их экономической природы заключается в установлении технико-экономических особенностей, обуславливающих ее монопольное положение».

Исходя из этого тезиса, автор в дальнейшем изложении обстоятельно рассматривает ряд особенностей, придающих ирригации характер монополистического предприятия. При этом выясняется, что она принадлежит к типу монополий локальных, базирующихся на географиче-

ской прикреплённости услуг и потребителей, что обеспечивает стабильность спроса, независимость от конъюнктурных колебаний и т. д.

В этой теории прежде всего обращает на себя внимание ее абсолютный характер. Автор нигде не оговаривает тех исторических условий и тех категорий ирригационных систем, которые имеет в виду его концепция. Последняя приобретает характер всеобщей теории, охватывающей все эпохи и равно пригодной для объяснения самых различных типов ирригации.

Между тем, навряд ли является правомерным экономический анализ ирригации вообще, без различения отдельных категорий ее. В самом деле, нельзя ставить на одну доску древнюю туземную систему, нашу советскую ирригацию и современное коммерческое оросительное предприятие Индии или Америки. Экономическая природа их не одинакова.

Необходимо различать характер тех производственных отношений, которые возникают между людьми в процессе эксплуатации системы. Одно дело — совместное пользование ирригационной системой для удовлетворения собственных потребностей; другое — эксплуатация сооружения с целью извлечения прибыли из клиентов. Меняется характер производственных связей между людьми — неизбежно изменяется и экономическая природа ирригации.

Поэтому, желая избежать общие места и малосодержательные схемы, надо говорить не об ирригации вообще, вне времени и пространства, но об определенном, конкретном типе ирригации, взятой в соответствующих исторических и социально-экономических рамках. И каждый такой тип требует особого разрешения своих особенных проблем.

При таком подходе возбуждает подозрение исходный тезис А. И. Головина, в котором он утверждает (не обосновывая этого), что надо рассматривать «ирригационную систему, как предприятие, и орошаемое хозяйство, как клиентов этого предприятия». Но само понятие «предприятия» предполагает данными известные исторические условия. Тот же В. Зомбарт, на которого опирается А. И. Головин, дает следующее определение: «Формой хозяйства при капитализме является капиталистическое предприятие. Последнее образует абстрактное единство — дело (*Geschäft*), и имеет своей целью получение прибыли»¹. Таким образом, понятие предприятия включает в себя совершенно определенные моменты: наличие капиталистических отношений и стремление получить прибыль². Но, в таком случае, категорию предприятия можно применять далеко не ко всем ирригационным системам. Под этим углом зрения (предприятие — клиент), вероятно, было бы довольно трудно понять экономическую природу, хотя бы примитивной туземной ирригации недавнего прошлого.

Для советской ирригации, которую нельзя рассматривать, как организацию капиталистическую, тоже, очевидно, нужен другой подход и какая то иная ориентация. Навряд ли у нас является правомерным противопоставление дехканскому хозяйству — ирригационного предприятия в качестве антагониста, экономически лежащего по ту сторону своих клиентов. Поскольку ирригационная система не является предметом капиталистической эксплуатации — ее нельзя противопоставлять сельскому

¹ В. Зомбарт. — «Современный капитализм», т. 1, стр. 190 (Литр., 1924).

² Определяя предприятие, как категорию капиталистического хозяйства, Зомбарт в других случаях, вне исторических границ, пользуется термином «производство» (*Betrieb*). «Мы можем определить производство, как организацию, имеющую целью постоянно продолжающийся трудовой процесс». (Там же, стр. 5—6).

См. также Р. Меерварт — «Политическая экономия и экономическая статистика» (изд. «Экономич. Жизнь», М. 1926), стр. 89—90.

хозяйству, как монополистическую организацию, осуществляющую над ним свое экономическое господство. Правильнее было бы в таких случаях рассматривать ирригацию, как составную часть сельского хозяйства, неразрывно с ним связанную (пока мы ограничиваемся рассмотрением лишь орошаемого хозяйства и не берем других отраслей, обслуживаемых ирригацией)¹.

Независимо от этих, методологически неверных, исходных положений А. И. Головина, если бы их даже и можно было принять,—весь его дальнейший анализ ирригации, как монополистического предприятия, бессилён объяснить с достаточной полнотой ее экономическую природу. Указание на монопольное положение ирригационного предприятия страдает тем значительным недостатком, что, в сущности, в очень малой степени проясняет вопрос о его экономической природе. Не проясняет потому, что ведь естественная монополия ирригационной системы представляет лишь общее условие, в котором она существует везде и всегда (до осуществления, пожалуй, искусственного дождевания). Но о подобных вещах писал Маркс еще свыше 70 лет тому назад: «все, так называемые, общие условия всякого производства суть не что иное, как... абстрактные моменты, с помощью которых нельзя понять ни одной действительной исторической ступени производства»². Естественная монополия дана для любой ирригационной системы, но их экономическая природа, конечно, неодинакова в различной исторической и социальной обстановке. Изменяющиеся категории нельзя объяснять одной постоянной.

Делая ударение на монополистическом характере ирригации и не выясняя дальнейших различий, автор не приводит разграничительной черты между самыми различными категориями древней и современной ирригации. Конечно, весьма сомнительно, чтобы у всех этих разнообразных типов ирригации была тождественная экономическая природа.

Действительная трудность, на наш взгляд, как раз в том и заключается, чтобы понять, каким образом и с какими особыми чертами в одинаковых условиях (монополия) существуют экономически-различные типы ирригации, понять каждый такой тип во всем его отличии и своеобразии.

До сих пор мы не затрагивали по существу содержания концепции А. И. Головина. Однако, уже первые соображения общего порядка ставят под вопрос возможность плодотворного использования его теории для познания экономики ирригации.

II.

В своем анализе А. И. Головин выясняет ряд особенностей ирригационного предприятия, обуславливающих его монопольное положение. К анализу монополии и сводится все исследование экономической природы ирригации.

¹ Аналогичное толкование ирригации предложено А. А. Предтеченским в статье «Рентабельность ирригационных предприятий», напечатанной в № 11—12 «Хлопкового Дела» за 1928 г. На стр. 842 читаем: «рентабельность ирригации характеризуется соотношением сельско-хозяйственного дохода с орошаемых земель и расхода по ирригации».

Отсюда же следует, что рентабельность ирригационного предприятия нельзя определять без учета сельско-хозяйственного дохода и расхода по ирригации, что ирригационное предприятие нельзя рассматривать изолированно от потребителя воды — сельского хозяйства, что ирригационное строительство представляет собою в сущности вложение капитала в землю — в сельское хозяйство».

К. Маркс — «Введение к критике политической экономии».

В дальнейшем нам придется заметить, что монополия для ирригации действительна лишь в известных условиях и подвергается иногда некоторому ограничению. Но пока условно примем положения автора. Какое значение может иметь это для ирригационного предприятия, какие экономические особенности приобретает оно в качестве монополиста?

Как известно, сущность монополии заключается в том, что она имеет возможность, путем установления высоких цен, реализовать повышенную прибыль. Игнорируя (именно в силу своего монопольного положения) соотношение спроса и предложения, она может устанавливать цены на свои товары выше цены производства (издержки плюс нормальная прибыль); отсюда и проистекает высокая—монопольная, прибыль. «Условие монополии дано, пишет А. И. Головин, когда для производителя услуг имеется возможность реализовать их по ценам, превышающим издержки производства плюс средняя прибыль». Он считает, что ирригация этим условием обладает.

Мы вправе ожидать, что, являясь для ирригации существенной и действительно характерной, эта особенность ее (монопольное положение) должна известным образом проявиться в действии и отразиться на характере и результатах деятельности системы. Иначе говоря, если исходить из положения автора, что для понимания экономической природы ирригации необходимо ее рассматривать как монополиста,—мы должны будем предположить свойственную для нее реализацию высокой прибыли.

Применимо ли это положение к ирригационным системам и в какой мере? Если применимо, то далеко не ко всем и далеко не везде.

Ирригационные системы, кроме узко-коммерческих результатов—получение прибыли, могут преследовать цели и совершенно иного порядка: поднятие сельского хозяйства, колонизация, урегулирование водоснабжения и т. д. К этой категории относятся, например, в Индии так называемые протекционные или защитные системы, сооруженные прежде всего для предотвращения голода из-за неурожая в годы засухи. Для таких систем получение прибыли не является обязательным и вообще не прибыль оправдывает их существование; тем более чуждым является для них момент извлечения какой-то добавочной монопольной прибыли, сверх нормальной. Для таких некоммерческих систем (которые особенно нельзя игнорировать в наших советских условиях) монопольное положение является обстоятельством, совершенно для них несущественным, а анализ монополии их экономическую природу никак не затрагивает.

Но если даже взять предприятия, имеющие установку на извлечение прибыли, то окажется, что для значительной части монополия все же бессильна объяснить их экономическую природу. Мы говорим о тех предприятиях, которые в действительности по разным причинам не имеют возможности реализовать свое монопольное положение и не только не извлекают монопольную сверхприбыль, но вообще не получают никакой прибыли и даже терпят убыток.

Для примера укажем хотя бы на тот факт, что к 1903 году из 43 крупнейших ирригационных систем Индии—19 систем были недостаточно доходны или даже убыточны, несмотря на то, что «коммерческая сторона дела при рассмотрении проектов этих систем являлась фактически руководящим, решающим соображением»¹.

Для американской ирригации к 1923 году обрисовалось, по целому ряду систем, довольно печальное положение. Назначенная конгрессом САСШ специальная экспертная комиссия, подведя итоги казенного строительства за время 1904—1922 г. г. пришла к заключению, что израсхо-

¹ Б. К. Лодыгин—«Ирригация Индии», стр. 52, 53 (Лнгр. 1924 г.)

дованные за это время 375 миллионов рублей не только не дали никакой прибыли, но еще принесли около 50 миллионов рублей убытка.

Для подобных ирригационных предприятий, будь они в потенции хоть трижды монополистами—что объясняет концепция А. И. Головина в их экономической природе?

Но если даже система рентабельна и приносит сверхприбыль, можно ли быть уверенными, что это происходит именно из его монопольного положения, а не является результатом каких-либо иных факторов? Ниже мы еще коснемся этого вопроса, а пока перейдем к третьей категории ирригационных систем, которые не только стремятся извлечь максимальную прибыль, но и достигают в действительности осуществления этой своей цели.

Обращаясь к рассмотрению рентабельных ирригационных систем, необходимо предварительно заметить, что их теоретический анализ приводит к сугубо важным практическим выводам.

В самом начале своей статьи А. И. Головин указывает на то, что целый ряд практических проблем ирригационного строительства и водного администрирования упирается в общий вопрос об экономической природе ирригации.

«Так, перевод ирригационных систем на самоокупаемость, сделавшийся теперь очередной задачей водохозяйственной политики, не может быть правильно поставлен и решен без учета экономических особенностей ирригации. То же нужно сказать и о связанной с самоокупаемостью проблеме финансирования ирригации... Большая часть споров обязана здесь, повидимому, не принципиальным разногласиям, а как раз неясности или отсутствию у спорящих сторон четких принципиальных установок».

Свои теоретические построения автор, очевидно, и склонен считать такими установками, которые можно принять как «руководство к действию».

Посмотрим, к каким практическим результатам они приводят.

«Собственник ирригационной системы, продающий воду или вообще распределяющий ее хозяйствам орошаемой территории, обладает огромной силой экономического принуждения в отношении своих клиентов. Он выступает как безусловный монополист».

Для подобного предприятия, которое, как монополист, обладающий «огромной силой экономического принуждения», имеет возможность реализовать свою продукцию с условием извлечения максимальной прибыли,—самим автором приуготованы такие перспективы.

Прежде всего он считает, что наибольшую прибыль можно получить в результате установления ставок за воду пропорционально доходности культур. Однако, было бы наивно ограничиться этим. «Монополия ирригационного предприятия в области установления водного тарифа может идти и за пределы собственно поливного земледелия. Фактически, ведь, ирригационное предприятие имеет дело не с культурами, а с хозяйствами, представляющими собою сочетание ряда отраслей, в том числе и поливного земледелия. Платежеспособность хозяйства определяется поэтому не только чистой доходностью поливного земледелия, а суммой чистых доходов его отраслей. Убыточное поливное земледелие может сочетаться с высокой доходностью от других отраслей. Такие случаи мы имеем, например, в районах сев. Семиречья, где поливное земледелие, как правило, убыточно при наличии доходного животноводства. Тем не менее, поливное земледелие там совершенно необходимо, так как оно является предпосылкой для интенсификации самого животноводства. Таким образом, ирригационная монополия, осуществляемая

непосредственно лишь в отношении одной отрасли хозяйства, может служить средством изъятия дохода от ряда других отраслей».

И дальше: «Абсолютный характер этой монополии, благодаря географической прикрепленности услуг и потребления, создает условия, благодаря которым монопольное воздействие может простирается далеко за пределы его непосредственного объекта».

Если продолжить это рассуждение до логического конца, мы должны будем прийти к мысли, что воздействие ирригационной системы может простирается не только за пределы поливного земледелия, и не только на другие смежные отрасли, но далеко за пределы сельского хозяйства вообще. Почему бы ирригации не извлечь известную долю своей прибыли из заработка, например, донецкого шахтера, одежда которого сделана из хлопкового волокна, или же из заработка ленинградского служащего, имеющего возможность купить чарджуйскую дыню?

Такая возможность теоретически не исключена. Пусть ирригационная монополия заметно повысит водный тариф—и дехканам останется выгодным сеять хлопок и сдавать его текстильным фабрикам лишь при условии соответственного повышения цены, а это в последнем счете отзовется на конечных потребителях.

Но если даже не заглядывать так далеко и оставаться в пределах дехканского хозяйства, теория А. И. Головина вызывает опасения, что в своих практических выводах она приводит ирригацию к такой установке на неограниченное извлечение прибыли, какая несовместима с принципами нашей сельско-хозяйственной политики.

Советская ирригация, разумеется, не отрекается вообще от прибыли. Но не единственно лишь прибылью она должна оценивать результаты своей деятельности, ибо не этот принцип лежит в ее основе. При анализе соотношения затрат и поступлений, у нас применяется для ряда предприятий иной критерий: главным стимулом их производства является не столько получение прибыли (во всяком случае, не это является их основной целью), сколько стремление создать с минимумом затрат максимальное количество благ для удовлетворения потребностей народного хозяйства. В само понятие рентабельности у нас вкладывается иное содержание, его толкование не ограничивается категорией прибыли¹.

Наши тракторные заводы, хотя они и являются монополистами в деле снабжения тракторами сельского хозяйства (кроме ввоза из-за границы),—отнюдь не обладают, в качестве главной особенности, стремлением извлечь повышенную прибыль; и если они в некоторых отношениях пользуются своим монопольным положением, то во всяком случае не этот момент является ключом для познания их экономической природы. Точно также ирригация. Является ли она монополистом? Допустим, да. Однако, этого еще совершенно недостаточно для уяснения ее экономической сущности. Это очень мало объясняет. Ибо не здесь суть.

В своей теории А. И. Головин приводит ирригацию вплотную к установке на извлечение максимальной прибыли (точнее—абсолютной ренты). Тем самым он ставит чрезмерно сильное ударение на моментах, в наших условиях не имеющих главенствующего значения. В результате такого нарушения пропорций, получается слишком резкое «смещение плоскостей», и оно дает уже искажение действительных отношений.

Одно из двух: или ирригация будет стремиться к извлечению максимальной прибыли—и тогда нашла бы свое отражение теория А. И. Головина. Но это для нас неприемлемо; или ирригация будет в своей дея-

См. указанную выше статью А. А. Предтеченского.

тельности руководствоваться какими то иными соображениями, но тогда в жизни нет места теории А. И. Головина, и постолько она должна быть отвергнута.

III.

Понять экономическую природу предприятия, значит найти и теоретически осознать основные особенности его, определяющие хозяйственный эффект, т.-е. соотношение затрат и поступлений. Для уяснения этого в ирригации, нам представляется необходимым обратить внимание на ту ее особенность, что она в отношении своих услуг не может рассчитывать на неограниченный спрос неограниченного рынка (А. И. Головин отмечает это, как географическую прикрепленность услуг и потребителей).

Услуги ирригационной системы предназначены не для отчуждения неизвестному и текучему составу случайных покупателей, а для непосредственного удовлетворения потребностей довольно ясно очерченного круга «клиентов»¹. Контингент спроса представляет определенную и сравнительно медленно изменяющуюся величину.

Если пользоваться терминами А. И. Головина, можно сказать, что не только ирригационная система выступает перед своими клиентами в роли монополиста, но и обратно—сумма потребителей ирригационной системы выступает в отношении последней также в качестве монополиста, сосредоточившего у себя весь спрос на ее услуги.

Таким образом, для экономики ирригационной системы, в большей мере, чем для иных предприятий, является весьма существенным фактором та непосредственная сумма спроса, которая выступает как источник возможных поступлений и в значительной степени определяет также и сумму затрат. А ведь к соотношению затрат и поступлений и сводится вся экономика.

Такой подход ни в коем случае не означает, что каждая отдельная система будет представлять замкнутую единицу с собственным финансовым хозяйством. Разумеется, подобному синдикализму в наших условиях (а мы сейчас говорим именно о советской ирригации) не может быть места. Но для теоретического уяснения вопроса, надо принять соответствие между расходами и источниками поступлений по системе.

При невозможности отчуждать свои услуги на сторону, ирригационная система оказывается привязанной к определенному контингенту потребителей.

Это обстоятельство содержит целый ряд факторов, обуславливающих эффективность системы².

Прежде всего, объем спроса на услуги ирригационной системы определяется размером обслуживаемой поливной площади, и уже этот внешний момент оказывает значительное влияние на рентабельность системы. Так, в Индии ирригационное строительство производилось на крупных массивах в 300—800 тысяч десятин, при чем стоимость орошения 1 десятины составила около 60 руб., и здесь эксплуатация систем

¹ Отношение населения к воде, как к потребительскому благу, хорошо отражено юридическими нормами. «Водное право Туркестана,—говорит Черданцев, как в его настоящем виде, так и в проектах будущего, занято... регулированием отношений по пользованию водой, как потребительным благом, необходимым для потребностей орошения и домашнего хозяйства».

Г. Н. Черданцев—«Водное право Туркестана» стр. 10—11 Ташкент 1911.

² Следует заметить, что помимо чисто-экономических результатов, такая устойчивость круга потребителей создает между ними и ирригационной системой совокупность длительных отношений, которые у нас могут стать основой своеобразных хозяйственно-правовых образований.

оказалась выгодной. В Соединенных Штатах, где казенное строительство имело дело с небольшими проектами, в среднем около 13 тыс. десятин каждый (кроме того, со сложными и дорогими сооружениями), расходы на 1 дес. выразились в сумме 840 руб., и системы принесли убыток. Успех Индии объясняется, главным образом, крупными размерами орошаемых площадей¹. Но с другой стороны, орошение крупных массивов вызывает иногда необходимость в сооружении дорого-стоящих водохранилищ, когда естественный режим и водные запасы реки не обеспечивают своевременной подачи надлежащего количества воды. Например, в проекте орошения 500.000 дес. Голодной степи выяснилось, что при естественном режиме стока Сыр-дарьи водные запасы ее недостаточны для орошения всей площади; поэтому возможность использования полностью намеченной площади требует постройки водохранилищ для регулирования стока².

А в связи с этим, разумеется, должно произойти удорожание эксплуатации системы и соответственное понижение ее доходности.

Сельско-хозяйственные районы, обслуживаемые ирригацией, могут стоять на различном уровне развития и объединять в себе хозяйства различной мощности. В зависимости от экономического состояния района, находится и эффективность ирригационной системы. «Если земледельческое хозяйство, говорит Цинзерлинг, приносит небольшой доход и если оборотные капиталы хозяйства незначительны или совершенно отсутствуют, как, например, в Месопотамии, то расход на устройство орошения в 200—250 рублей на десятину оказывается для хозяйства уже непосильным. В Калифорнии являются рентабельными даже самые сложные и дорогие ирригационные сооружения, посредством которых представляется возможность орошать земли, неблагоприятно расположенные и требующие специальных оборудований—водохранилищ, насосных станций, бетонированных каналов и т. п. В Месопотамии такие сооружения не оправдываются и, по выражению В. Вилькокса, «не стоит тратить время на размышления о них», и там, в настоящее время, орошение оправдывается исключительно на землях, благоприятно расположенных, для орошения которых оказывается возможным и достаточным устройство простых и дешевых сооружений³.

Экономическая мощность района выражается не только в обеспеченности хозяйств орудиями и средствами производства («капиталами»), но и в ценности культивируемых растений, интенсивности земледелия и т. д. В зерновых районах Джетысу ирригация имеет гораздо более узкую экономическую базу, нежели, например, в Фергане, с ее интенсивным земледелием и высокоценной культурой хлопчатника⁴. Командированный в Америку для ознакомления с ирригацией Е. Е. Скорняков рассказывает, что при ревизии в 1910 году выявилось недовольство фермеров в таких районах, где холодный климат позволяет культивировать лишь малоценную пшеницу, которая к тому же не требует обязательно искусственного орошения и дает средние урожаи на богарных землях⁵.

Помимо ценности культуры, здесь выступает на сцену еще один фактор—климатические, метеорологические и прочие естественные усло-

¹ См. В.В.Цинзерлинг—«Орошение на Аму-дарье», М. 1927 г. стр. 230 и 293—294.

² Там же, стр. 282.

³ Там же, стр. 205—206.

⁴ См. проф. З. С. Каценеленбаум—«Мелиорации», стр. 168—171 (4-е изд. 1922 г.).

⁵ Инж.-агр. Е.Е.Скорняков—«Оросительные предприятия правительства САСШ» (отчет по заграничной командировке), изд. ОЗУ СПб, 1913 г., стр. 6.

вия. Еще сильнее этот фактор сказался на эффективности одной американской системы, относительно которой тот же Скорняков пишет следующее: «Причина неудачи предприятия Гарден-сити заключается исключительно в том, что на орошаемых землях его выпадает достаточно влаги для ведения богарного хозяйства (под дождь). Правда, в сухие годы посевы страдают от засухи, но фермеры предпочитают мириться с периодическими недородами, чем выплачивать высокую стоимость орошения и в те годы, когда оно совершенно не нужно»¹.

На примере этого предприятия, между прочим, можно убедиться в том, что не для всех ирригационных систем монополия является их бесспорным свойством. В своей статье А. И. Головин говорит: «Локальная монополия более или менее ограничивается, когда имеется возможность хозяйственной субституции, т. е. замены одной услуги другой, функционально с ней сходной». От таких монополистов, как железная дорога, трамвай, осветительная станция и др., ирригационное предприятие глубоко отличается, «так как применение принципа хозяйственной субституции здесь невозможно. Указанное обстоятельство делает ирригационное предприятие одним из наиболее абсолютных типов монополии». Теперь мы видим, что это не совсем так. Если вода вообще при орошении полей не может быть заменена другой жидкостью, «функционально с ней сходной», то ведь в некоторых случаях вода из ирригационной системы может быть заменена даровой водой с неба. Тут известная субституция имеет место. И постольку монополия ирригационной системы не всегда является абсолютной (конкуренция богары).

Мы далеко не исчерпали всех важнейших моментов, влияющих так или иначе на рентабельность оросительной системы. Но и приведенные соображения, думается нам, убедительно говорят о том, что для познания экономической природы ирригационной системы совершенно недостаточно ограничиться абстрактным анализом ее монопольного положения.

А. И. Головин считает монополию данной и на ней строит весь свой анализ. Но если бы даже она и объясняла экономику ирригационной системы—надо было бы сначала объяснить самое монополия в окружении всех этих факторов, ограничивающих и модифицирующих ее проявление.

IV.

Прежде чем подвести итог, нам хотелось бы обратить внимание еще на одно обстоятельство.

Критикуя теорию водной ренты проф. Чаянова, А. И. Головин делает следующее любопытное замечание: «Совершенно ясно, что исходя из явлений распределения дохода (а рента есть одна из категорий распределения), совершенно безнадежно понять организационную структуру и функциональную природу предприятия, создающего здесь доход. И если использовать здесь аналогии², то их нужно проводить не в плоскости явлений распределения, а в сфере организационного строя предприятий, аналогичных ирригационному»³. Замечание это верное. Но А. И. Головин не замечает, что его слова обращаются против его самого. Ибо, рассматривая ирригацию, как монополиста, он, в сущности, возвращается к той же водной ренте. На следующей странице А. И. Головин с ясностью, не оставляющей никаких сомнений, заявляет: «Монопольный доход соб-

¹ Там же, стр. 2—3.

² В теории Чаянова водная рента аналогична земельной ренте—С. Б.

³ См. «Вестник Ирригации» № 1 за 1926 г. Статья А. И. Головина:—«К постановке вопроса об экономической природе ирригационного предприятия», стр. 7

ственника ирригационного предприятия и есть эта водная рента»¹. Совершенно верно. Но в таком случае ясно, что в своей теории автор все время оперирует той самой экономической категорией (водная рента), несостоятельность которой только что сам доказывал с таким успехом.

Чаяновской теории водной ренты А. И. Головин дает следующую характеристику:

«Концепция водной ренты, как это часто случается со всякой натянутой аналогией, крайне бедна по своему методологическому содержанию и не ведет нас дальше общих аналогий... Водная рента оказывается весьма непродуктивной рабочей гипотезой, так как ее производственные возможности исчерпываются в двух-трех аналогиях и всякий дальнейший шаг в разработке теории не может быть сделан без введения ряда осложняющих моментов совершенно затушевывающих значение основной конструкции»².

Это суровое заключение хорошо формулирует главные недостатки теории водной ренты. Но присмотритесь к нему внимательнее: ведь буквально такое же заключение напрашивается и в отношении теории А. И. Головина. Он может свою оценку перенести целиком и полностью на собственную теорию, ибо к последней она относится не в меньшей мере, чем к теории проф. Чаянова.

Анализ А. И. Головина не вскрывает действительной экономической природы ирригации, ибо то, что принимается за таковую «природу», никак не обуславливает характера и результатов деятельности предприятия и вообще ни в чем не проявляется. Для разрешения практических задач теория А. И. Головина не приемлема. Она ничего не объясняет. Из нее ничего не следует. Она, как удачно выразился сам автор, «крайне бедна по своему методологическому содержанию и не ведет нас дальше общих аналогий»...

V.

В предыдущем изложении, оспаривая некоторые тезисы теории А. И. Головина, нам пришлось противопоставить им свои соображения. Здесь нам остается резюмировать их. Разумеется, эти краткие замечания нельзя принимать за изложение цельной развернутой теории; не претендуя на это, они пытаются лишь заострить внимание на наиболее существенных вопросах.

Прежде всего, необходимо подчеркнуть, что познание ирригации не может заключаться в построении универсальной теории, дающей единое понимание ее экономики для всех времен и народов. Опыт показывает, что такие всеобъемлющие теории в достаточной мере бесплодны.

Если для капиталистической ирригации характерно стремление извлечь прибыль из своих клиентов, то в советских условиях центр тяжести резко перемещается с предприятия на потребителей: не клиенты для блага ирригации, а ирригация для блага народного хозяйства. Отсюда следуют важные для экономического анализа выводы.

Ирригация разрешает задачи весьма широкие и результативность ее деятельности не может быть измерена лишь непосредственно полученной прибылью; последняя в силу этого приобретает характер второстепенного обстоятельства, которое не может ставиться во главу угла и служить руководящим принципом ирригационной политики. Наконец, у нас, помимо прямого производственного значения ирригации, нельзя недооценивать ее социально-политическую роль, как мощного орудия социалистического преобразования сельского хозяйства.

¹ Там же, стр. 8.

Там же, стр. 7.

Если ирригационное предприятие с капиталистической установкой является орудием эксплуатации, то у нас ирригация теряет это свойство и выступает в качестве орудия труда, как один из важнейших элементов сельско-хозяйственного производства. Постолько эффективность ирригации нельзя определять обособленно, вне эффекта всего района, обслуживаемого ею.

Вообще, эту эффективность надо рассматривать не с точки зрения ирригационной системы, только как узко коммерческую рентабельность (размер прибыли), но в аспекте народо-хозяйственном, т. е. учитывая всю сумму результатов ее участия в различных отраслях хозяйственной жизни. Иначе говоря, можно учитывать, в сущности, не доход ирригации, а доход, созданный при помощи ирригации, включенной в общую производственную систему. И эффект ирригации можно понимать лишь как эффект района. Последний включает в себе ряд моментов, учет которых необходим для уяснения экономики ирригации.

В виду того, что они в предыдущем уже были освещены, ограничимся их перечислением. Все разнообразные факторы можно свести в 4 основные группы.

1. Естественные условия (климатические, метеорологические, почва, рельеф и т. п.), определяющие виды поливных культур, значение богары, как возможного конкурента поливного земледелия, что обуславливает загрузку системы и пр.

2. Экономический уровень хозяйства—обеспеченность средствами производства, размер земельного надела и т. д. Ирригационная система, как один из элементов производства, должна соответствовать общему экономическому состоянию хозяйства (см. выше сравнение Месопотамии и Калифорнии).

3. Продукционная мощность сельско-хозяйственного района,—особенно в той части, какая складывается под непосредственным влиянием ирригационного фактора (ценность культур, распространенность и значение других отраслей, связанных с земледелием—животноводство, с.-х. промыслы и пр., товарность хозяйства и т. д.).

Этот момент определяет фонд, из которого ирригация может рассчитывать черпать средства на покрытие своих расходов.

4. Кроме того, необходимо учесть обслуживание других отраслей народного хозяйства, помимо сельского—промышленные заведения, гидросиловые установки, судоходство и пр. Здесь ирригация выступает уже в роли не только аппарата орошения, но в более широком своем значении.

Все эти факторы, а также ряд других менее важных, между собой связаны и то или иное их сочетание соответствующим образом влияет на эффективность ирригационной системы.

Они могут действовать в одинаковом направлении, но в иных условиях, они могут оказывать воздействие, взаимно противоположное по своим результатам, и в таком случае конечный эффект зависит от соотношения сил отдельных слагаемых.

Здесь перед исследователем-экономистом возникает благодарная задача—выяснить и теоретически осмыслить существующие закономерности и уловить оптимальные соотношения, на подобие того, как это делает современная теория размещения промышленности.

Выявить и уяснить сумму основных факторов, понять, каким образом в данной их комбинации ирригационная система увязывается с окружающей хозяйственной средой в единый производственный комплекс—таковы ближайшие задачи, которые стоят перед изучением экономики советской ирригации.

К.Т. Романовский

Общие соображения по механизации земляных работ в ирригации.

Необходимость механизации при выполнении ирригационных работ, казалось бы, не должна возбуждать никаких сомнений, а особенно в настоящее время, когда усилия государства направлены к тому, чтобы предельно сберечь мускульный труд, заменяя его, где это представляется только возможным, силами электричества, нефтяных двигателей, паровых машин и т. д. В виду того, однако, что не столь уже давно даже на страницах ташкентской печати появились мнения, приписываемые специалистам—ирригаторам, практикам, кровно сжившимся с Средней Азией, что в условиях последней механизация (экскаваторная) ирригационных работ является нерациональной, следует привести по этому поводу надлежащие указания, чтобы уже больше не возвращаться к этому вполне ясному вопросу.

Так как тема о механизации всех работ слишком обширна, то настоящим остановимся на механизации производства только земляных работ и притом лишь крупными машинами, каковыми являются экскаваторы и землесосы. Это будет тем более правильным, что подавляющее большинство ирригационных работ состоит из земляных работ и что если и могли быть сомнения в рациональности механизации, то только в области применения крупных и тяжелых машин, в виду затруднительности их доставки. Механизация же работ при посредстве не столь громоздких механизмов, повидимому, ни у кого не возбуждает сомнений своей рациональности, хотя бы потому, что она уже получила широкое распространение. К последнего рода механизации относится применение на работах бетономешалок, центробежных насосов, паровых котлов, механических подъемников, локомобилей, фортранов, автомобилей и т. д.

Поэтому рассмотрим только вопрос о целесообразности применения различного рода тяжелых землеройных и землесосных машин, по своей громоздкости трудно транспортируемых.

Сначала следует отметить, что хотя в Средней Азии и немного железных дорог и судоходных рек, но все таки почти все места со значительным скоплением населения или служащие объектами ирригационных работ обслужены либо железными дорогами, трасса коих проложена по пунктам наибольшей заселенности, либо рекою Аму-дарьей. Ирригационные же работы требуются и производятся преимущественно в населенных районах, где, стало быть, по близости имеются железные дороги, или судоходная река.

Таким образом, транспортные препятствия к механизации в Средней Азии отнюдь не таковы, чтобы из-за них отказаться от усовершенствованного способа производства работ помощью механизации.

Переходя к характерным особенностям земляных работ по ирригации, отметим еще раз их превалирующее значение, среди всех других родов ирригационных работ, и огромную их абсолютную величину. Вряд ли в какой-либо другой отрасли строительства в СССР ежегодно выполняется столько земляных работ, сколько производится их по ирригации. Достаточно указать, что по отчетным данным за 1923 год—год еще слабого кредитования, по Водному Хозяйству Средней Азии (без Хорезма) было выполнено около 12.000.000 мтр.³ земляных работ. Столь огромная величина работ, требующая напряжения большого количества сил, уже служит достаточным показателем необходимости механизации этих работ.

В настоящее же время количество выполняемых по ирригации работ еще значительно увеличилось, в виду форсирования хлопковой программы. Достаточно указать, что только по крупному строительству на 1929/30 год было намечено к производству механизированным путем 17 миллионов мтр.³ земляных работ и ручным способом 8 миллионов мтр.³ Эти 25 миллионов мтр.³ земляных работ далеко не охватывали того действительного их количества, которое намечалось к производству в 29/30 году по всем отраслям ирригационного строительства. Если принять, что по мелкому строительству и по натурповинности будет выполнено около 50%, земляных работ, падающих на крупное строительство, то получаем огромную сумму в 37,5—40 миллионов мтр.³ земляных работ, которые предстояло произвести в 29/30 году.

Чтобы иметь масштаб для сравнения указанного количества работ, приведем данные по одному из самых крупных мировых сооружений—по Панамскому каналу.

За 8 лет непрерывной работы (с 1905 года по 1913 год), при 100 экскаваторах и 21 землечерпалке, американцы вынули сухого и подводного грунта 132.000.000 мтр.³, т.-е. в год в среднем 16.500.000 мтр.³, а это составляет значительно менее половины того, что предстояло сделать в 29/30 году по ирригации в Средней Азии.

Так как целью ирригации является создание новых, или урегулирование существующих водных потоков, то при выполнении этих работ неизбежно приходится соприкасаться с водою и постоянно иметь дело с мокрыми, разжиженными и находящимися под водою или в сфере почвенных вод грунтами. Очевидно, что эти работы всего рациональнее могут быть выполнены механизированными способами, и многие из них без механизации просто не могут быть осуществлены. Следовательно, если бы по каким-либо соображениям совершенно невозможно было бы применять механизации земляных работ, то от целого ряда гидротехнических работ просто пришлось бы полностью отказаться.

Наилучшим и наглядным доказательством применимости и выгоды использования экскаваторов в условиях Средней Азии служат примеры, когда частные предприниматели и казна даже в довоенное время обращались к помощи механизации при производстве ирригационных работ.

Напомним, что при прежних капиталистических условиях эксплуатация мускульной силы народа считалась самым выгодным способом получения ценностей, и несмотря на это более 15-ти лет тому назад, при постройке Голодностепской оросительной системы, т.-е. еще тогда, когда рабочая сила и сравнительно мало стоила, и много меньше требовала расходов для своего обслуживания,—контрагент С.Н. Чаев применял на названных работах экскаваторы, частью даже специально заказывая их за границей. Затем частная компания по орошению Ширабадской степи приобрела и привезла на свои работы пять больших экскавато-

ров. В равной мере и бывш. Отдел земельных улучшений на чуйских работах, после самого тщательного изучения вопроса, остановился на выгоде и необходимости широкого применения механизации. Для этого, по выработанным заданиям, был организован конкурс между экскаваторными фирмами, после которого предпочтение было отдано экскаваторам Бьюсайрус'а, и для работ было куплено и привезено из Америки пять экскаваторов.

При решении перейти к механизации чуйских работ учитывался благоприятный результат применения таковой в Мугани, т.е. при ирригационных работах в Муганской степи, в Закавказье.

Наконец, очень хорошо разработанный в 1926 году Научно-Мелиорационным институтом в Ленинграде «Новый проект орошения Голодной степи» базируется исключительно на самом широком применении механизации (и в частности экскаваторов), только с помощью которой теперь и возможно разрешение крупных ирригационных проблем.

К сказанному можно прибавить, что, например, все орошение нынешнего Хорезма (бывшего Хивинского ханства) каждый год всецело зависит от того, насколько местное население, снабженное только кетменями и лопатками, успешно очистит вручную многочисленные каналы, подводящие воду из Аму-дарьи в питающие магистрали, так как эти каналы (саки) непрерывно заиляются и совершенно заносятся наносами Аму-дарьи. Несмотря на то, что местное население, для обеспечения бесперебойной подачи воды, делает по несколько подводящих каналов для питания одной и той же магистрали, с расчетом, чтобы в случае занесения одних, работали другие,—все же часто ни по одной из голов низкая вода не может проникнуть из Аму-дарьи в магистраль. Причиной тому, кроме заиления, является также и абсолютная невозможность для населения дорыть, без механизации, подводящие каналы на много ниже горизонта грунтовых вод, вследствие чего, при низких горизонтах в Аму-дарье, вода не попадает ни в одну из многих голов. Таковы печальные результаты работ вручную в Хорезме. Величина же ежегодно производимых здесь натурповинностью работ характеризуется количеством затрачиваемой на них рабочей силы, достигающим по Хорезму более одного с четвертью миллиона поденно-дней по натурповинности.

Все приведенное, казалось бы, с исчерпывающей убедительностью устанавливает абсолютную необходимость самого широкого применения механизации при ирригационных работах в Средней Азии.

Поэтому ГУВХ Средней Азии были заказаны на Сормовском заводе и уже спущены в Чарджое на воду два землесоса и одна землечерпалка для работ в верхней дельте Аму-дарьи. Кроме того, имеются четыре малых землесоса, конструкции инж. Ф. П. Моргуnenкова, работающие на Бассага-керкинском канале. Надо думать, что эти землесосы явятся лишь первыми пионерами в деле выполнения ирригационных работ в бассейне Аму-дарьи помощью землесоса.

Что же касается до сухопутных машин, то таковых у Главного Управления Водного Хозяйства в Средней Азии имеется свыше десятка, с общей годовой производительностью в 2.200.000 мтр.³ Но этого далеко недостаточно для осуществления предстоящих работ, и мощность экскаваторного парка подлежит огромному увеличению, с доведением количества экскаваторов до производительности не менее 20.000.000 мтр.³ в год.

В самое последнее время, по совету работающей в Средней Азии консультации американских инженеров, предполагается перейти к меха-

низации устройства мелкой сети и к очистке небольших каналов от наносов механическим путем.

Таким образом, механизация земляных работ по ирригации должна широко охватить все виды их производства.

Кроме технической невозможности выполнения без механизации многих работ, необходимости ее применения в целях ускорения производства или восполнения недостающей рабочей силы и принципиальных соображений желательности заменять мускульный труд механизацией—правильно примененная и рационально поставленная механизация работ всегда дешевле работ вручную. Поэтому за границей, и особенно в Сев.-Ам. Соединенн. Штатах, давно перешли к предельно широкому механизированию производства земляных работ. Там всякое сомнение в применимости механизации было бы сочтено за самое непростительное рутинерство.

В России применение экскаваторных работ, хотя и не в такой степени как за границей, но все же широко стало развиваться даже и в довоенное время. Так как тогда внимание государства было более всего обращено на пути сообщения, то механизация земляных работ, главным образом, применялась на постройках дорог, очистке речных путей и углублении портов. Ирригация в то время только начала становиться на путь устройства систем инженерного типа, но несмотря на это и при ирригационных работах, как указывалось, экскаваторы начинали завоевывать себе надлежащее место.

В настоящее время механизация крупных земляных работ в ирригации перешла из стадии опытных работ в стадию широкого использования земмашин на производстве. И если раньше механизированное производство земляных работ только немногим отличалось по стоимости от работ вручную, то теперь, с приобретением навыка и с увеличением количества производимых работ,—единичная стоимость механизированных работ стала понижаться и дошла до цены почти вдвое меньшей, чем стоят одинаковые работы, производимые вручную. Стоимость 1 куб. метра экскаваторных работ в 1926—27 г.г. расценивалась, в среднем, около 1 рубля, тогда как теперь она составляет всего 50—55 коп. за 1 куб. метр. Несмотря на такое значительное понижение, особенно если учесть некоторое уменьшение стоимости денег за истекший период, все же это не предел достижений, и, очевидно, в дальнейшем, с улучшением использования продуктивности машин, единичная стоимость выработки 1 куб. метра еще значительно понизится.

Все сказанное с достаточной убедительностью устанавливает, что при мало-мальски значительных земляных работах следует стараться их механизировать. Однако, при этом непременно следует иметь в виду, что механизация, по сравнению с работой вручную, является высшим родом производства работ и потому требует соответствующей обстановки и предъявляет известные требования.

Нельзя забывать, что механизация земляных работ является как бы фабричным их производством и, как всякое фабричное производство, нуждается и требует более высоких форм подготовки, организации и планомерности, нежели работы вручную. Отнюдь не следует считать налаживанием механизации простую покупку за границей того или другого количества землеройных машин. Ведь никому не пришло бы на мысль, что для завода или фабрики достаточно выписать то или другое количество станков или машин. Точно также и при механизации земляных работ необходимо, кроме машин, в первую очередь озаботиться наличием высококвалифицированного руководящего состава и такого же штата опытных экскаваторных бригад. Отдавать же дело механизации в

ров. В равной мере и бывш. Отдел земельных улучшений на чуйских работах, после самого тщательного изучения вопроса, остановился на выгоды и необходимости широкого применения механизации. Для этого, по выработанным заданиям, был организован конкурс между экскаваторными фирмами, после которого предпочтение было отдано экскаваторам Бьюсайрус'а, и для работ было куплено и привезено из Америки пять экскаваторов.

При решении перейти к механизации чуйских работ учитывался благоприятный результат применения таковой в Мугани, т.-е. при ирригационных работах в Муганской степи, в Закавказье.

Наконец, очень хорошо разработанный в 1926 году Научно-Мелиорационным институтом в Ленинграде «Новый проект орошения Голодной степи» базируется исключительно на самом широком применении механизации (и в частности экскаваторов), только с помощью которой теперь и возможно разрешение крупных ирригационных проблем.

К сказанному можно прибавить, что, например, все орошение нынешнего Хорезма (бывшего Хивинского ханства) каждый год всецело зависит от того, насколько местное население, снабженное только кетменями и лопатками, успешно очистит вручную многочисленные каналы, подводящие воду из Аму-дарьи в питающие магистрали, так как эти каналы (саки) непрерывно заиляются и совершенно заносятся наносами Аму-дарьи. Несмотря на то, что местное население, для обеспечения бесперебойной подачи воды, делает по несколько подводящих каналов для питания одной и той же магистрали, с расчетом, чтобы в случае занесения одних, работали другие,—все же часто ни по одной из голов низкая вода не может проникнуть из Аму-дарьи в магистраль. Причиной тому, кроме заиления, является также и абсолютная невозможность для населения дорыть, без механизации, подводящие каналы на много ниже горизонта грунтовых вод, вследствие чего, при низких горизонтах в Аму-дарье, вода не попадает ни в одну из многих голов. Таковы печальные результаты работ вручную в Хорезме. Величина же ежегодно производимых здесь натурповинностей работ характеризуется количеством затрачиваемой на них рабочей силы, достигающим по Хорезму более одного с четвертью миллиона поденно-дней по натурповинности.

Все приведенное, казалось бы, с исчерпывающей убедительностью устанавливает абсолютную необходимость самого широкого применения механизации при ирригационных работах в Средней Азии.

Поэтому ГУВХ Средней Азии были заказаны на Сормовском заводе и уже спущены в Чарджое на воду два землесоса и одна землечерпалка для работ в верхней дельте Аму-дарьи. Кроме того, имеются четыре малых землесоса, конструкции инж. Ф. П. Моргуникова, работающие на Бассага-керкинском канале. Надо думать, что эти землесосы явятся лишь первыми пионерами в деле выполнения ирригационных работ в бассейне Аму-дарьи помощью землесоса.

Что же касается до сухопутных машин, то таковых у Главного Управления Водного Хозяйства в Средней Азии имеется свыше десятка, с общей годовой производительностью в 2.200.000 мтр.³ Но этого далеко недостаточно для осуществления предстоящих работ, и мощность экскаваторного парка подлежит огромному увеличению, с доведением количества экскаваторов до производительности не менее 20.000.000 мтр.³ в год.

В самое последнее время, по совету работающей в Средней Азии консультации американских инженеров, предполагается перейти к меха-

О формах поверхности жидкости, вытекающей из-под щита в лоток.

(Продолжение)¹.

§ 10. Положение для первой зоны. Если при постоянном напоре H струя воды вытекает из щитового отверстия в лоток той же ширины с постоянным по длине его коэффициентом шероховатости ложа и если при этом глубина струи h_c в наиболее сжатом сечении ее с—с более бытовой глубины воды в лотке h_2 , то при бытовой глубине воды в лотке h_2 , меньшей критической глубины $h_{кр.}$, длина кривой спада от глубины h_c до глубины $h_1 = 1,01 h_2$ возрастает с увеличением расхода воды, т.-е. наибольшая длина кривой спада будет при расходе q_c , для которого $h_c = h_{кр.}$

Для подтверждения этого положения используем ранее сделанные подсчеты для прямоугольного лотка, имеющего 20 мт. ширины и уклон дна 0,0144. Пусть в лоток под постоянным напором в 2,5 мт. втекает из щитового отверстия струя воды. Кривые расхода лотка при коэффициентах шероховатости его ложа $\gamma=0,16$, $\gamma=0,46$ и $\gamma=0,85$ проходят в первой зоне графика (чер. 2) при следующих предельных расходах воды лотка.

Первый предельный расход соответствует точке пересечения кривой расхода $h_2 = f_2(q_c)$ с кривой $h_c = f_c(q_c)$ при $h_2 = h_c$, второй предельный расход является наибольшим для отверстия при данном напоре в 2,5 мт. и будет при $h_c = h_{кр.}$

Данные подсчета длины кривых спада в зависимости от величины расхода q_c , подтверждающие вышеприведенное положение, сводим в табл. 10, 11, 12.

Таблица 10.

$\gamma=0,16$										
q_c	h_c	h_2	$1,01 h_2$	$j_{ср.}$	γ_2	γ_1	$f(\gamma_2)$	$f(\gamma_1)$	l_2	Примечание
3,15	0,53	0,53	—	—	—	—	—	—	0	$h_c = h_2$
4,0	0,71	0,62	0,63	7,978	1,010	1,164	1,4159	0,5352	216	$h_c > h_2$
5,0	0,96	0,71	0,72	8,043	*	1,371	*	0,3123	364	*
6,0	1,30	0,80	0,81	8,107	*	1,625	*	0,1653	459	*
6,4	1,66	0,83	0,84	8,181	*	2,025	*	0,1279	474	*

¹ Смотрите № 9 «Вестника Иригации» за 1929 год.

Таблица 11.

$\gamma=0,46$										
q_c	h_c	h_2	$1,01 h_2$	$j_{кр.}$	r_2	r_1	$f(r_2)$	$f(r_1)$	l_2	Примечание
4,2	0,75	0,75	—	—	—	—	—	—	0	$h_c = h_2$
5,0	0,96	0,83	0,84	4,984	1,01	1,156	1,4159	0,5494	190	$h_c > h_2$
6,0	1,30	0,93	0,94	5,236	*	1,398	*	0,3047	279	*
6,4	1,66	0,96	0,97	5,317	*	1,729	*	0,1846	306	*

Таблица 12.

$\gamma=0,85$										
q_c	h_c	h_2	$1,01 h_2$	$j_{кр.}$	r_2	r_1	$f(r_2)$	$f(r_1)$	l_2	Примечание
5,0	0,96	0,96	0,97	—	—	—	—	—	0	$h_c = h_2$
6,0	1,30	1,07	1,08	3,404	1,01	1,215	1,4159	0,4601	170	$h_c > h_2$
6,4	1,66	1,12	1,13	3,553	*	1,482	*	0,2627	192	*

Могут быть случаи, когда кривая расхода полностью лежит в пределах первой зоны, но это не меняет сущности приведенного выше положения и лишь дает пределы расходов для кривой спада от $q_c = 0$ при $h_c = h_2 = 0$ до $q_c = q_{max}$ при $h_c = h_{кр.}$

§ 11. Приведенные в § 4 и § 10 положения для третьей, второй и первой зон графика, составленного для прямоугольного лотка, в который под постоянным напором H втекает струя той же ширины, возможно выразить в следующей форме:

а) если кривая расхода лотка лежит в пределах третьей зоны графика, то наибольшая длина кривой подпора от глубины h_c до глубины h_1 будет при расходе воды $q_{кр.}$, для которого разница глубин $(h_1 - h_c)$ наибольшая. $q_{кр.} = 0,5 q_c$, где q_c — расход, даваемый точкой пересечения кривой расхода с кривой $h'_c = f'_c(q_c)$;

б) если кривая расхода лотка лежит в пределах второй зоны графика, то наибольшая длина кривой подпора от глубины h_c до глубины $h_1 = 0,99 h_2$ будет при расходе $q_{кр.}$, равняющемся удвоенному расходу, при котором разница глубин $(h_2 - h_c)$ достигает наибольшей величины. $q_{кр.} = \frac{2}{3} q_c$, где q_c — расход, соответствующий точке пересечения кривой расхода с кривой $h_c = f_c(q_c)$;

в) если кривая расхода лотка лежит в пределах первой зоны графика, то наибольшая длина кривой спада от глубины h_c до глубины $h_1 = 1,01 h_2$ будет при расходе q_c , для которого разница глубин $h_c - h_1$ наибольшая.

В этой форме положения облегчают в дальнейшем получение некоторых выводов, необходимых для построения расчетных схем по определению длин кривых подпора и спада в лотках, отдельные участки которых различны по шероховатости. Для подтверждения изложенной формы выражения основных положений § 4 и § 10 воспользуемся данными ранее приведенных таблиц и чертежей¹ и составим следующие таблицы:

а) Кривая расхода в третьей зоне.

Таблица 13¹.

$\gamma=0,16$					
q_e	h_1	h_e	h_1-h_e	l_2	Примечание
0	0	0	0	0	$h_e = h_1=0$
0,5	0,22	0,08	0,14	51,0	$h_e < h_1$
1,0	0,37	0,16	0,21	85,5	"
2,0	0,61	0,32	0,29	124,4	"
2,9	0,77	0,48	0,29	131,2	"
3,0	0,79	0,50	0,29	128,8	"
4,0	0,95	0,71	0,25	106,4	"
5,0	1,11	0,96	0,15	62,9	"
5,8	1,22	1,22	0	0,0	$h_e = h_1$

Таблица 14.

$\gamma=0,46$					
q_e	h_1	h_e	h_1-h_e	l_2	Примечание
0	0	0	0	0	$h_e = h_1=0$
0,5	0,18	0,08	0,10	13,6	$h_e < h_1$
1,0	0,30	0,16	0,14	24,0	"
2,0	0,50	0,32	0,18	40,0	"
2,45	0,58	0,39	0,18	45,5	"
3,0	0,67	0,50	0,17	42,0	"
4,0	0,82	0,71	0,11	29,2	"
4,9	0,93	0,93	0	0	$h_e = h_1$

Таблица 15²

$\gamma=0,85$					
q_e	h_1	h_e	h_1-h_e	l_2	Примечание
0	0	0	0	0	$h_e = h_1=0$
0,5	0,13	0,08	0,05	2,8	$h_e < h_1$
1,0	0,23	0,16	0,07	5,3	"
1,9	0,395	0,30	0,095	10,5	"
2,0	0,41	0,32	0,09	10,1	"
3,0	0,56	0,50	0,06	8,1	"
3,8	0,66	0,66	0	0	$h_e = h_1$

¹ Смотрите № 9 «Вестника Ирригации» за 1929 год.

² Таблицы 13 и 15 составлены с исправлением ошибок, вкраившихся в подсчеты при составлении табл. 3 и 5 (смотрите № 9 «Вестн. Ирригации» за 1929 год).

б) Кривая расхода во второй зоне.

Таблица 16.

$\gamma=0,16$					
q_e	h_2	h_e	h_2-h_e	l_2	Примечание
0	0	0	0	0	$h_e = h_2 = 0$
0,5	0,16	0,08	0,08	83,1	$h_e < h_2$
1,0	0,25	0,16	0,09	133,0	"
1,05	0,26	0,16	0,10	—	"
2,0	0,40	0,32	0,08	192,0	"
2,1	0,415	0,34	0,075	193,0	"
2,5	0,45	0,40	0,05	172,5	"
3,0	0,51	0,50	0,01	47,1	"
3,15	0,53	0,53	0	0	$h_e = h_2$

Таблица 17.

$\gamma=0,46$					
q_e	h_2	h_e	h_2-h_e	l_2	Примечание
0	0	0	0	0	$h_e = h_2 = 0$
0,5	0,22	0,08	0,14	47,6	$h_e < h_2$
1,0	0,32	0,16	0,16	80,9	"
1,4	0,39	0,22	0,17	—	"
2,0	0,48	0,32	0,16	133,4	"
2,8	0,59	0,46	0,13	156,5	"
3,0	0,61	0,50	0,11	150,6	"
3,5	0,67	0,60	0,07	130,5	"
4,0	0,73	0,71	0,02	63,6	"
4,2	0,75	0,75	0	0	$h_e = h_2$

Таблица 18.

$\gamma=0,85$					
q_e	h_2	h_e	h_2-h_e	l_2	Примечание
0	0	0	0	0	$h_e = h_2 = 0$
0,5	0,25	0,08	0,17	18,3	$h_e < h_2$
1,0	0,37	0,16	0,21	41,6	"
1,66	0,51	0,26	0,25	—	"
2,0	0,56	0,32	0,24	81,5	"
3,0	0,72	0,50	0,22	112,1	"
3,33	0,77	0,56	0,21	117,2	"
4,0	0,85	0,71	0,14	114,8	"
4,5	0,90	0,82	0,08	97,5	"
5,0	0,96	0,96	0	0	$h_e = h_2$

Наибольшая разница глубин $h_2 - h_c$ будет при одной трети, а наибольшая длина кривой подпора между глубинами h_c и h_2 —при двух третях расхода q_c , который дается точкой пересечения кривой расхода с кривой $h_c = f_c(q_c)$.

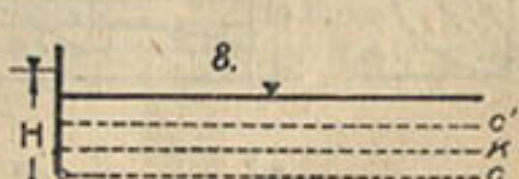
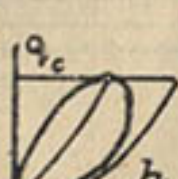
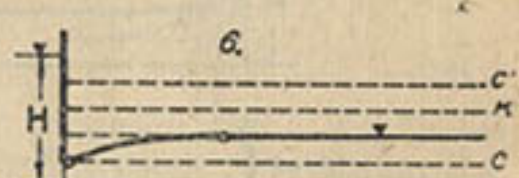
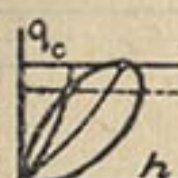
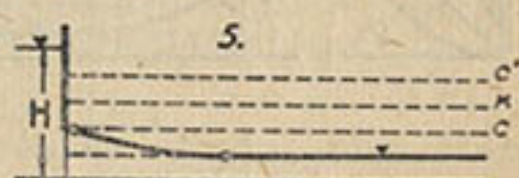
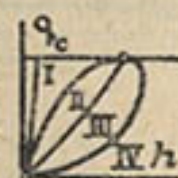
в) Кривая расхода в первой зоне.

Таблица 19.

q_c	h_c	$\gamma = 0,16$			$\gamma = 0,46$			$\gamma = 0,85$		
		h_2	$h_c - h_2$	l_2	h_2	$h_c - h_2$	l_2	h_2	$h_c - h_2$	l_2
3,15	0,53	0,53	0	0	—	—	—	—	—	—
4,0	0,71	0,62	0,09	216	—	—	—	—	—	—
4,2	0,75	—	—	—	0,75	0	0	—	—	—
5,0	0,96	0,71	0,25	364	0,83	0,13	190	0,96	0	0
6,0	1,30	0,80	0,50	459	0,93	0,37	279	1,07	0,23	170
6,4	1,66	0,83	0,83	474	0,96	0,70	306	1,12	0,54	192

§ 12. На основании положений теории неравномерного течения жидкости в открытом русле вогнутость или выпуклость форм водной поверхности, соответствующих четырем зонам нашего графика, вполне определенная¹. В целях краткости изложения и для наглядности это иллюстрируется черт. 5, 6, 7, 8 в схематизированном виде. В левой части каждого чертежа приведен график с кривой расхода, проходящей в той или другой его зоне, в правой части — соответствующая положению кривой расхода на графике форма поверхности жидкости с показанием глубин h_c , $h_{кр.}$, h'_c и h_2 пунктиром из черточек, а глубины h_1 , сопряженной с глубиной h_2 , пунктиром из точек.

§ 13. Предложенный мною прием наглядно и удобно дает для подсчетов (в условиях, изложенных выше):



¹ Проф. Н. Н. Павловский. Гидравлический справочник. Изд. 1924 г.

Проф. Б. А. Бахметьев. О неравномерном течении жидкости в открытом русле. Изд. 1928 года.

Проф. В. Д. Жури. Погашение энергии в перепалах и быстротоках. № 9 «Вестника Иригации» за 1926 год.

а) формы водной поверхности при неравномерном движении ее в лотке;

б) пределы расходов воды, при которых имеет место та или другая форма поверхности жидкости в лотке;

в) расход воды, при котором та или иная форма поверхности жидкости в лотке имеет наибольшее развитие по длине его.

§ 14. Выше принималось, что лоток, в который из-под шита втекает струя воды, имеет по своей длине однообразную шероховатость ложа, выражаемую через коэффициент шероховатости γ для новой формулы Базена. Допустим, что лоток состоит из участков, которые имеют различную шероховатость. Пусть в такой лоток из щитового донного отверстия, по своей ширине равного ширине лотка, при постоянном напоре H вытекает струя воды. При этом условии основные формы водной поверхности: а) кривая спада, б) кривая подпора без прыжка, в) кривая подпора с прыжком и г) затопленная струя, могут быть между собою в той или другой комбинации. Предложенный прием позволяет и в этом случае установить, в пределах каких расходов воды и при какой длине участков будет иметь место та или другая комбинация основных форм водной поверхности, а также определить тот расход воды, при котором они получают наибольшее развитие по длине участков лотка.

§ 15. Пусть лоток состоит из двух участков, и шероховатость первого участка менее шероховатости второго участка. Оба участка лотка имеют одинаковый прямой уклон дна. При этих условиях возможны следующие комбинации основных форм водной поверхности.

§ 16. Кривые расхода первого и второго участков лежат в первой зоне. Непосредственно из графика (чер. 9) получаем¹.

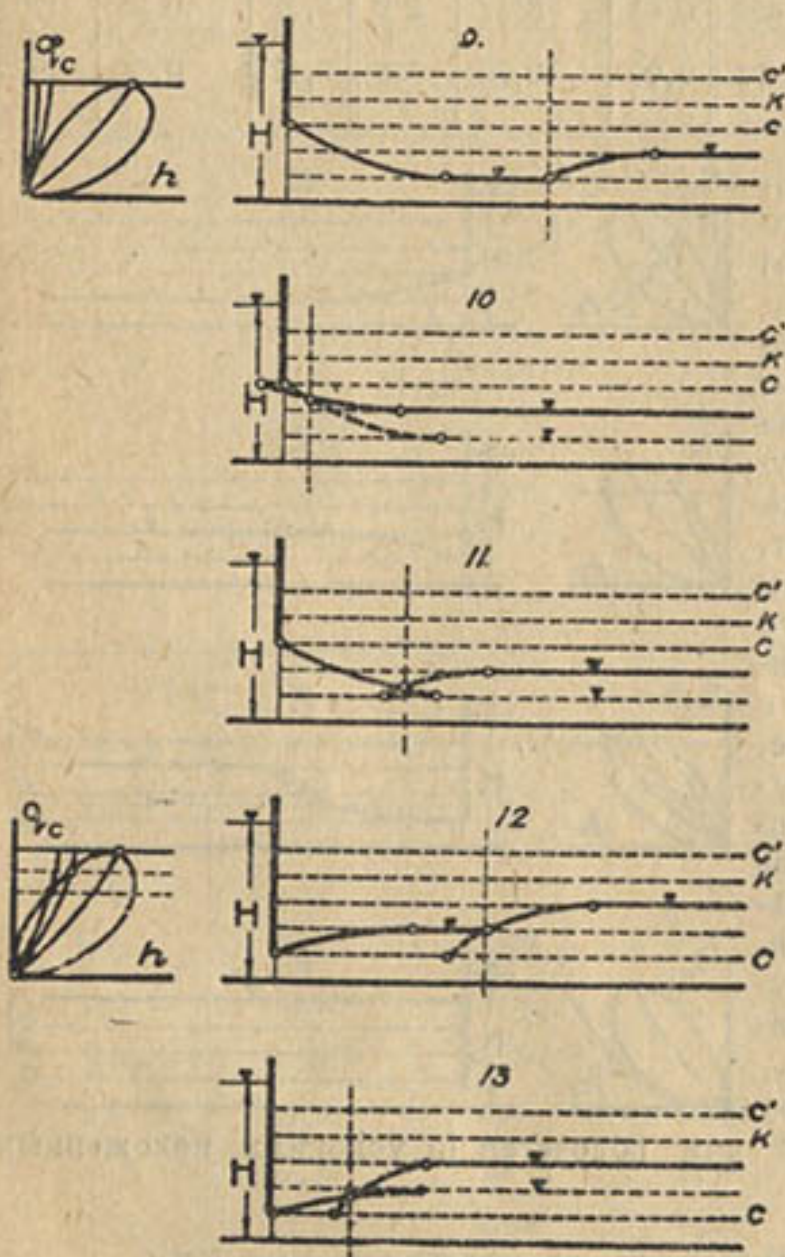
$$h_{21} < h_{22} < h_c < h_{кр} < h_{c'} \quad (25).$$

Согласно этого неравенства глубина h_c сопрягается с глубиной h_{21} кривой спада. При длине первого участка, большей длины кривой спада, в конце его устанавливается равномерное течение с глубиной h_{21} , которая сопрягается с бытовым режимом второго участка кривой подпора без прыжка.

При длине первого участка, меньшей длины кривой спада, получаем комбинацию кривых спада и подпора (чер. 11) при неравенстве

$$h_{21} < y < h_{22} \dots \dots \dots (26)$$

¹ Вторая цифра в числовом указателе глубин обозначает номер участка лотка.



где y —глубина воды в конце первого участка. В частном случае при $y = h_{22}$ (27)
будем иметь лишь одну кривую спада в пределах первого участка. При условии (чер. 10)

$$y > h_{22} \text{ (28)}$$

получаем две кривых спада—первую от глубины h_e до глубины y и вторую, в пределах второго участка, от глубины y до глубины h_{22} .

§ 17. Кривые расхода первого и второго участков находятся во второй зоне.

Согласно графика (чер. 12) получаем условие

$$h_e < h_{21} < h_{22} < h_{кр.} < h'_e \text{ (29)}$$

Из неравенства следует, что от глубины h_e до глубины h_{21} будет кривая подпора. При длине первого участка, большей длины кривой подпора, последняя переходит в равномерное течение с глубиной h_{21} . От глубины h_{21} до глубины h_{22} , в пределах второго участка, также будет кривая подпора. При длине первого участка, меньшей длины кривой подпора между глубинами h_e и h_{21} имеем при неравенстве

$$h_e < y < h_{21} \text{ (30)}$$

две кривых подпора—первую между глубинами h_e и y , в пределах первого участка, и вторую между глубинами y и h_{22} , лежащую в пределах второго участка (чер. 13). Из графика (чер. 12) следует, что отмеченные комбинации форм водной поверхности могут быть в пределах от расхода $q_e = 0$ до расхода q_e , при котором кривая расхода первого участка пересекается с кривой $h_e = f_e(q_e)$, что дает условие для него

$$h_e = h_{21} \text{ (31)}$$

При большем расходе получаем другое положение кривых расхода в зонах графика, которое рассматривается ниже.

§ 18. Кривые расхода первого и второго участков проходят в третьей зоне. Из графика на чер. 14 имеем

$$h_e < h_{кр.} < h_{21} < h_{22} \text{ (32)}$$

Глубина h_e сопрягается с глубиной h_{11} , сопряженной с глубиной h_{21} , кривой подпора при длине ее, меньшей длины первого участка. Далее глубина h_{11} переходит прыжком в глубину h_{21} при условии наличия равномерного течения в пределах первого участка. Последнее кривой подпора от глубины h_{21} до глубины h_{22} сопрягается с равномерным течением второго участка. При длине первого участка меньшей длины кривой подпора между глубинами h_e и h_{11} и при условии (чер. 15)

$$h_e < y < h_{12} \text{ (33)}$$

где h_{12} —глубина, сопряженная с бытовой глубиной второго участка h_{22} , получаем две кривых подпора: первую от глубины h_e до глубины y , в пределах первого участка, и вторую от глубины y до глубины h_{12} , в пределах второго участка. В частном случае при (чер. 16)

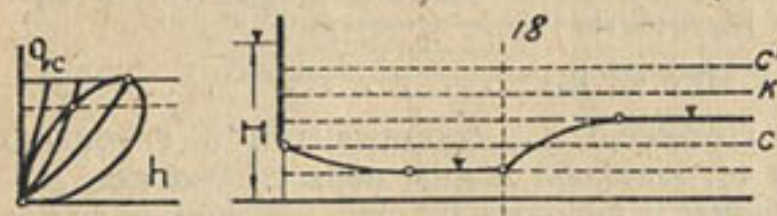
$$h_e < h_{12} \leq y \text{ (34)}$$

получим одну первую кривую подпора в пределах первого участка с равномерным течением в пределах второго участка. Отмеченные комбинации форм водной поверхности возможны в пределах расходов воды от $q_e = 0$ до q_e , при котором кривая расхода второго участка пересекается с кривой $h'_e = f'_e(q_e)$ и дает условие

$$h'_e = h_{22}, \text{ или } h_e = h_{12} \text{ (35)}$$

При расходах воды больших получаем иное положение кривых расхода в зонах графика, рассматриваемое ниже.

§ 19. Кривые расхода первого и второго участков лежат в четвертой зоне.



Струя воды в этом случае получается затопленной, так как из графика имеем неравенство (чер. 17).

$$h_c < h_{кр.} < h'_c < h_{21} < h_{22} \quad (36)$$

Следует лишь отметить, что степень затопления струи в сечении с—с, характеризующая коэффициентом

$$\tau = \frac{h}{h'} \quad (37)$$

может быть различной в зависимости от длины первого участка. h —глубина затопления струи.

§ 20. Кривая расхода первого участка проходит в первой зоне, второго участка—во второй зоне. Из графика (чер. 18) получаем

$$h_{21} < h_c < h_{22} < h_{кр.} < h'_c \quad (38).$$

При этом условии могут быть лишь следующие комбинации форм водной поверхности: кривая спада от глубины h_c до глубины h_{21} и равномерное течение с последней глубиной при длине первого участка, большей длины кривой спада.

В конце первого участка глубина h_{21} сопрягается с глубиной h_{22} кривой подпора, которая располагается в пределах второго участка (чер. 18). При условии

$$y > h_{21} \quad (39),$$

т.-е. при длине первого участка, меньшей длины кривой спада, последняя переходит в кривую подпора от глубины y до глубины h_{22} (чер. 19), располагающуюся в пределах второго участка. Из графика (чер. 18) вытекает, что описанные комбинации форм водной поверхности имеют место в пределах расходов воды от $q_c = 0$ до q_c , при котором кривая расхода второго участка пересекается с кривой $h_c = f_c(q_c)$, т.-е. при условии

$$h_{22} = h_c \quad (40).$$

При больших расходах воды обе кривые расхода лежат в первой зоне, т.-е. имеем случай 1-й, описанный выше.

§ 21. Кривая расхода первого участка проходит в первой зоне, второго участка—в третьей зоне. Согласно графика (чер. 20), имеем

$$h_{21} < h_c < h_{кр.} < h_{22} < h'_c \quad (41).$$

Из неравенства следует, что на первом участке будет между глубинами h_c и h_{21} кривая спада и равномерное течение с глубиной h_{21} , если длина первого участка более длины кривой спада. Далее в пределах второго участка от глубины h_{21} до глубины h_{12} будет кривая подпора и от глубины h_{12} до глубины h_{22} прыжок.

При длине первого участка, меньшей длины кривой спада (чер. 21), т.е. при

$$y > h_{21} \dots \dots \dots (42)$$

кривая спада в конце первого участка переходит в кривую подпора второго участка между глубинами y и h_{12} . Отмеченные комбинации форм водной поверхности могут быть при расходах воды от $q_c = 0$ до q_c , при котором кривая расхода второго участка пересекается с кривой графика $h'_c = f_c(q_c)$.

§ 22. Кривая расхода первого участка проходит в первой зоне, второго участка—в четвертой зоне. Условие, получаемое из графика (чер. 22)

$$h_{21} < h_c < h_{кр.} < h'_c < h_{22} \dots \dots \dots (43)$$

показывает, что первый участок будет занят в зависимости от длины его полностью или частично затопленной кривой спада, если имеется неравенство (чер. 22, 23, 24)

$$y < h_{22} < h_c \dots \dots \dots (44).$$

В этом случае от глубины y до глубины h_{12} в пределах второго участка будет кривая подпора с прыжком. Если же имеем

$$y > h_{12} \dots \dots \dots (45),$$

то струя будет затопленной (чер. 25).

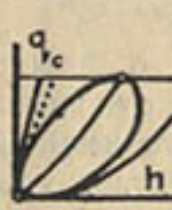
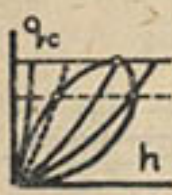
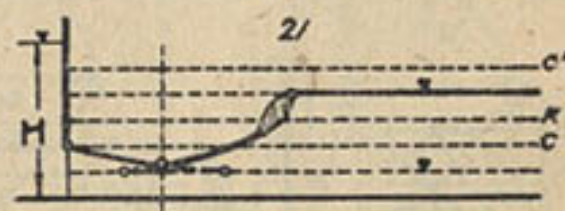
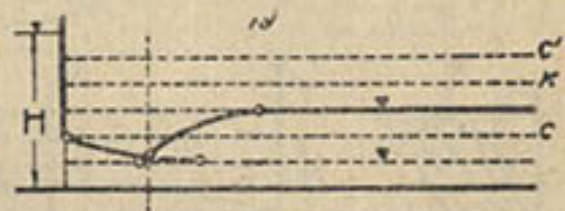
§ 23. Кривая расхода первого участка проходит во второй зоне, второго участка—в третьей зоне. При условии даваемого графиком $h_c < h_{21} < h_{кр.} < h_{22} < h'_c$ (46) имеем на первом участке кривую подпора от глубины h_c до глубины y (чер. 26, 27), если

$$y < h_{12} \dots \dots \dots (47).$$

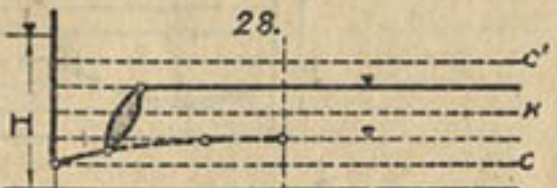
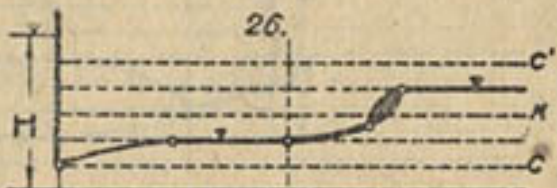
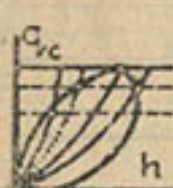
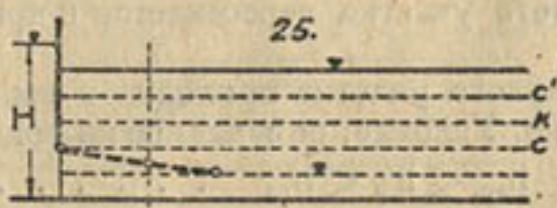
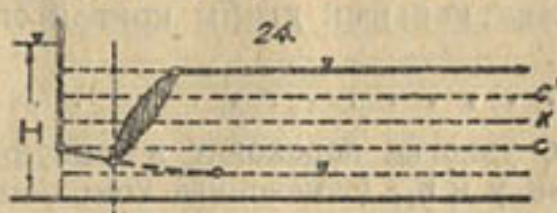
В этом случае на втором участке между глубинами y и h_{12} будет кривая подпора и прыжок от глубины h_{12} до глубины h_{22} . Наличие равномерного течения в концевой части первого участка находится в зависимости от его длины. При

$$y > h_{12} \dots \dots \dots (48)$$

кривая подпора на первом участке будет между глубинами h_c и h_{12} (чер. 28), а длина кривой подпора от глубины h_{12} до глубины y будет затоп-



лена глубиной h_{22} . Верхним пределом расходов, до которого описанные комбинации форм водной поверхности имеют место, является расход воды, обусловленный пересечением кривой расхода второго участка с кривой $h'_c = f'_c(q_c)$ при условии (48), или кривой расхода первого участка с кривой $h_c = f_c(q_c)$ при условии (47).



§ 24. Кривая расхода первого участка проходит во второй зоне, второго участка—в четвертой зоне. Согласно графика (чер. 29) имеем

$$h_c < h_{21} < h_{кр.} < h'_c \\ < h_{22} \dots \dots \dots (49),$$

что дает условие

$$h_{12} < h_c < y \leq h_{21} \dots (50),$$

т.е. кривая подпора от глубины h_c до глубины h_{21} и бытовой режим первого участка, если он не обусловлен достаточной длиной последнего, всегда будут затоплены глубиной h_{22} .

§ 25. Кривая расхода первого участка проходит в третьей зоне, второго участка—в четвертой зоне. Из графика на чер. 30 получаем

$$h_c < h_{кр.} < h_{21} < h'_c < h_{22} (51).$$

При условии достаточной длины первого участка (чер. 30) имеем в пределах его между глу-

бинами h_c и h_{11} кривую подпора с прыжком, равномерное течение с глубиной h_{21} и кривую подпора от глубины h_{21} до глубины h_{22} . Если длина первого участка такова, что имеется неравенство

$$y \leq h_{11} \dots \dots \dots (52),$$

то кривая подпора будет затоплена глубиной h_{22} (чер. 31).

§ 26. На основе изложенного в предыдущих параграфах возможно сделать следующие выводы:

а) Если первый участок имеет шероховатость меньшую, чем второй участок лотка, то неравномерное течение со скоростями воды, большими бытовых скоростей ее, будет в начале второго участка в случаях, данных чертежами 9, 11, 12, 13, 15, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 26, 27.

Иначе говоря, если первый участок имеет, например, бетонную облицовку, а второй участок представляет собой земляное русло, то последнее в своем начале будет размываться, если скорости неравномерного течения в начале его более допустимых скоростей на размыв грунта. В этом случае предохранить земляное русло от размыва возможно лишь, применив в начале его крепление с шероховатостью, не меньшей шероховатости русла.

Следовательно, при компановке крепления нижнего бьефа сооружения с шероховатостью его, меньшей шероховатости русла, возможно лишь ставить себе задачей отдалить место предполагаемого размыва русла от сооружения на длину крепления и не больше; при компановке крепления без размыва земляного русла необходимо креплению, имеющему в своем начале на некоторой длине шероховатость меньшую, чем шероховатость русла, придавать в концевой части шероховатость не меньшую, чем шероховатость русла, и на такой длине, чтобы неукрепленное русло имело лишь равномерное течение.

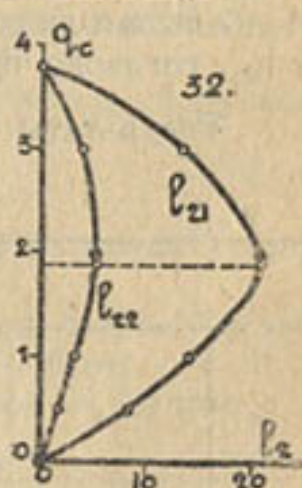
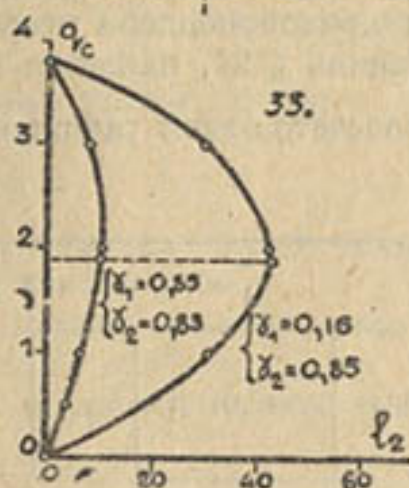
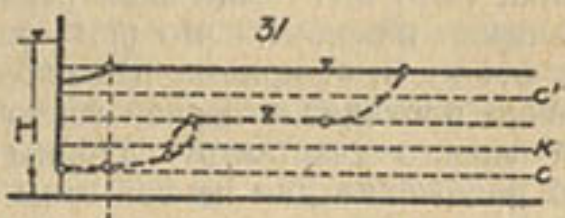
б) Если первый участок имеет шероховатость меньшую, чем шероховатость второго участка, то в случаях, данных черт. 14, 16, 17, 24, 25, 28, 29, 30, 31, второй участок имеет равномерное течение с бытовыми скоростями, а в случае, данном чер. 10, неравномерное течение в своем начале со скоростями, меньшими бытовых скоростей.

В отмеченных случаях компановка крепления с шероховатостью меньшей, чем шероховатость русла, не даст размывов в начале его, и повышение шероховатости крепления в концевой части его не имеет обоснования в изложенном выше.

§ 27. Примем, что длина первого участка или глубина воды в конце его у задана и требуется определить расход воды, при котором кривая подпора или спада второго участка l_{22} имеет наибольшую длину. При рассмотрении с этой стороны различных комбинаций основных форм водной поверхности будем зачастую иметь случаи определения длины кривой подпора или спада между бытовыми глубинами первого и второго участков прямоугольного лотка.

Пусть первый и второй участки лотка имеют одинаковый уклон дна и различные коэффициенты шероховатости. При этом условии разница между бытовыми глубинами участков или, иначе говоря, величина спада или подпора ($h_{22} - h_{21}$) растет с увеличением расхода воды (черт. 2). Отсюда возможно такое правило (аналогичное приведенному в § 10, 11 для первой зоны).

Длина кривой подпора или спада между бытовыми глубинами первого и второго участков лотка, имеющих одинаковый уклон дна и различную шероховатость ложа, увеличивается с увеличением расхода во-



ды лотка или, иначе говоря, с увеличением разницы бытовых глубин ($h_{22}-h_{21}$).

§ 28. Кривые расхода первого и второго участков лежат в первой зоне.

а) При длине первого участка с глубиной в конце его для всех расходов воды, равной

$$y=h_{21} < h_{22} < h_c \dots \dots \dots (53)$$

(чер. 9), наибольшая длина кривой подпора найдется согласно правила, данного в предыдущем параграфе (§ 27). **Пример.** Лоток шириною в 20 мт., с уклоном дна, равным 0,0144, имеет первый участок с коэфф. шероховатости $\gamma_1=0,16$ и второй—с $\gamma_2=0,85$. В лоток втекает струя под постоянным напором $H=2,5$ мт. Требуется, при условии $y=h_{21}$, определить наибольшую длину кривой спада первого участка и наибольшую длину кривой подпора второго участка для расходов воды, при которых кривые расхода первого и второго участков одновременно лежат в первой зоне графика.

Строим кривые расхода первого и второго участков в масштабе графика (чер. 2) и совмещаем первые с последним. На основании этого совмещения находим, что при расходах воды от $q_c = 5$ к. м. с. до $q_c = 6,4$ к. м. с. кривые расходов первого и второго участков одновременно проходят в первой зоне графика. Наибольшая длина кривой спада первого участка от глубины h_c до глубины h_{21} определится, согласно положения для первой зоны (§10,11), при $q_c = q_m = 6,4$ к. м. с. Наибольшая длина кривой подпора второго участка между глубинами y и h_{22} , согласно правила § 27, найдется при $q_c = q_m = 6,4$ к. м. с.

Результаты подсчетов даем таблицей 20.

Таблица 20.

$\gamma_1=0,16$ (первый участок)									
q_c	h_c	h_{21}	$y=1,01h_{21}$	$j_{cp.}$	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{21}
6,4	1,66	0,83	0,838	8,18	1,01	2,00	1,4159	0,1318	475,0
$\gamma_2=0,85$ (второй участок)									
q_c	$y=1,01h_{21}$	h_{22}	$0,99h_{22}$	$j_{cp.}$	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{22}
6,4	0,838	1,13	1,12	3,23	0,99	0,742	1,4125	0,2317	225,5

Приняв длину первого участка равной 475,0 мт., получим при прочих расходах воды длину кривой подпора второго участка менее 225,5 мт.

Примечание к примеру.

В целях иллюстрации приведенного в § 27 правила воспользуемся данными приведенного примера и составим таблицу 21.

Таблица 21.

q_c	$\gamma_1=0,16$	$\gamma_2=0,85$ (второй участок)								
	$y=h_{21}$	h_{22}	$0,99h_{22}$	$j_{cp.}$	γ_2	γ_{11}	$f(\gamma_2)$	$f(\gamma_{11})$	l_{22}	$h_{21}-h_{22}$
5,0	0,71	0,96	0,95	2,88	0,99	0,740	1,4125	0,2350	165	0,25
6,0	0,79	1,07	1,06	2,99	»	0,738	»	0,2314	193	0,28
6,4	0,83	1,13	1,12	3,23	»	0,734	»	0,2248	227	0,30

6) При условии (чер. 11)

$$h_{21} < y < h_{22} < h_c \dots \dots \dots (54)$$

кривая подпора второго участка между глубинами y и h_{22} является частью кривой подпора между глубинами h_{21} и h_{22} . Последняя наибольшей длины, согласно § 27, достигает при наибольшем расходе для случая прохождения кривых расхода первого и второго участков в пределах первой зоны графика. При постоянном расходе, с увеличением длины первого участка глубина y приближается к глубине h_{21} и кривая подпора между глубинами y и h_{22} возрастает по длине; с уменьшением же длины первого участка глубина y возрастает, приближаясь к глубине h_{22} , и длина кривой подпора между глубинами y и h_{22} уменьшается и при $y=h_{22}$ делается равной нулю. Это следует непосредственно из черт. 11.

При дальнейшем уменьшении длины первого участка получаем условие

$$h_{21} < h_{22} < y < h_c \dots \dots \dots (55),$$

при котором в пределах второго участка будет кривая спада между глубинами y и h_{22} .

При заданной постоянной длине первого участка с увеличением расхода глубина y увеличивается от глубины h_{21} до глубины $y < h_c$. При этом увеличении глубина y проходит через значение ее, равное

$$y=h_{22} \dots \dots \dots (56).$$

При расходах воды от $q_c = 0$ до q_c , при котором имеет место условие (56), имеем в пределах второго участка кривую подпора между глубинами y и h_{22} , а при расходах воды, больших расхода q_c , обусловленного условием $y=h_{22}$, кривую спада между теми же глубинами. При этом разница между глубинами ($h_{22}-y$) при расходах от $q_c = 0$ до q_c , для которого $y=h_{22}$, положительна, а при больших расходах отрицательна. Иначе говоря, кривая $y=f_y(q_c)$, при постоянной длине первого участка, с увеличением расхода воды пересекает кривую расхода второго участка в двух точках—при расходе $q_c = 0$ и при q_c , для которого $y=h_{22}$. В пределах этих расходов разница ($h_{22}-y$) и длина кривой подпора второго участка с увеличением расхода изменяются от нуля до нуля, переходя через максимум.

При расходах, больших расхода q_c , для которого $y=h_{22}$, абсолютная величина разницы ($h_{22}-y$) и длина кривой спада второго участка увеличиваются с увеличением расхода воды.

Следовательно, при постоянной длине первого участка расход воды, при котором кривая подпора второго участка имеет наибольшую длину, лежит в пределах от $q_c = 0$ до q_c , для которого $y=h_{22}$; наибольшая

же длина кривой спада второго участка, согласно § 11, найдется при наибольшем расходе $q_c = q_m$, для которого $y > h_{22}$.

При полном открытии отверстия наибольший расход воды будет при условии $h_c = h_k$.

Могут быть случаи, когда, при заданной длине первого участка, кривая $y = f_y(q_c)$, сближаясь с кривой $h_{22} = f_{22}(q_c)$, при всех расходах отверстия, при данном напоре H , не пересекается в пределах графика с кривой расхода $h_{22} = f_{22}(q_c)$. Очевидно, в этом случае в пределах второго участка при всех возможных расходах отверстия от $q_c = 0$ до $q_c = q_m$, для которого $h_c = h_k$, будет только кривая подпора. Наибольшая длина ее в этом случае найдется при расходе воды, лежащем в пределах от $q_c = 0$ до $q_c = q_m$.

На основании изложенного, при заданной длине первого участка, ход решения задачи по определению наибольшей длины кривой подпора или спада в пределах второго участка может быть следующим.

Для наибольшего расхода воды q_c , для которого $h_c = h_k$, путем подбора определяем глубину воды в конце первого участка y и для этого же расхода находим бытовую глубину h_{22} . Далее могут быть два случая: в первом случае—найденная глубина y менее глубины h_{22} , и тогда наибольшая длина кривой подпора будет при расходе, заключающемся в пределах от $q_c = 0$ до $q_c = q_m$, где q_c — расход, для которого $h_c = h_k$; во втором случае—найденная глубина y более глубины h_{22} , и наибольшая длина кривой подпора второго участка найдется при расходе, лежащем в пределах от $q_c = 0$ до q_c , при котором $y = h_{22}$, а наибольшая длина кривой спада того же участка определится при наибольшем расходе воды $q_c = q_m$, т.е. при глубинах y и h_{22} , найденных ранее и послуживших для выяснения, с каким случаем мы имеем дело.

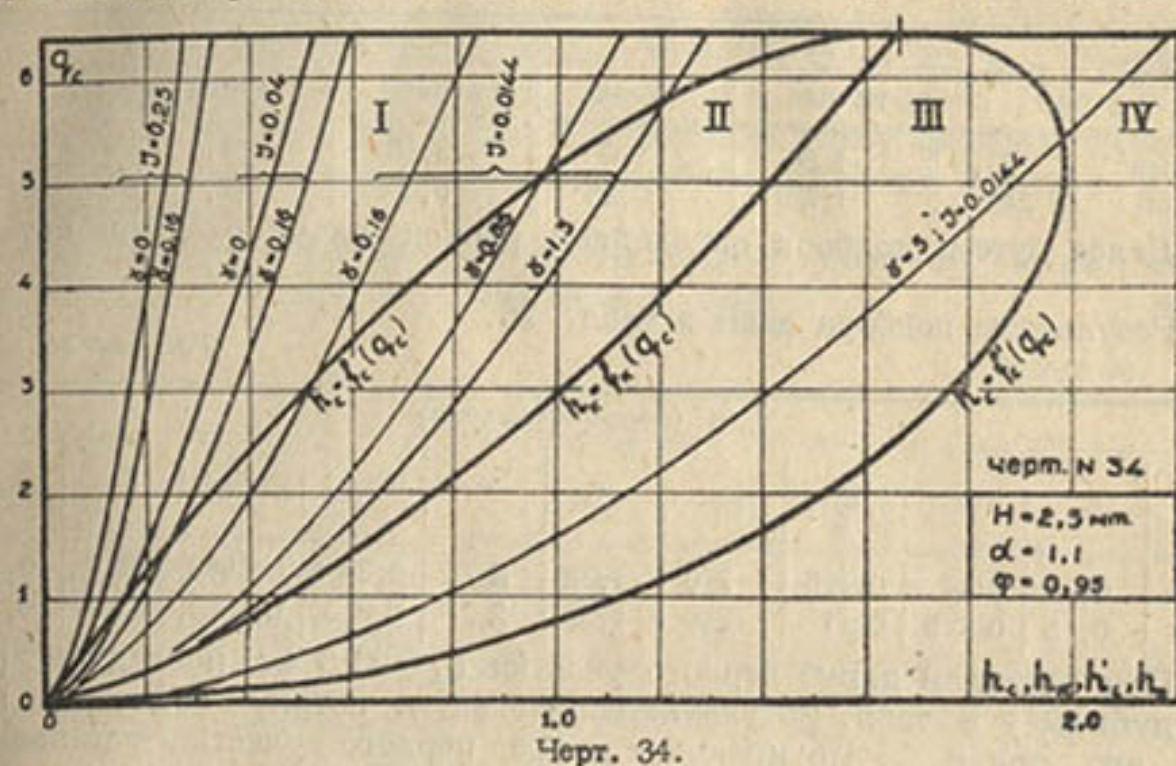
Пример 1. Лоток шириною в 20 м., с уклоном дна, равным 0,25, имеет первый участок длиною в 23,5 м. Коэффициент шероховатости первого участка лотка равен $\gamma_1 = 0$, второго — $\gamma_2 = 0,16$. В лоток втекает струя воды под постоянным напором $H = 2,5$ м. Требуется определить для различных расходов лотка формы водной поверхности и их наибольшую протяженность в пределах второго участка.

Строим кривые расхода первого и второго участков лотка, расположив необходимые для этого подсчеты в таб. 22.

Таблица 22.

h	ω	P	R	$\sqrt{R}$	$\gamma_1 = 0$			$\gamma_2 = 0,16$		
					c	v	q_c	c	v	q_c
0,05	1,0	20,1	0,050	0,222	87	9,7	0,485	50,6	5,64	0,28
0,10	2,0	20,2	0,094	0,306	»	13,3	1,33	50,1	8,74	0,874
0,15	3,0	20,3	0,148	0,385	»	16,75	2,51	61,4	11,8	1,775
0,25	5,0	20,5	0,244	0,494	»	21,5	5,38	65,7	16,2	4,06
0,40	8,0	20,8	0,384	0,620	»	27,0	10,8	69,1	21,4	8,56

Построенные кривые расхода совмещаем с графиком (черт. 34). Согласно этого совмещения обе кривые расхода проходят одновременно в первой зоне графика при расходах от $q_c = 0$ до $q_c = 6,4$ к.м.с. Последний расход является в то же время наибольшим расходом для отверстия в нашем примере, так как для него имеем $h_c = h_k = 1,66$ мт.



Черт. 34.

Для расхода $q_c = 6,4$ к.м.с. подбором, при заданной длине первого участка, определяем глубину воды в конце y . Результаты подбора располагаем в табл. 23.

Таблица 23.

q_c	$\gamma_1 = 0$ (первый участок)								
	y	h_c	h_{21}	$j_{cp.}$	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{11}
6,4	1,0	1,66	0,27	188	1,85	6,15	0,1560	0,0131	24,2

В виду небольшой величины разницы между заданной длиной первого участка и полученной путем подбора, можем считать последний выполненным удовлетворительно.

Для расхода $q_c = 6,4$ к.м.с. по кривой расхода второго участка находим глубину $h_{22} = 0,33$ мт. Так как глубина $y = 1,0$ мт. более глубины $h_{22} = 0,33$ мт., то для расхода $q_c = 6,4$ к.м.с. имеем кривую спада в пределах второго участка, и наибольшая длина ее найдется при наибольшем расходе $q_c = 6,4$ к.м.с. Подсчет длины кривой спада располагаем в табл. 24.

Таблица 24.

q_c	$\gamma_2 = 0,16$ (второй участок)								
	y	$1,01h_{22}$	h_{22}	$j_{cp.}$	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{22}
6,4	1,0	0,333	0,33	138	1,01	3,03	1,4159	0,0553	243

На основании данных таблиц 23, 24, может быть назначена, с определенным запасом на вспухание струи от засасываемого воздуха, высота бортов в пределах первого и второго участков лотка—быстротока, так как для этого имеем данные, приводимые в табл. 25.

Таблица 25.

Участок	Длина	Глубина воды в		Скорости воды в		q_e
		начале	конце	начале	конце	
Первый	23,5	1,66	1,0	3,85	6,4	6,4
Второй	243,0	1,00	0,33	6,4	19,4	6,4

Далее путем подбора определяем расход воды q_e , при котором $y = h_{22}$.

Результаты подбора даем в табл. 26.

Таблица 26.

$\gamma_1 = 0$ (первый участок)										
q_e	h_e	y	h_{21}	j_{cp}	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{21}	h_{22}
1,5	0,24	0,14	0,105	210	1,33	2,28	0,3493	0,0998	21,4	0,140
1,6	0,25	0,145	0,11	210	1,32	2,27	0,3536	0,1003	23,2	0,145

При заданной длине первого участка $l_{21} = 23,5$ мт. последний подбор глубины y в табл. 26 удовлетворителен, и потому возможно принять, что при $q_e = 1,6$ к.м.с. в конце первого участка установится глубина воды, равная $y = h_{22} = 0,145$ мт.

Следовательно, при расходах воды от $q_e = 0$ до $q_e = 1,6$ к.м.с., в пределах второго участка, будет кривая подпора между глубинами y и h_{22} .

Для определения наибольшей длины кривой подпора второго участка сделаем подсчеты длины ее для расходов воды от $q_e = 0$ до $q_e = 1,6$ к.м.с., составив табл. 27 и 28.

Таблица 27.

q_e	$\gamma_1 = 0$ (первый участок)								
	h_e	y	h_{21}	j_{cp}	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{21}
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,08	0,054	0,05	211	1,08	1,6	0,7490	0,2098	22,4
1,0	0,16	0,095	0,08	211	1,167	2,0	0,4974	0,1318	24,3
1,6	0,25	0,145	0,11	210	1,32	2,27	0,3536	0,1003	23,2

В этой таблице сделан подбор глубины воды y , при заданной малой длине первого участка, в 23,5 мт.

Таблица 28.

q_e	$\gamma_2 = 0,16$ (второй участок)									
	y	$0,99 h_{22}$	h_{22}	j_{cp}	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{22}	$h_{22} - y$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,054	0,077	0,08	81	0,99	0,675	1,4125	0,1340	31,1	0,026
1,0	0,095	0,109	0,11	90	0,99	0,864	1,4125	0,2767	44,5	0,015
1,6	0,145	—	0,145	—	—	—	—	—	0	0

Из этой таблицы следует, что наибольшая длина кривой подпора второго участка между глубинами y и $0,99 h_{22}$ будет, при расходе $q_c = 1,0$ к.м.с.

Пример 2-й. Лоток шириною в 20 мт., с уклоном дна, равным 0,04, имеет первый участок длиной в 218,5 мт. Коэффициент шероховатости первого участка равен $\gamma_1 = 0$, второго— $\gamma_2 = 0,16$. В лоток втекает струя воды под постоянным напором $H = 2,5$ мт. Требуется определить формы водной поверхности первого и второго участков, их наибольшую протяженность и соответствующие этому расходы воды при условии одновременного прохождения кривых расходов участков в первой зоне графика.

Строим кривые расхода первого и второго участков лотка, расположив необходимые для этого подсчеты в табл. 29.

Таблица 29.

h	ω	P	R	√R	γ ₁ = 0			γ ₂ = 0,16		
					c	v	q _c	c	v	q _c
0,05	1,0	20,1	0,030	0,223	87	3,88	0,19	50,6	2,27	0,113
0,10	2,0	20,2	0,074	0,306	*	5,32	0,53	57,1	3,49	0,349
0,15	3,0	20,3	0,148	0,385	*	6,7	1,01	61,4	4,73	0,710
0,25	5,0	20,5	0,244	0,494	*	8,6	2,15	65,7	6,5	1,62
0,40	8,0	20,8	0,384	0,620	*	10,8	4,32	69,1	8,56	3,43
0,50	10,0	21,0	0,476	0,690	*	12,0	6,0	70,6	9,74	4,87
0,75	15,0	21,5	0,698	0,836	*	14,55	10,9	73,0	12,2	9,16

Построенные кривые расхода совмещаем с графиком (чер. 34) и находим, что при расходах от $q_c = 1,5$ к.м.с. до $q_c = 6,4$ к.м.с. обе кривые расхода проходят в первой зоне графика. Расход $q_c = 6,4$ к.м.с. является наибольшим расходом отверстия, так как для него имеем $h_c = h_x = h'_c = 1,66$ мт.

Для расхода $q_c = 6,4$ к.м.с. подбором, при заданной длине первого участка, $l_{21} = 218,5$ мт. определяем глубину воды в конце его y . Результат подбора даем таблицей 30.

Таблица 30.

q _c	γ ₁ = 0 (первый участок)								
	y	h _c	h ₂₁	j _{ср.}	γ ₂	γ ₂₁	f(γ ₂)	f(γ ₂₁)	l ₂₁
6,4	0,57	1,66	0,52	30,55	1,096	3,192	0,6914	0,0495	220,0

В виду небольшой величины разницы (220—218,5), по сравнению с заданной длиной первого участка, возможно считать подбор глубины $y = 0,57$ мт. удовлетворительным.

Для расхода $q_c = 6,4$ к.м.с. по кривой расхода второго участка находим глубину $h_{22} = 0,59$ мт. Так как глубина $y = 0,57$ мт. менее

На основании данных таблиц 23, 24, может быть назначена, с определенным запасом на вспухание струи от засасываемого воздуха, высота бортов в пределах первого и второго участков лотка—быстротока, так как для этого имеем данные, приводимые в табл. 25.

Таблица 25.

Участок	Длина	Глубина воды в		Скорости воды в		q_c
		начале	конце	начале	конце	
Первый	23,5	1,66	1,0	3,85	6,4	6,4
Второй	243,0	1,00	0,33	6,4	19,4	6,4

Далее путем подбора определяем расход воды q_c , при котором $y = h_{22}$.

Результаты подбора даем в табл. 26.

Таблица 26.

$\gamma_1 = 0$ (первый участок)										
q_c	h_c	y	h_{21}	j_{cp}	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{21}	h_{22}
1,5	0,24	0,14	0,105	210	1,33	2,28	0,3493	0,0998	21,4	0,140
1,6	0,25	0,145	0,11	210	1,32	2,27	0,3536	0,1003	23,2	0,145

При заданной длине первого участка $l_{21} = 23,5$ мт. последний подбор глубины y в табл. 26 удовлетворителен, и потому возможно принять, что при $q_c = 1,6$ к.м.с. в конце первого участка установится глубина воды, равная $y = h_{22} = 0,145$ мт.

Следовательно, при расходах воды от $q_c = 0$ до $q_c = 1,6$ к.м.с., в пределах второго участка, будет кривая подпора между глубинами y и h_{22} .

Для определения наибольшей длины кривой подпора второго участка сделаем подсчеты длины ее для расходов воды от $q_c = 0$ до $q_c = 1,6$ к.м.с., составив табл. 27 и 28.

Таблица 27.

q_c	$\gamma_1 = 0$ (первый участок)									
	h_c	y	h_{21}	j_{cp}	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{21}	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0,5	0,08	0,054	0,05	211	1,08	1,6	0,7490	0,2098	22,4	
1,0	0,16	0,095	0,08	211	1,187	2,0	0,4974	0,1318	24,3	
1,6	0,25	0,145	0,11	210	1,32	2,27	0,3536	0,1003	23,2	

В этой таблице сделан подбор глубины воды y , при заданной малой длине первого участка, в 23,5 мт.

Таблица 28.

q_c	$\gamma_2 = 0,16$ (второй участок)									
	y	$0,99 h_{22}$	h_{22}	j_{cp}	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{22}	$h_{22} - y$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,054	0,077	0,08	81	0,99	0,675	1,4125	0,1340	31,1	0,026
1,0	0,095	0,109	0,11	90	0,99	0,864	1,4125	0,2767	44,5	0,015
1,6	0,145	—	0,145	—	—	—	—	—	0	0

глубины $h_{22} = 0,59$ м., то кривая $y = f_y(q_c)$ проходит при всех расходах между кривыми расходов первого и второго участков, не пересекая последнюю.

Следовательно, наибольшая длина кривой подпора второго участка, при одновременном нахождении кривых расхода обоих участков в первой зоне графика, будет при расходе, лежащем между расходами $q_c = 1,5$ к.м.с. и $q_c = 6,4$ к.м.с.

Глубину y в конце первого участка для расходов в указанных пределах определяем подбором, составив табл. 31.

Таблица 31.

q_c	$\gamma_1 = 0$ (первый участок)									
	h_c	y	h_{21}	$j_{cp.}$	γ_2	γ_1	$f(\gamma_2)$	$f(\gamma_1)$	l_{21}	$h_c - y$
3,5	0,60	0,362	0,35	32,3	1,034	1,71	1,0131	0,1869	220,2	0,238
4,26	0,76	0,410	0,395	32,1	1,05	1,95	0,8931	0,1393	219,3	0,250
5,0	0,96	0,470	0,44	31,6	1,07	2,18	0,7871	0,1082	216,8	0,490
5,5	1,11	0,508	0,47	31,4	1,08	2,36	0,7490	0,0927	218,2	0,502
6,4	1,66	0,570	0,52	30,55	1,096	3,192	0,6914	0,0495	220,0	1,090

По данным табл. 31 вычисляем длину кривой подпора второго участка. Подсчет даем таблицей 32.

Таблица 32.

$\gamma_2 = 0,16$ (второй участок)										
q_c	y	$0,99 h_{22}$	h_{22}	$j_{cp.}$	γ_2	γ_1	$f(\gamma_2)$	$f(\gamma_1)$	l_{22}	$0,99 h_{22} - y$
3,5	0,362	0,406	0,41	20,54	0,99	0,883	1,4125	0,5555	170,5	0,044
4,26	0,410	0,455	0,46	21,05	»	0,892	»	0,5854	191,7	0,045
5,0	0,470	0,505	0,51	21,28	»	0,923	—	0,7091	182,4	0,035
5,5	0,508	0,534	0,54	21,50	»	0,942	»	0,8102	167,4	0,026
6,4	0,570	0,584	0,59	21,82	»	0,967	»	1,0069	125,0	0,014

Данные табл. 32 показывают, что длина кривой подпора второго участка возрастает с увеличением расхода от $q_c = 1,5$ к.м.с. и достигает наибольшей величины при $q_c = 4,26$ к.м.с. С дальнейшим увеличением расхода длина кривой подпора второго участка уменьшается.

в) Если, при заданной длине первого участка, кривую $y = f_y(q_c)$ рассматривать как кривую порядка кривой $h_{21} = f_{21}(q_c)$, то разница между глубинами $(h_{22} - y)$, как и разница между глубинами $(h_{22} - h_{21})$, растет с увеличением расхода воды и, согласно § 27, наибольшая длина кривой подпора между глубинами y и h_{22} будет при наибольшем расходе для рассматриваемого случая, равного $q_c = q_m$.

длина кривой подпора второго участка найдется при $q_{\text{ср.}} = \frac{2}{3} \times 1,6 \approx 1,0$

к. м. с. Для этого расхода путем подбора находим глубину $y = 0,095$ м. (табл. 27) и длину кривой подпора второго участка $l_{22} = 44,5$ м. (табл. 28) которая будет наибольшей.

Пример 2-й пункта (6) дает первый случай настоящего пункта, так как при наибольшем расходе $q_e = q_m = 6,4$ к. м. с. глубина $y = 0,57$ м. (табл. 30) менее глубины $h_{22} = 0,59$ м. Наибольшая длина кривой подпора второго участка найдется тогда при расходе, лежащем в пределах от $q'_{\text{ср.}} = \frac{2}{3} \times 6,4 \approx 4,26$ к. м. с. до $q_e = q_m = 6,4$ к. м. с.

Подсчет длины кривой подпора второго участка для этих расходов дает наибольшую длину ее при расходе $q_{\text{ср.}} = 4,26$ к. м. с., равной $l_{22} = 191,7$ м. (табл. 31 и 32).

§ 29. Кривые расхода первого и второго участков лежат во второй зоне.

а) При длине первого участка с глубиной в конце его для всех расходов воды, равной (черт. 12)

$$y = h_{21} \dots \dots \dots (57)$$

наибольшая длина кривой подпора второго участка определится, согласно правила, данного в § 27, т.е. при наибольшем расходе $q_e = q_m$, возможном для рассматриваемого случая. Этому расходу (чер. 12) соответствует точка пересечения кривой расхода первого участка с кривой $h_e = f_e(q_e)$.

Разберем следующий числовой пример.

В лоток шириною в 20 м., с уклоном дна, равным 0,0144, под напором в 2,5 м. втекает струя воды. Первый участок лотка имеет коэффициент шероховатости $\gamma_1 = 0,16$, второй— $\gamma_2 = 0,85$.

Построим кривые расходов первого и второго участков и совместим их с графиком, данным на чер. 2. Кривая расхода первого участка пересекается с кривой $h_e = f_e(q_e)$ при расходе $q_e = 3,15$ к. м. с. Для этого расхода находим глубину $y = h_e = h_{21} = 0,53$ м., $h_{22} = 0,74$ м. и вычисляем по Брессу длину кривой подпора от глубины $y = h_{21} = 0,53$ м. до глубины $h_{22} = 0,74$ м., которая равна $l_{22} = 111,2$ м. и является наибольшей по своей длине. В этом легко убедиться, составив табл. 33.

Таблица 33.

q_e	$\gamma_1 = 0,16$	$\gamma_2 = 0,85$ (второй участок)								
	$y = h_{21}$	h_{22}	$0,99h_{22}$	$j_{\text{ср.}}$	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{22}	$h_{22} - y$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,16	0,25	0,247	1,382	0,99	0,640	1,4125	0,0851	14,9	0,09
1,0	0,25	0,37	0,366	1,812	»	0,676	»	0,1355	34,7	0,12
2,0	0,40	0,56	0,554	2,280	»	0,714	»	0,1927	71,4	0,16
3,15	0,53	0,74	0,733	2,552	»	0,716	»	0,1951	111,2	0,21

Отметим, что кривая подпора между глубинами y и h_{22} является частью кривой подпора от глубины h_e до глубины h_{22} . Наибольшая длина последней, согласно положения для второй зоны, будет при расходе

$q_{cp} = \frac{2}{3} q_e$, где q_e — расход, при котором кривая расхода второго участка пересекается с кривой $h_e = f_e(q_e)$.

Таким образом, законы изменения полной длины кривой подпора между глубинами h_e и h_{22} и ее части между глубинами h_{21} и h_{22} различны. В этом нетрудно убедиться из рассмотрения графика на чер. 12, а именно.

С увеличением расхода кривая расхода второго участка сначала отходит от кривой $h_e = f_e(q_e)$, затем сближается вплоть до пересечения с нею; соответственно этому, как то известно из ранее изложенного, кривая подпора между глубинами h_e и h_{22} растет от нуля до максимума, а затем уменьшается до нуля. Совсем другое мы видим для кривых расхода первого и второго участков—с увеличением расхода кривые расходятся, соответственно этому часть полной кривой подпора между глубинами h_{21} и h_{22} увеличивается.

б) При глубине воды в конце первого участка, удовлетворяющей условию

$$h_e < y < h_{21} \dots \dots \dots (58)$$

кривая подпора второго участка между глубинами y и h_{22} является по своей длине промежуточной между длинами кривой подпора от глубины h_e до глубины h_{22} и части ее между глубинами h_{21} и h_{22} (чер. 13).

При постоянной величине расхода q_e с увеличением длины первого участка глубина y приближается к глубине h_{21} , а с уменьшением его длины—к глубине h_e .

При постоянной длине первого участка с увеличением расхода воды от $q_e = 0$ до q_e , при котором $h_e = h_{21}$, глубина y изменяется от $y = h_e = h_{21} = 0$ до $y = h_e = h_{21}$.

Следовательно, для расходов воды в отмеченных пределах, при заданной малой длине первого участка, глубина y приближается к глубине h_e , а при заданной значительной длине—к бытовой глубине первого участка h_{21} .

Если кривую $y = f_y(q_e)$, при заданной длине первого участка, рассматривать как кривую порядка кривой $h_{21} = f_{21}(q_e)$, то наибольшая длина кривой подпора второго участка, согласно § 27, определится при наибольшем расходе $q_e = q_m$, для которого $h_{21} = h_e$.

Если же кривую $y = f_y(q_e)$, при заданной длине первого участка, рассматривать как кривую вида кривой $h_e = f_e(q_e)$, то наибольшая длина

кривой подпора второго участка найдется при $q'_{cp} = \frac{2}{3} q_e$, где q_e —

расход, определяемый из условия $y = h_{22}$, т.-е. точкой пересечения кривых $y = f_y(q_e)$ и $h_{22} = f_{22}(q_e)$. Так как расход воды $q_e (=1,5 q'_{cp})$, при котором пересекаются указанные выше кривые, более расхода воды $q_e (=1,5 q'_{cp})$, при котором пересекаются кривые $h_{22} = f_{22}(q_e)$ и $h_e = f_e(q_e)$, то $q'_{cp} > q_{cp}$. Очевидно, что, при заданной длине первого участка, наибольшая длина кривой подпора второго участка может быть при рас-

ходе, заключающемся в пределах от $q_{cp} = \frac{2}{3} q_e$, где q_e — расход, со-

ответствующий точке пересечения кривой расхода второго участка с кри-

вой $h_e = f_e(q_e)$, до наибольшего расхода в рассматриваемом случае $q_e = q_m$, определяемого точкой пересечения кривой расхода первого участка с кривой $h_e = f_e(q_e)$ — § 27, если первый расход (q_{ep}) менее последнего (q_m).

Для расходов в указанных пределах необходимо произвести подсчет длины кривой подпора второго участка, и большая из длин будет наибольшей. Глубина воды y в конце участка находится при этом путем подбора.

Если же расход q_{ep} , равный двум третям расхода, соответствующего точке пересечения кривых $h_{22} = f_{22}(q_e)$ и $h_e = f_e(q_e)$, более расхода, даваемого точкой пересечения кривых $h_{21} = f_{21}(q_e)$ и $h_e = f_e(q_e)$, то наибольшая длина кривой подпора второго участка найдется при последнем расходе.

Пример 1-й. Лоток шириною, равной 20 м., с уклоном дна, равным 0,0144, имеет первый участок с коэфф. шероховатости $\gamma_1 = 0,16$ и второй — $\gamma_2 = 1,3$. В лоток втекает под постоянным напором $H = 2,5$ м. струя воды с расходом воды от $q_e = 0$ до $q_e = 2,5$ к. м. с. Требуется определить для всех расходов струи формы водной поверхности и их наибольшую протяженность, если длина первого участка дана равной 22,6 м.

Строим кривые расхода первого и второго участков и совмещаем их с графиком (чер. 34). На основании этого совмещения находим, что при расходах воды до 2,5 к. м. с. кривые расходов лежат во второй зоне графика, т. е. при всех расходах до 2,5 к. м. с. первый участок имеет кривую подпора между глубинами h_e и y , а второй участок — между глубинами y и h_{22} .

Расход воды, при котором кривая подпора второго участка имеет наибольшую длину, найдем следующим образом: построение кривой расхода второго участка продолжим в условиях нашего лотка вплоть до пересечения с кривой $h_e = f_e(q_e)$. Кривая расхода второго участка пересекается с последней при расходе $q_e = 5,8$ к. м. с., и тогда

$q_{ep} = \frac{2}{3} \times 5,8 = 3,86$ к. м. с. Так как этот расход более наибольшего

расхода струи $q_e = q_m = 2,5$ к. м. с., то, следовательно, наибольшая длина кривой подпора второго участка будет при расходе $q_m = 2,5$ к. м. с.

Для этого расхода подбором определяем глубину воды в конце первого участка y и затем вычисляем длину кривой подпора второго участка. Результаты подсчета привожу в табл. 34, 35.

Таблица 34.

q_e	$\gamma_1 = 0,16$ (первый участок)								
	h_e	y	h_{21}	j_{ep}	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{21}
2,5	0,41	0,42	0,45	2,51	0,934	0,911	0,7643	0,6566	22,6

Таблица 35.

q_e	$\gamma_2 = 1,3$ (второй участок)								
	y	$0,59 h_{22}$	h_{22}	$j_{ср.}$	η_2	η_1	$f(\eta_2)$	$f(\eta_1)$	l_{22}
2,5	0,42	0,733	0,74	1,54	0,99	0,568	1,4125	-0,0064	45,3

Пример 2-й. Лоток шириною в 20 мт., с уклоном дна, равным 0,0144, имеет коэфф. шероховатости для первого участка равным $\gamma_1 = 0,85$, для второго— $\gamma_2 = 1,3$. Струя, втекающая в лоток под постоянным напором $H = 2,5$ мт., имеет расходы воды от $q_e = 0$ до $q_e = 6,0$ к. м. с. Требуется определить формы водной поверхности и их наибольшую протяженность, если длина первого участка равна 8,2 мт.

Строим кривые расхода для обоих участков лотка и совмещаем их с графиком (чер. 34). При расходах воды от $q_e = 0$ до $q_e = 5,0$ к. м. с. обе кривые расхода одновременно проходят во второй зоне, т.-е. имеем кривые подпора без прыжка в пределах обоих участков.

Кривая расхода первого участка пересекает кривую $h_e = f_e(q_e)$ при расходе $q_e = 5$ к. м. с.

Для кривой расхода второго участка это будет при расходе $q = 5,8$ к. м. с.

Расходы, в пределах которых кривая подпора может быть наибольшей, равны $q_e = q_m = 5$ к. м. с. и $q_{ср.} = \frac{2}{3} \times 5,8 = 3,86$ к. м. с., так как $q_{ср.} = 3,86 < q_m = 5,0$.

Для расходов, в найденных выше пределах, определяем длину кривой подпора второго участка, вычисляя глубину y подбором. Результаты подсчета сводим в табл. 36, 37.

Таблица 36.

q_e	$\gamma_1 = 0,85$ (первый участок)								
	h_e	y	h_{21}	$j_{ср.}$	η_2	η_1	$f(\eta_2)$	$f(\eta_1)$	l_{21}
3,86	0,68	0,706	0,83	2,665	0,850	0,820	0,4605	0,3886	8,2
4,5	0,82	0,833	0,90	2,888	0,926	0,911	0,7239	0,6566	8,7
5,0	0,96	0,96	0,96	—	—	—	—	—	равн. теч.

Так как разница между заданной длиной первого участка и найденной подбором невелика, то последним возможно ограничиться в нашем примере.

Таблица 37.

q_c	$\gamma_2 = 1,3$ (второй участок)								
	y	$0,99 h_{22}$	h_{22}	$j_{cp.}$	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{22}
3,86	0,706	0,94	0,95	1,825	0,99	0,743	1,4125	0,2400	80,4
4,5	0,823	1,03	1,04	1,915	0,59	0,801	1,4125	0,3480	84,0
5,0	0,96	1,098	1,11	2,006	0,99	0,855	1,4125	0,5012	77,4

Из табл. 37 вытекает, что, при заданной длине первого участка в 8,2 мт., наибольшая длина кривой подпора второго участка равна 84,2 мт. Общая длина кривых подпора первого и второго участков равна, следовательно, $8,2 + 84,2 = 92,4$ мт.

в) Если рассматривать, при заданной длине первого участка, кривую $y = f_y(q_c)$ как кривую порядка кривой $h_c = f_c(q_c)$, то возможно наибольшую длину кривой подпора второго участка между глубинами y и h_{22} определить, согласно § 11. Для расхода $q_c = q_m$, для которого $h_c = h_k$, определяем подбором глубину y и по кривой расхода глубину h_{22} . При этом могут быть два случая, а именно:

1. Глубина y более глубины h_{22} , т.-е. кривые $y = f_y(q_c)$ и $h_{22} = f_{22}(q_c)$ пересекаются в пределах первой зоны графика. Путем подбора определяем расход q_c , при котором $y = h_{22}$, или, иначе говоря, кривая $y = f_y(q_c)$ пересекается с кривой $h_{22} = f_{22}(q_c)$. Затем, согласно

§ 11, для расхода $q'_{cp.} = \frac{2}{3} q_c$, где q_c — расход, при котором $y = h_{22}$, на-

ходим путем подбора глубину y и по кривой расхода глубину h_{22} и вычисляем длину кривой подпора второго участка, которая будет наибольшей. Так поступаем в том случае, когда найденный расход $q'_{cp.}$ менее расхода q_c , при котором $h_c = h_{21}$. Если же первый расход более второго, то наибольшая длина кривой подпора найдется при последнем расходе.

2. Глубина y менее глубины h_{22} , т.-е. кривые $y = f_y(q_c)$ и $h_{22} = f_{22}(q_c)$ не пересекаются в пределах зон графика. В этом случае возможно лишь установить пределы расходов, при которых может быть наибольшей длина кривой подпора второго участка. Нижним пределом

явится расход воды $q'_{cp.} = \frac{2}{3} q_c$, где q_c — расход, для которого

$h_c = h_k$, а верхним пределом — расход q_c , при котором $h_c = h_{21}$. Для расходов в найденных пределах, определяя глубину y подбором, вычислим длины кривых подпора второго участка, и большая из них будет наибольшей для всех расходов.

В случае, если расход $q'_{cp.} = \frac{2}{3} \times q_c$, где q_c — расход при $h_c = h_k$, окажется большим, чем расход $q_c = q_m$ при $h_c = h_{21}$, то наибольшая длина кривой подпора второго участка будет при последнем расходе.

§ 30. Кривые расхода первого и второго участков проходят в третьей зоне графика.

а) В условиях, данных чер. 14, второй участок имеет только равномерное течение. Расход воды, при котором длина кривой подпора пер-

вого участка между глубинами h_e и h_{11} наибольшая, определится, согласно положения для третьей зоны—§ 4.

б) При глубине воды (чер. 15)

$$y < h_{12} \dots \dots \dots (59)$$

в пределах первого участка имеем кривую подпора между глубинами h_e и y и в пределах второго участка кривую подпора между глубинами y и h_{12} . Первая кривая подпора представляет часть кривой подпора между глубинами h_e и h_{11} ; наибольшая длина последней будет при расходе $q_{ср.} = 0,5 q_e$ (§ 4), где q_e — расход, соответствующий точке пересечения кривой расхода первого участка с кривой $h'_e = f'_e(q_e)$. Вторая кривая подпора является частью кривой подпора между глубинами h_e и h_{12} ; наибольшая длина последней будет при расходе $q_{ср.} = 0,5 q_e$ (§ 4), где q_e — расход, даваемый точкой пересечения кривой расхода второго участка с кривой $h'_e = f'_e(q_e)$.

Очевидно, если задаться глубиной в конце первого участка, равной

$$y = h_e + M(h_{12} - h_e) \dots \dots \dots (60)$$

при значении коэффициента M

$$0 < M < 1, \dots \dots \dots (61)$$

то получим возможность наибольшую длину кривой подпора второго участка определить при $q_{ср.} = 0,5 q_e$, где q_e — расход, даваемый точкой пересечения кривой расхода второго участка с кривой $h'_e = f'_e(q_e)$ —§ 4, 11.

Действительно, с введением условия (60) разница между глубинами второго участка y и h_{12} с изменением расходов воды будет меняться по тому же самому закону, по которому меняется разница глубин h_e и h_{12} .

Следует отметить, что и разница глубин первого участка h_e и y следует этому же закону, и потому наибольшая длина кривой подпора первого участка также определится при расходе $q_{ср.} = 0,5 q_e$, где q_e — расход, даваемый точкой пересечения кривой расхода второго участка с кривой $h'_e = f'_e(q_e)$.

Сделаем проверку изложенного на числовом примере. В лоток шириною в 20 мт., с уклоном дна 0,0009 под постоянным напором в 2,5 мт. втекает струя воды. Коэффициент шероховатости первого участка равен $\gamma_1 = 0,16$, второго — $\gamma_2 = 0,85$. Требуется определить наибольшую длину кривой подпора на втором участке и длину первого участка при $M = 0,5$. Строим кривые расхода первого и второго (чер. 2) и составляем следующие таблицы.

Таблица 39.

$\gamma_1 = 0,16$ (первый участок лотка)										
q_e	h_e	y	$j_{ср.}$	h_{21}	γ_2	γ_1	$f(\gamma_2)$	$f(\gamma_1)$	l_{21}	Примечание
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	$h_e = y = 0$
0,5	0,08	0,105	0,316	0,40	0,262	0,200	—0,3414	—0,4042	8,4	$h_e < y$
1,0	0,16	0,195	0,378	0,61	0,319	0,262	—0,2827	—0,3414	13,9	»
1,9	0,30	0,347	0,440	0,92	0,377	0,326	—0,2224	—0,2757	21,7	»
2,0	0,32	0,365	0,447	0,95	0,384	0,337	—0,2152	—0,2644	20,9	»
3,0	0,50	0,53	0,480	1,26	0,420	0,397	—0,1765	—0,2012	14,3	»
3,8	0,66	0,66	—	1,47	—	—	—	—	0	$h_e = y$

Таблица 40.

$\gamma_2 = 0,85$ (второй участок лотка)										
q_c	y	h_{12}	h_{12}	$j_{cp.}$	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{22}	Примечание
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	$y = h_{12} = 0$
0,5	0,105	0,13	0,56	0,050	0,232	0,187	-0,3719	-0,4173	1,2	$y < h_{12}$
1,0	0,195	0,23	0,86	0,086	0,268	0,227	-0,3353	-0,3769	2,9	"
1,9	0,347	0,395	1,26	0,121	0,314	0,275	-0,2882	-0,3282	5,6	"
2,0	0,365	0,41	1,30	0,126	0,315	0,281	-0,2873	-0,3220	5,3	"
3,0	0,530	0,56	1,66	0,148	0,338	0,319	-0,2633	-0,2827	4,6	"
3,8	0,660	0,66	1,92	—	—	—	—	—	0	$y = h_{12}$

Данные последних граф таблиц 39, 40 на чер. 32 даем в виде кривых $l_{21} = F_{21}(q_c)$ и $l_{22} = F_{22}(q_c)$.

Приведенные выше рассуждения вполне подтверждаются полученным числовым результатом.

Общая длина кривых подпора первого и второго участков для различных расходов воды на основании таблиц 39, 40 следующая.

Таблица 41.

q_c	0,5	1	1,9	2	3	3,8
l_{21}	8,4	13,9	21,7	20,9	14,3	0
l_{22}	1,2	2,9	5,6	5,3	4,6	0
$l_{21} + l_{22}$	9,6	16,8	27,3	26,2	18,9	0

Нетрудно видеть, что длина крепления до прыжка в разобранный примере должна быть не менее 27,3 м., из которых 21,7 м. крепления имеют коэффициент шероховатости, равный $\gamma_1 = 0,16$, а 5,6 м. — $\gamma_2 = 0,85$ м.

При решении числовых примеров, разумеется, нет никакой надобности делать подсчет длины кривых подпора первого и второго участков для всех расходов, а достаточно лишь определить таковую для расхода $q_{cp.} = 0,5 q_c$. Общий ход решения задачи будет тогда таким. Строим кривые расходов первого и второго участков и совмещаем их с графиком (чер. 2). Для кривой расхода второго участка определяем, согласно § 4, расход $q_{cp.} = 0,5 q_c$. Для расхода $q_{cp.}$ по графику находим глубины h_c , h_{21} , h_{22} и вычисляем глубину h_{12} , сопряженную с глубиной h_{22} . Затем задаемся величиной коэффициента M и вычисляем глубину в конце первого участка y по уравнению (60), а по уравнению Бресса длины кривых подпора между глубинами h_c и y для первого участка и между глубинами y и h_{12} для второго участка. По найденной длине кривой подпора между глубинами h_c и y назначаем длину первого участка крепления, а по длине кривой между глубинами y и h_{12} — длину крепления второго участка до прыжка.

На основании изложенного нетрудно прийти к выводу, что если длина первого участка задана нам и требуется определить наибольшую длину кривой подпора второго участка, то таковая найдется при $q_{cp.} = 0,5 q_c$.

где q_c —расход, даваемый точкой пересечения кривой расхода второго участка с кривой $h'_c = f'_c(q_c)$. Действительно, мы можем задаться таким значением коэффициента M , что найденная для него q_{cp} , наибольшая длина кривой подпора первого участка окажется равной заданной длине его, т.е. уравнение (60) и сделанный на основе его вывод охватывает и этот частный случай.

в) При значении коэффициента $M=1$ имеем глубину воды в конце первого участка, согласно уравнения (60), равной

$$y = h_{12} \dots \dots \dots (62).$$

Этот случай весьма часто встречается при расчетах длины крепления нижнего бьефа (чер. 16). Наибольшая длина кривой подпора первого участка, согласно изложенного выше определения при $q_{cp} = 0,5 q_c$, где q_c —расход, соответствующий точке пересечения кривой расхода второго участка с кривой $h'_c = f'_c(q_c)$. Длина кривой подпора второго участка равна нулю, т.е. в пределах второго участка имеем равномерное течение. Подтвердим это следующим числовым примером: в лотке шириною в 20 мт., с уклоном дна, равным 0,0009 под постоянным напором в 2,5 мт. втекает струя воды из щитового отверстия, ширина которого равна ширине лотка. Коэффициент шероховатости первого участка равен $\gamma_1 = 0,16$, второго — $\gamma_2 = 0,85$. Требуется определить длину первого участка из условия, что при всех изменениях величины расхода воды отогнанный прыжок находился бы в пределах первого участка.

Строим кривые расхода первого и второго участков и совмещаем их с графиком (чер. 2). Кривая расхода второго участка пересекается с кривой $h'_c = f'_c(q_c)$ при расходе $q_c = 3,8$ к. м. с., и тогда расход $q_{cp} = 1,9$ к. м. с. Для этого расхода из графика (чер. 2) находим бытовые глубины первого участка $h_{21} = 0,92$ мт. и второго — $h_{22} = 1,26$ мт., глубину $h_c = 0,30$ мт.

Для глубины $h_{22} = 1,26$ мт. вычислением находим величину сопряженной с ней глубины $h_{12} = 0,395$ мт. Затем из уравнения Бресса определяем длину кривой подпора первого участка между глубинами h_c и $y = h_{12}$, которая в нашем примере равна $l_{21} = 43,0$ мт.

В качестве иллюстрации к изложенному, пользуясь данными ранее приведенных таблиц и чер. 2, даю таблицу 42 длин кривых подпора первого участка между глубинами h_c и $y = h_{12}$ для расходов воды от $q_c = 0$ до $q_c = 3,8$ к. м. с. в условиях только что решенного примера.

Таблица 42.

q_c	h_c	$\gamma_1=0,85$		$\gamma_2=0,16$ (первый участок)							Примечание
		h_{22}	h_{12}	h_{21}	j_{cp}	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{21}	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	$h_c = h_{12} = 0$
0,5	0,08	0,56	0,13	0,40	0,336	0,325	0,200	-0,2769	-0,4042	17,8	$h_c < h_{12}$
1,0	0,16	0,86	0,22	0,61	0,395	0,377	0,262	-0,2251	-0,3414	30,5	"
1,9	0,30	1,26	0,395	0,92	0,447	0,430	0,326	-0,1656	-0,2758	43,0	"
2,0	0,32	1,30	0,41	0,95	0,457	0,432	0,337	-0,1634	-0,2644	42,2	"
3,0	0,50	1,66	0,56	1,26	0,480	0,444	0,397	-0,1503	-0,2012	29,4	"
3,8	0,66	1,92	0,66	1,47	—	0,449	0,449	—	—	0	$h_c = h_{12}$

На основании данных этой таблицы, на чер. 33 дана кривая $l_{21} = F_{21}(q_c)$ при $\gamma_1 = 0,16$ для первого и при $\gamma_2 = 0,85$ для второго участков. Для сравнения на этом же чертеже дана кривая $l_{21} = F_{21}(q_c)$ при $\gamma_1 = \gamma_2 = 0,85$ для первого и второго участков лотка, построенная по данным таблицы 5. Пользуясь этими кривыми, составим для сравнения следующую таблицу.

Таблица 43.

Участки	γ	q_c	$q_{ср.}$	l_{21}
Первый	0,16	3,8	1,9	43,0
Второй	0,85			
Первый и второй	0,85	3,8	1,9	10,5

§ 31. Следует заметить, что в случае прохождения кривых расхода обоих участков в третьей зоне графика кривая $y = f_y(q_c)$, при заданной условии (60) длине первого участка, как то отмечено выше, пройдет между кривыми $h_c = f_c(q_c)$ и $h_{12} = f_{12}(q_c)$, пересекаясь с ними в двух точках—при расходах $q_c = 0$ и q_c с условием $y = h_c = h_{12}$ для второго.

Если кривую $y = f_y(q_c)$ принять за кривую вида кривой $h_c = f_c(q_c)$ или за кривую вида $h_{12} = f_{12}(q_c)$, то в том и другом случае расход воды, при котором кривая подпора между глубинами y и h_{12} будет наибольшей, согласно § 11, равняется $q'_{ср.} = 0,5q_c$, где q_c —расход, соответствующий точке пересечения кривой $y = f_y(q_c)$ с кривой $h_{12} = f_{12}(q_c)$ —в первом предположении, или с кривой $h_c = f_c(q_c)$ —во втором предположении.

Так как обе точки пересечения кривой $y = f_y(q_c)$ с кривыми $h_c = f_c(q_c)$ и $h_{12} = f_{12}(q_c)$ являются точками пересечения последних кривых между собою, то расход $q'_{ср.}$ равен расходу $q_{ср.} = 0,5q_c$, где q_c —расход, при котором $h_{12} = h_c$.

Отсюда приходим к тому же выводу, который сделан в пункте (б) предыдущего параграфа.

§ 32. Кривая расхода первого участка находится в первой зоне, второго—во второй зоне.

а) При глубине воды в конце первого участка (чер. 18).

$$y = h_{21} \dots \dots \dots (63)$$

наибольшая длина кривой подпора второго участка определится согласно правила, данного в § 27, т.-е. при наибольшем расходе, который в рассматриваемом случае дается пересечением кривой расхода второго участка с кривой $h_c = f_c(q_c)$. При этом же расходе кривая спада первого участка, согласно § 10, 11, имеет также наибольшую длину.

б) При глубине воды в конце первого участка, удовлетворяющей неравенству (чер. 19)

$$h_{21} < y < h_c \leq h_{22} \dots \dots \dots (64).$$

Кривая подпора второго участка между глубинами y и h_{22} является частью кривой подпора между глубинами h_{21} и h_{22} .

При постоянном расходе воды с увеличением длины первого участка глубина y приближается к глубине h_{21} , а с уменьшением его длины—к глубине h_c . При постоянной длине первого участка с увеличением расхода воды от $q_c = 0$ до $q_c = q_m$, при котором имеем $h_{22} = h_c$, глубина y увеличивается от $y = h_c = h_{21} = 0$ до $y < h_c = h_{22}$. При малой заданной длине первого участка глубина $y = f_y(q_c)$ приближается в общем к глубине $h_c = f_c(q_c)$, а при значительной длине первого участка к глубине $h_{21} = f_{21}(q_c)$.

Отмеченные пределы изменения глубины y и расхода q_c указывают, что кривая $y = f_y(q_c)$ пересекается с кривой $h_{22} = f_{22}(q_c)$ при расходах воды, больших расхода $q_c = q_m$, для которого $h_c = h_{22}$.

Если, при заданной длине первого участка, принять, что кривая $y = f_y(q_c)$ порядка кривой $h_{21} = f_{21}(q_c)$ и что разница между глубинами $(h_{22} - y)$ подобно разнице глубин $(h_{22} - h_{21})$ увеличивается с расходом воды, то наибольшая длина кривой подпора будет при расходе $q_c = q_m$, для которого $h_{22} = h_c$.

Если же принять, что кривая $y = f_y(q_c)$ порядка кривой $h_c = f_c(q_c)$ и что разница между глубинами $(h_{22} - y)$ с увеличением расхода изменяется по тому же закону, как и разница глубин $(h_{22} - h_c)$, то наибольшая длина кривой подпора будет при $q'_{cp} = \frac{2}{3} q_c$, где q_c — расход, для которого $y = h_{22}$.

Так как $y < h_c = h_{22}$, то точка пересечения кривых $y = f_y(q_c)$ и $h_{22} = f_{22}(q_c)$ будет при большем расходе, чем точка пересечения кривых $h_c = f_c(q_c)$ и $h_{22} = f_{22}(q_c)$, т.-е. расход воды $q'_{cp} = \frac{2}{3} q_c$, где q_c — рас-

ход, при котором $y = h_{22}$, более расхода воды $q_{cp} = \frac{2}{3} q_c$, где q_c — расход, для которого $h_c = h_{22}$.

Следовательно, при условии (64) наибольшая длина кривой подпора, при заданной длине первого участка, будет при расходах воды от $q_{cp} = \frac{2}{3} q_c$ до $q_c = q_m$, где q_c — расход воды, соответствующий точке пересечения кривой расхода второго участка с кривой $h_c = f_c(q_c)$, или условию $h_{22} = h_c$ (§ 11, 27).

Пример. В лоток шириною в 20 м., с уклоном дна, равным 0,0144, под постоянным напором $H = 2,5$ м. стекает струя воды, расходы которой могут быть от $q_c = 0$ к. м. с. до $q_c = 6,4$ к. м. с. Лоток имеет первый участок длиной в $l_{21} = 22,5$ м. с коэфф. шероховатости $\gamma_1 = 0,16$. На остальном протяжении лотка последний равен $\gamma_2 = 1,3$.

Требуется определить формы водной поверхности и их наибольшую длину.

Составляем таблицу 44 и строим кривые расхода для первого и второго участков лотка в масштабе графика (чер. 34).

Таблица 44.

h	ω	P	R	$\sqrt{R}$	$\gamma_1 = 0,16$			$\gamma_2 = 1,3$		
					c	v	q_c	c	v	q_c
0,10	2,0	20,2	0,094	0,306	57,1	2,1	0,21	16,55	0,06	0,006
0,25	5,0	20,5	0,244	0,494	65,7	3,89	0,97	23,8	1,41	0,353
0,50	10,0	21,0	0,476	0,690	70,6	5,84	2,92	30,3	2,51	1,255
0,75	15,0	21,5	0,698	0,836	73,0	7,32	5,49	34,05	3,42	2,56
1,0	20,0	22,0	0,909	0,953	74,4	8,49	8,49	36,9	4,22	4,22
1,25	25,0	22,5	1,111	1,055	75,5	—	—	38,9	4,92	6,16
1,50	30,0	23,0	1,304	1,142	76,3	—	—	40,7	5,58	8,37

Построенные кривые расхода совмещаем с графиком (чер. 34) и на основании этого совмещения и изложенного в предыдущих параграфах составляем табл. 45.

Таблица 45.

Кривая расхода участ.	в зоне	При расходе		Формы поверхности	Расход воды, при котором кривая наибольшей длины
		от	до		
Первого	II	0	3,15	подп. без прыжка	—
Второго	II	»	»	подп. без прыжка	$q_c = q_m = 3,15$ к. м. с.
Первого	I	3,15	5,8	спад	—
Второго	II	»	»	подп. без прыжка	от $q_{ср.} = \frac{2}{3} \times 5,8 = 3,86$ до $q_c = q_m = 5,8$ к. м. с.
Первого	I	5,8	6,4	спад	—
Второго	I	»	»	спад или подп. без прыжка	$q_c =$ от 5,8 до 6,4 к. м. с.

Для случая (II, II) наибольшая длина кривой подпора второго участка между глубинами y и h_{22} , согласно § 29, может быть лишь при расходе $q_c = q_m = 3,15$ к. м. с., так как $q_{ср.} = \frac{2}{3} \times 5,8 = 3,86$ к. м. с. более $q_m = 3,15$ к. м. с.

Для случая (I, II), согласно изложенного в настоящем параграфе, наибольшая длина кривой подпора второго участка будет при расходах от $q_{ср.} = \frac{2}{3} q_c = \frac{2}{3} \times 5,8 = 3,86$ к. м. с. до $q_c = 5,8$ к. м. с., где расход q_c найдется из условия $h_{22} = h_c$, даваемого точкой пересечения кривой расхода второго участка с кривой $h_c = f_c(q_c)$.

Для случая (I, I) расчетные расходы найдутся согласно изложенного в § 28.

В целях полноты решения настоящего примера произведем подсчеты длины кривой подпора для всех трех случаев прохождения кривых расхода первого и второго участков через зоны графика, т.е. для расходов воды, данных табл. 45.

Глубина воды в конце первого участка y , при заданной длине его $l_{21} = 22,5$ мт., может быть найдена путем подбора.

Подсчеты при этом в целях контроля возможно дать в форме табл. 46.

Таблица 46.

q_c	Задаемся	h_c	$h_{ср.}$	$\omega_{ср.}$	$P_{ср.}$	$R_{ср.}$	γ_1	l	$C_{ср.}$	$B_{ср.}$	$j_{ср.}$
	y										
3,86	0,66	0,63	0,67	13,4	21,34	0,628	0,16	0,0144	72,5	20	7,95

и т. д.

Затем составляем табл. 47 и по результатам ее судим, насколько удачно задались глубиной y в табл. 46, и, если точность подбора недостаточна, повторяем последний.

Таблица 47.

q_e	$\gamma_1 = 0,16$ (первый участок)									Кривая
	h_e	y	h_{21}	γ_{12}	γ_{11}	$j_{cp.}$	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{21}	
3,15	0,53	0,53	0,53	1,0	1,0	—	∞	∞	0	Равномерное течение
3,86	0,68	0,66	0,60	1,100	1,133	7,95	0,6802	0,5954	23,4	Спада
5,0	0,96	0,895	0,71	1,260	1,352	8,12	0,4117	0,3343	22,7	»
5,8	1,22	1,08	0,78	1,385	1,564	8,16	0,3127	0,2306	22,2	»
6,4	1,66	1,25	0,83	1,506	2,000	8,18	0,2523	0,1318	21,3	»

Вычисленные в табл. 47 длины кривой дают расхождение против заданной длины от 0,2 до 1,2 мт., чем и удовлетворяемся в примере.

Длины кривых подпора или спада второго участка вычисляем по уравнению Бресса, составив табл. 48.

Таблица 48.

Зоны	$\gamma_2 = 1,3$ (второй участок)										Кривая
	q_e	y	$0,99 h_{22}$	h_{22}	$j_{cp.}$	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{22}	
II, II	3,15	0,53	0,83	0,84	1,680	0,99	0,631	1,4125	0,0730	73,7	Подп. без прыж.
I, II	3,86	0,66	0,94	0,95	1,835	»	0,695	»	0,1635	88,3	»
»	5,0	0,895	1,098	1,11	1,986	»	0,797	»	0,3397	96,4	»
»	5,8	1,08	1,21	1,22	2,100	»	0,886	»	0,5652	87,7	»
I, I	6,4	1,25	1,27	1,28	2,180	»	0,976	»	1,1160	32,3	»

Общая длина первого участка и части второго участка с неравномерным течением дается табл. 49.

Таблица 49.

Зоны	q_e	l_{21}	l_{22}	$l_{21} + l_{22}$
II, II	3,15	22,5	73,7	96,2
I, II	3,86	»	88,3	110,8
»	5,0	»	96,4	118,9
»	5,8	»	87,7	110,2
I, I	6,4	»	32,3	54,8

§ 33. Кривая расхода первого участка находится в первой зоне, а второго—в третьей зоне.

а) При условии (чер. 20).

$$y = h_{21} \dots \dots \dots (65)$$

нетрудно показать, что наибольшая длина кривой подпора второго участка между глубинами y и h_{12} определится при наибольшем расходе, который соответствует точке пересечения кривой расхода второго участка с кривой $h'_e = f'_e(q_e)$.

Действительно, кривая глубин $h_{12} = f_{12}(q_e)$, сопряженная с кривой расхода второго участка $h_{22} = f_{22}(q_e)$, пересечет кривую $h_e = f_e(q_e)$ при том же расходе, при котором кривая расхода второго участка пересекает кривую $h'_e = f'_e(q_e)$.

На графике чер. 20 кривая $h_{12} = f_{12}(q_e)$ показана пунктиром из точек. Кривую $h_{12} = f_{12}(q_e)$ возможно рассматривать, как кривую расхода некоторого режима, сопряженного с бытовым режимом второго участка.

С увеличением расхода разница глубин ($h_{22} - h_{21}$) увеличивается, и разница глубин ($h_{12} - h_{21}$) также растет, так как глубина h_{12} сопряжена с глубиной h_{22} . Таким образом, кривые $h_{21} = f_{21}(q_e)$ и $h_{12} = f_{12}(q_e)$ дают случай, позволяющий применить к нему правило § 27.

Пример. В лоток прямоугольного сечения шириною в 20 мт. под постоянным напором $H = 2,5$ мт. втекает струя воды с расходом от $q_e = 3,5$ к. м. с. до $q_e = 5,4$ к. м. с. Первый участок лотка имеет коэффициент шероховатости, равный $\gamma_1 = 0,16$, второй— $\gamma_2 = 5,0$. Уклон дна лотка равен 0,0144. Требуется определить формы водной поверхности и наибольшую протяженность их, если длина первого участка обусловлена равенством $y = h_{21}$.

Составляем таблицу 50 для построения кривых расхода первого и второго участков.

Таблица 50.

h	ω	P	R	$\sqrt{R}$	$\gamma_2 = 5$			$\gamma_1 = 0,16$		
					c	v	q_e	c	v	q_e
0,10	2,0	20,2	0,094	0,306	5,03	0,186	0,019	57,1	2,1	0,21
0,25	5,0	20,5	0,244	0,494	7,84	0,465	0,116	65,7	3,89	0,97
0,50	10,0	21,0	0,476	0,690	10,55	0,874	0,437	70,6	5,84	2,92
0,75	15,0	21,5	0,698	0,836	12,47	1,250	0,938	73,0	7,32	5,49
1,0	20,0	22,0	0,909	0,953	13,95	1,595	1,60	74,4	8,49	8,49
1,25	25,0	22,5	1,111	1,055	15,17	1,920	2,40	—	—	—
1,50	30,0	23,0	1,304	1,142	16,17	2,210	3,32	—	—	—
1,75	35,0	23,5	1,490	1,22	17,10	2,50	4,38	—	—	—
2,0	40,0	24,0	1,667	1,29	17,82	2,76	5,52	—	—	—
2,2	44,0	24,4	1,80	1,34	18,4	2,95	6,50	—	—	—

Построенные кривые совмещаем с графиком (чер. 34). При расходах, обусловленных в задании, кривая первого участка проходит в первой зоне, вторая—во второй зоне. Следовательно, при всех расходах воды

в пределах первого участка будет кривая спада от глубины h_c до глубины h_{21} , а в пределах второго участка—кривая подпора с прыжком между глубинами h_{21} и h_{12} . Наибольшая длина первого участка, равная наибольшей длине кривой спада, будет, согласно § 11, при расходе $q_c = q_m = 5,4$ к. м. с.

При этом же расходе, согласно изложенного в настоящем параграфе, будет и наибольшей длина кривой подпора второго участка. Подсчеты располагаем в табл. 51, 52.

Таблица 51.

q_c	$\gamma_1 = 0,16$ (первый участок)									Кривая
	h_c	$y = 1,01 h_{21}$	h_{21}	j_{cp}	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{21}	
5,4	1,08	0,748	0,74	8,1	1,01	1,460	1,4159	0,2727	394	Спада

Таблица 52.

q_c	$\gamma_2 = 5$ (второй участок)									Кривая
	y	h_{12}	h_{22}	j_{cp}	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{21}	
5,4	0,748	1,08	1,98	0,269	0,546	0,378	-0,0341	-0,2213	4,3	Подпора с прыжком

Следует отметить, что при расходах воды, меньших расхода $q_c = 5,4$ к. м. с., будем иметь кривую спада между глубинами h_c и $y = 1,01 h_{21}$ меньшей длины, чем при расходе $q_c = 5,4$ к. м. с.

Поэтому, приняв длину первого участка равной $l_{21} = 394$ мт., получим при всех расходах воды кривую подпора второго участка с началом ее в конце первого участка, так как глубина воды в конце его y будет менее глубины h_{12} при всех расходах воды от $q_c = 3,5$ к. м. с. до $q_c = 5,4$ к. м. с.

Имея данные табл. 51, 52, можем установить необходимую высоту бортов лотка-быстротока на протяжении первого и второго участков его, составив для этого табл. 53.

Таблица 53.

Участок	Форма поверхности		Глубина воды в		Скорость воды в		q_c
	Название	Длина	начале	конце	начале	конце	
Первый .	спад	394,0	1,08	0,748	5,00	7,22	5,4
Второй. .	подпор	4,3	0,748	1,08	7,22	5,00	•
» .	прыжок	l_3	1,08	1,98	5,00	2,73	•
» .	равн. теч.	l_4	1,98	1,98	2,73	2,73	•

Примечание. В качестве иллюстрации к изложенному выше в настоящем параграфе даю таблицу 54, показывающую изменение длины кривой подпора второго участка с расходом воды при $y = 1,01 h_{21}$.

Таблица 54.

q_c	$\gamma_1 = 0,16$	$\gamma_2 = 5$ (второй участок)								
	$y = 1,01 h_{21}$	h_{12}	h_{22}	$f_{cp.}$	r_{12}	r_{11}	$f(r_{12})$	$f(r_{11})$	l_{22}	$h_{12} - y$
3,5	0,566	0,770	1,54	0,212	0,500	0,368	-0,0878	-0,2319	2,0	0,204
4,0	0,616	0,855	1,66	0,236	0,515	0,371	-0,0705	-0,2287	2,6	0,239
4,5	0,666	0,935	1,78	0,243	0,525	0,374	-0,0588	-0,2256	3,1	0,269
5,0	0,717	1,025	1,90	0,260	0,540	0,377	-0,0412	-0,2224	3,8	0,308
5,4	0,748	1,080	1,98	0,269	0,546	0,378	-0,0341	-0,2213	4,3	0,332

б) При условии (чер. 21)

$$h_{21} < y < h_c < h_{12} \dots \dots \dots (66)$$

и при значительной заданной длине первого участка глубина воды в конце его y приближается к глубине h_{21} , а при малой заданной длине первого участка — к глубине h_c .

Очевидно, что в первом случае наибольшая длина кривой подпора будет при наибольшей разнице между глубинами $(h_{12} - y)$, т.е. при расходе $q_c = q_m$, соответствующем точке пересечения кривой расхода второго участка $h_{22} = f_{22}(q_c)$ с кривой $h'_c = f'_c(q_c)$ или кривых $h_{12} = f_{12}(q_c)$ и $h_c = f_c(q_c)$; во втором случае наибольшая длина кривой подпора второго участка будет при $q_{cp.} = 0,5 q_c$, где q_c — упомянутый выше расход (§ 4, 11). Отсюда, рассуждая аналогично изложенному в предыдущих параграфах, при определении наибольшей длины кривой подпора второго участка, при заданной длине первого, следует сделать подсчет длин ее для расходов от $q_{cp.} = 0,5 q_c$ до $q_c = q_m$, где q_c — расход, определяемый из условия $h_{12} = h'_c$, и большая из них будет наибольшей.

§ 34. Кривая расхода первого участка лежит в первой зоне, второго — в четвертой зоне.

а) При наличии условия (чер. 22)

$$y = h_{21} < h_{12} < h_c \dots \dots \dots (67)$$

кривая $h_{22} = f_{22}(q_c)$, находясь в четвертой зоне, нигде не пересекает кривой $h'_c = f'_c(q_c)$, и потому кривая $h_{12} = f_{12}(q_c)$, как сопряженная с кривой $h_{22} = f_{22}(q_c)$, не должна пересекать кривую $h_c = f_c(q_c)$, и, следовательно, лежит в первой зоне. Так как разница глубин $(h_{22} - h_{21})$ с увеличением расхода воды растет по своей величине, то, следовательно, разница глубин $(h_{12} - h_{21})$ тоже следует этому закону. На основании этого кривую $h_{12} = f_{12}(q)$ возможно рассматривать, как кривую расхода некоторого режима порядка кривой расхода второго участка. В силу этого наибольшая длина кривой подпора второго участка между глубинами $y = h_{21}$ и h_{12} найдется, согласно § 27, при наибольшем расходе воды $q_c = q_m$.

б) При условии (чер. 23)

$$h_{21} < y < h_{12} < h_c \dots \dots \dots (68)$$

и при заданной длине первого участка глубина y с увеличением расхода воды растет от $y = h_{21} = 0$ до $y = h_{12}$ (чер. 24). При расходах воды, больших расхода q_c , для которого $y = h_{12}$, получаем условие $h_c > y > h_{12}$, т.е. затопленную струю (чер. 25). Следовательно, разница между глу-

бинами ($h_{12} - y$) и длина кривой подпора между глубинами y и h_{12} , при заданной длине первого участка, с увеличением расхода воды от $q_c = 0$ до $q_c = q_m$, при котором $y = h_{12}$, изменяются от нуля до нуля перепада через максимум.

На основании изложенного, для определения наибольшей длины кривой подпора второго участка, при заданной длине первого участка, необходимо произвести подсчет для расходов воды от $q_c = 0$ до расхода $q_c = q_m$, для которого $y = h_{12}$.

Могут быть случаи, при заданной длине первого участка, когда кривая $y = f_y(q_c)$ не пересекается с кривой $h_{12} = f_{12}(q_c)$ в пределах графика. Это может быть, например, при значительной длине первого участка. В таком случае наибольшая длина кривой подпора между глубинами y и h_{12} будет при расходе воды, лежащем в пределах от $q_c = 0$ до $q_c = q_m$, для которого $h_c = h_k$.

§ 35. Кривая расхода первого участка лежит во второй зоне, а второго участка—в третьей зоне.

а) При условии (чер. 26)

$$h_c < y = h_{21} < h_{12} \dots \dots \dots (69)$$

наибольшая длина кривой подпора второго участка, аналогично ранее изложенному, найдется при наибольшем расходе, который соответствует точке пересечения кривой расхода первого участка с кривой $h_c = f_c(q_c)$.

б) При условии (чер. 27)

$$h_c < y < h_{21} < h_{12} \dots \dots \dots (70)$$

и заданной значительной длине первого участка глубина y приближается к глубине h_{21} , а при заданной малой длине первого участка—к глубине h_c . В первом случае наибольшая длина кривой подпора второго участка между глубинами y и h_{12} найдется при наибольшем расходе $q_c = q_m$, который дается точкой пересечения кривой расхода первого участка с кривой $h_c = f_c(q_c)$; во втором случае наибольшая длина кривой подпора второго участка найдется при расходе $q_{cp} = 0,5 q_c$, где q_c —расход, соответствующий точке пересечения кривой расхода второго участка с кривой $h'_c = f'_c(q_c)$.

Следовательно, при заданной длине первого участка для определения наибольшей длины кривой подпора второго участка необходимо сделать подсчеты длин ее для расходов в пределах обоих упомянутых расходов воды, и большая из длин будет наибольшей, если $q_{cp} < q_m$.

Если же расход $q_{cp} = 0,5 q_c$, где q_c —расход, определяемый из условия $h_{22} = h'_c$, более расхода $q_c = q_m$, при котором $h_c = h_{21}$, то наибольшая длина кривой подпора найдется при последнем расходе.

в) При условии (чер. 28)

$$h_c < y = h_{12} < h_{21} \dots \dots \dots (71)$$

задаваясь глубиной в конце первого участка равной

$$y = h_{12} \dots \dots \dots (72)$$

наибольшую длину кривой подпора первого участка между глубинами h_c и h_{12} , или длину отгона прыжка, получим при $q_{cp} = \frac{2}{3} q_c$, где q_c —расход, даваемый точкой пересечения кривой расхода первого участка с кривой $h_c = f_c(q_c)$, так как в этом случае кривая подпора между глубинами h_c и h_{12} является частью кривой подпора между глубинами h_c и h_{21} .

Назначив длину первого участка равной наибольшей длине кривой подпора между глубинами h_e и $y = h_{12}$, будем иметь при всех расходах воды прыжок в пределах первого участка.

Пример. В лоток шириною в 20 мт., с уклоном дна, равным 0,0144, под постоянным напором $H = 2,5$ мт. втекает струя воды с расходом от $q_e = 0$ до $q_e = 5,0$ к.м.с. Коэффициент шероховатости первого участка равен $\gamma_1 = 1,3$, второго — $\gamma_2 = 5,0$. Требуется найти длину первого участка, для которой прыжок находился бы в пределах ее при всех расходах воды. Кривая расхода первого участка проходит во второй зоне, а второго — в третьей зоне графика при условии, что расход q_e , для которого $h_e = h_{21}$, более расхода q_e , для которого $h'_e = h_{22}$.

Для построения кривых расхода первого и второго участков используем данные табл. 44, 50. Построив кривые расхода в масштабе графика, совмещаем первые с последними. Построение кривых расхода делается до пересечения их с кривыми графика. Непосредственно из этого совмещения находим, что при $h_e = h_{21}$ расход $q_e = 5,8$ к. м. с. более расхода $q_e = 5,4$ к. м. с. при $h'_e = h_{22}$. Вследствие этого и изложенного выше наибольшая длина кривой подпора между глубинами h_e и h_{12} будет при расходе $q_{cp.} = \frac{2}{3} q_e = 3,86$ к. м. с., где расход $q_e = 5,8$ к.м.с. соответствует условию $h'_{21} = h_e$. Для расхода $q_{cp.} = 3,86$ к. м. с. из графика получаем глубины $h_e = 0,68$ мт., $h_{22} = 1,63$ мт. и вычисляем для последней сопряженную с ней глубину $h_{12} = 0,83$ мт. Дальнейшие подсчеты располагаем в табл. 57.

Таблица 57.

q_e	h_e	$\gamma_2 = 5$		$\gamma_1 = 1,3$ (первый участок)						
		h_{22}	h_{12}	h_{21}	$j_{cp.}$	γ_2	γ_1	$f(\gamma_2)$	$f(\gamma_1)$	l_{21}
3,86	0,68	1,63	0,830	0,95	1,760	0,874	0,716	0,5275	0,1959	27,1

Примечание. В качестве иллюстрации к изложенному в пункте (в) даю табл. 58, показывающую изменение длины кривой подпора между глубинами h_e и h_{12} в зависимости от расхода воды. Для составления этой таблицы использованы данные только что приведенного примера.

Таблица 58.

q_e	h_e	$\gamma_2 = 5$		$\gamma_1 = 1,3$ (первый участок)							$h_{12} - h_e$
		h_{22}	h_{12}	h_{21}	$j_{cp.}$	γ_2	γ_1	$f(\gamma_2)$	$f(\gamma_1)$	l_{21}	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1,0	0,16	0,77	0,277	0,43	0,798	0,645	0,374	0,0919	-0,2256	6,2	0,117
2,0	0,32	1,14	0,490	0,65	1,260	0,754	0,493	0,2590	-0,0957	15,9	0,170
3,5	0,60	1,54	0,770	0,90	1,650	0,855	0,667	0,4737	0,1225	26,0	0,170
3,86	0,68	1,63	0,830	0,95	1,760	0,874	0,716	0,5275	0,1959	27,1	0,150
4,0	0,71	1,66	0,855	0,97	1,782	0,882	0,732	0,5523	0,2216	27,4	0,145
5,0	0,95	1,90	1,020	1,11	1,985	0,920	0,856	0,6953	0,4764	21,6	0,070
5,4	1,08	1,98	10,80	1,16	—	—	—	—	—	0	0

§ 36. Кривая расхода первого участка в третьей зоне, а второго участка—в четвертой зоне. В случае, данном на чертеже 30, наибольшая длина кривой подпора первого участка между глубинами h_e и h_{11} найдется, согласно § 4, 11, т.-е. при расходе $q_{ep.} = 0,5 q_e$, где q_e — расход для точки пересечения кривой расхода первого участка с кривой $h'_e = f'_e(q_e)$.

§ 37. При изложении содержания предыдущих параграфов имелось в виду, что: а) расходы воды шитового отверстия при постоянном напоре H могут изменяться в пределах от $q_e = 0$ до q , при котором $h_e = h_k = h'_e$.

б) Расходы воды, при которых кривая расхода (§ 1—§ 13) или кривые расхода лотка (§ 14—§ 36) проходят в пределах данной зоны графика глубин h_e и h'_e , могут изменяться от $q_e = 0$ до $q_e = q_m$.

При этих условиях выше были установлены или расход воды, или пределы расходов воды для определения наибольшей длины кривых спада или подпора в лотке.

При решении задач практического характера действительные расходы лотка укладываются в приведенные в пунктах (а) и (б) пределы возможных расходов лотка при данном напоре H .

Определив расход воды или пределы расходов, для которых кривые подпора или спада лотка имеют наибольшую длину, и сопоставляя с ними заданный наибольший действительный расход лотка, легко определяем действительные расход или расходы, при которых кривая спада или подпора в нем имеет наибольшее развитие. Выше это было иллюстрировано на ряде примеров. Ниже с той же целью, но с применением таблицы 60, схематизирующей ранее изложенное, это продельвается на числовом примере.

§ 38. Изложенное в § 1—§ 36 в целях ориентировки в нем при разного рода подсчетах может быть увязано в две таблицы. В таб. 59 сделана сводка § 1—§ 13, относящаяся к лотку, который имеет по всей своей длине однообразную шероховатость ложа и одинаковый уклон дна. В табл. 60 дана сводка изложенного в § 14—§ 36, относящаяся к лотку с одинаковым уклоном дна, но первый участок которого имеет шероховатость ложа меньшую шероховатости ложа второго участка.

Таблица 59 составлена в предположении, что расход воды отверстия изменяется от $q_e = 0$ до своего наибольшего значения q_e при $h_e = h_k = h'_e$.

Таблица 59.

По порядку	№ Чертежа	Зона графика, в которой находится кривая расхода лотка	Соотношение глубин	Форма водной поверхности	Расход воды, при котором кривая имеет наибольшую длину	Условие для определения расхода q_e
				Кривая		
1	2	3	4	5	6	7
1	5	I	$h_2 < h_e < h_k < h'_e$	Спада	$q_e = q_m$	$h_e = h_k = h'_e$
2	6	II	$h_e < h_2 < h_k < h'_e$	Подпора без прыж.	$q_{ep.} = \frac{2}{3} q_e$	$h_e = h_2$
3	7	III	$h_e < h_k < h_2 < h'_e$	Подпора с прыж.	$q_{ep.} = \frac{1}{2} q_e$	$h_2 = h'_e$ или $h_1 = h_e$
4	8	IV	$h_e < h_k < h'_e < h_2$	Затопленная струя	—	—

№		§	Зоны графика скривой расхода		Соотношение глубин		Первый участок (длина его задана)		
Комбинации	Чертежа		1-го	2-го	Первое	Второе	Кривая между глубин	от	до
			участков						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1°	9	28	I	I	$h_{21} < h_{22} < h_e < h_k < h'_e$	$y = h_{21}$	спада	h_e	h_{21}
	10	16	»	»	»	$h_e > y > h_{22}$	»	»	y
	11	»	»	»	»	$h_{21} < y < h_{22}$	»	»	»
2°	»	»	»	»	»	$y = h_{22}$	»	»	»
	12	29	II	II	$h_e < h_{21} < h_{22} < h_k < h'_e$	$y = h_{21}$	подпора без прыж.	h_e	h_{21}
	13	17	»	»	»	$h_e < y < h_{21}$	»	»	y
3°	14	30	III	III	$h_e < h_k < h_{21} < h_{22} < h'_e$	$y = h_{22}$	подп. с пр. и подп. без пр.	h_e	h_{11}
	»	18	»	»	»	»	»	h_{21}	h_{22}
	15	»	»	»	»	$h_e < y < h_{12}$	подп. с пр.	h_e	y
4°	16	»	»	»	»	$h_e < y = h_{12}$	»	»	h_{12}
	17	19	IV	IV	$h_e < h_k < h'_e < h_{21} < h_{22}$	—	затопленная	h	h_{22}
	18	32	I	II	$h_{21} < h_e < h_{22} < h_k < h'_e$	$y = h_{21}$	спада	h_e	h_{21}
5°	19	20	»	»	»	$h_{21} < y < h_e$	»	»	y
	20	33	I	III	$h_{21} < h_e < h_k < h_{22} < h'_e$	$y = h_{21}$	спада	h_e	h_{21}
	21	21	»	»	»	$h_{21} < y < h_e$	»	»	y
6°	22	34	I	IV	$h_{21} < h_e < h_k < h'_e < h_{22}$	$y = h_{21} < h_{12}$	спада	h_e	h_{21}
	23	22	»	»	»	$h_{21} < y < h_{12}$	»	»	y
	24	»	»	»	»	$y = h_{12}$	»	»	h_{12}
7°	25	»	»	»	»	$y > h_{12}$	затопл.	h_{22}	h_{22}
	26	35	II	III	$h_e < h_{21} < h_k < h_{22} < h'_e$	$y = h_{21} < h_{12}$	под. без пр.	h_e	h_{21}
	27	23	»	»	»	$h_e < y < h_{21} < h_{12}$	»	»	y
8°	28	»	»	»	»	$y = h_{12}$	»	»	h_{12}
	29	24	II	IV	$h_e < h_{21} < h_k < h'_e < h_{22}$	—	затопленная	h_{22}	h_{22}
	30	36	III	IV	$h_e < h_k < h_{21} < h'_e < h_{22}$	—	подп. с прыж.	h_e	h_{11}
9°	»	25	»	»	»	—	подп. без пр.	h_{21}	h_{22}
	31	»	»	»	»	—	затопленная	h	»

Таблица 60.

Второй участок

Кривая между глубин	От	До	Расход воды, при котором кривая наибольшая	Условия для определения q_c	
				Первое	Второе
11	12	13	14	15	16
подпора без прыж. спада	h_{21} y	h_{22} »	$q_c = q_m$ $q_c = q_m$	$h_c = h_k$ $h_c = h_k$	— —
подпора без прыж.	»	»	от $q_c = 0$ до $q_c = q_m$ или от $q_c = 0$ до $q_c = q_m$	$h_c = h_k$ $y = h_{22}$	$y < h_{22}$ —
равномерное теч.	h_{22}	»	—	—	—
подпора без прыж.	h_{21}	h_{22}	$q_c = q_m$	$h_{21} = h_c$	—
»	y	»	от $q_{ср.} = \frac{2}{3} q_c$ до $q_c = q_m$ или $q_c = q_m$	$h_{22} = h_c$ $h_{21} = h_c$ $h_{21} = h_c$	$\left. \begin{array}{l} q_{ср.} < q_m \\ q_{ср.} > q_m \end{array} \right\}$
равномерн. теч.	h_{22}	h_{22}	—	—	—
подпора с прыж.	y	h_{12}	$q_{ср.} = \frac{1}{2} q_c$	$h_{22} = h'_c$	—
равномерн. теч.	h_{22}	h_{22}	—	—	—
равномерн. теч.	h_{22}	h_{22}	—	—	—
подпора без прыж.	h_{21}	h_{22}	$q_c = q_m$	$h_{22} = h_c$	—
»	y	»	от $q_{ср.} = \frac{2}{3} q_c$ до $q_c = q_m$	$\left. \begin{array}{l} h_{22} = h_c \\ h_{22} = h_c \end{array} \right\}$	—
подпора с прыж.	h_{21}	h_{12}	$q_c = q_m$	$h_{22} = h'_c$	—
»	y	»	от $q_{ср.} = \frac{1}{2} q_c$ до $q_c = q_m$	$\left. \begin{array}{l} h_{22} = h'_c \\ h_{22} = h'_c \end{array} \right\}$	—
подпора с прыж.	h_{21}	h_{12}	$q_c = q_m$	$h_c = h_k$	—
»	y	»	от $q_c = 0$ до $q_c = q_m$ или от $q_c = 0$ до $q_c = q_m$	$h_c = h_k$ $y = h_{12}$	$y < h_{12}$ —
равномерн. теч.	h_{22}	h_{22}	—	—	—
»	»	»	—	—	—
подпора с прыж.	h_{21}	h_{12}	$q_c = q_m$	$h_{21} = h_c$	—
»	y	»	от $q_{ср.} = \frac{1}{2} q_c$ до $q_c = q_m$ или $q_c = q_m$	$h_{22} = h'_c$ $h_{21} = h_c$ $h_{21} = h_c$	$\left. \begin{array}{l} q_{ср.} < q_m \\ q_{ср.} > q_m \end{array} \right\}$
равномерн. теч.	h_{22}	h_{22}	—	—	—
равномерн. теч.	h_{22}	h_{22}	—	—	—
равномерн. теч.	h_{22}	h_{22}	—	—	—
»	»	»	—	—	—
»	»	»	—	—	—



Глубина воды в конце первого участка, при заданной длине его $l_{21}=22,5$ мт., может быть найдена путем подбора.

Подсчеты эти в целях контроля возможно дать в форме табл. 62.

Таблица 62.

q_c	Задаемся	h_c	$h_{cp.}$	$\omega_{cp.}$	$P_{cp.}$	$R_{cp.}$	γ_1	l	$C_{cp.}$	$E_{cp.}$	$j_{cp.}$
	y										
3,86	0,66	0,68	0,67	13,4	21,34	0,628	0,16	0,0144	72	20,0	7,95
						и т. д.					

Затем составляем таблицу 63 и смотрим, насколько удачно задались глубиной y в табл. 62—для соответствующего изменения ее.

Вычисленные в табл. 63 длины кривой l_{21} дают расхождение против заданной длины от 0,2 мт. до 0,9 мт., чем и удовлетворяемся в нашем примере.

Таблица 63¹.

q_c	$\gamma_1=0,16$ (первый участок)									
	h_c	y	ψ_{21}	γ_{12}	γ_{11}	$j_{cp.}$	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{21}	Кривая
3,15	0,53	0,53	0,53	1,0	1,0	—	∞	∞	,0	Равн. теч.
3,86	0,68	0,66	0,60	1,100	1,133	7,95	0,6802	0,5954	23,4	Спада
5,0	0,96	0,895	0,71	1,260	1,352	8,12	0,4117	0,3343	22,7	

Длины кривых подпора или спада второго участка для расчетных расходов вычисляем по уравнению Бресса, составив табл. 64.

Таблица 64¹.

q_c	$\gamma_2 = 1,3$ (второй участок)									
	y	$0,99h_{22}$	h_{22}	$j_{cp.}$	γ_{12}	γ_{11}	$f(\gamma_{12})$	$f(\gamma_{11})$	l_{22}	Кривая
3,15	0,53	0,83	0,84	1,680	0,99	0,631	1,4125	0,0730	73,7	Подпора без прыж.
3,86	0,66	0,9	0,95	1,835	*	0,695	*	0,1635	88,3	*
5,0	0,895	1,098	1,11	1,986	*	0,797	*	0,3397	96,4	*

¹ Таблицы 63, 64 дают длины кривых l_{21} и l_{22} для расходов воды от 3,86 к.м.с. до 5,0 к.м.с.—с интервалом в 1,14 к.м.с. При решении задач возможно, конечно, подсчет вести более точно—для расходов воды с меньшим интервалом.

Полученные данные сводим в табл. 65.

Таблица 65.

q_c	l_{11}	l_{22}	$l_{11} + l_{22}$
3,15	22,5	73,7	96,2
3,86	»	88,3	110,8
5,0	»	96,4	118,9

§ 39. Если в прямоугольный лоток под постоянным напором H втекает струя воды той же ширины, что и лоток, то при уклоне дна его, равном I и при заданной длине первого участка лотка l_1 по уравнению Бернулли имеем:

$$H + Il_1 = h_c + \frac{v_c^2}{\varphi^2 \cdot 2g} + Il_1 = y + \frac{v_y^2}{2g} + H_v \quad (73).$$

где H_v — потеря напора на длине первого участка. Уравнение (73) может быть дано еще в следующей форме:

$$q_c = \varphi h_c \sqrt{2g(H - h_c)} = y \sqrt{2g(H + Il_1 - H_v - y)} \quad (74).$$

Из уравнения (73) или (74) при постоянной величине напора H для первого участка

При условии	П о л у ч а е м			
	Условие	Кривую	от	до
$(Il_1 - H_v) > 0$	$y < h_c$	Спада	h_c	y
$(Il_1 - H_v) = 0$	$y = h_c$	Равномерное течение	h_c	h_c
$(Il_1 - H_v) < 0$	$y > h_c$	Подпора	h_c	y

При заданной длине первого участка для данного расхода воды q_c из уравнения (74) путем подбора можем определить глубину y . Для ряда значений расхода q_c тем же путем получим ряд соответствующих им значений глубины y . Зависимость глубины y от расхода q_c , символически для уравнения (74), может быть обозначена через $y = f_y(q_c)$. Кривая $y = f_y(q_c)$, при условии

$$y \geq h_{21} \quad (75)$$

и при сравнительно небольшой длине первого участка приближается к кривой $h_c = f_c(q_c)$, построенной для постоянного напора $H' = H + Il_1$ или H .

Условие (75) следует из того, что кривые спада или подпора без прыжка приближаются к бытовому горизонту лотка асимптотически.

Практически может быть некоторое близкое приближение глубины y к глубине h_{21} при значительной длине первого участка или же при

весьма малых расходах воды, в масштабе сооружения. Последнее с точки зрения той же практики не имеет большого значения в работе сооружения, и подсчеты на весьма малые расходы воды в масштабе сооружения, т.-е. в сравнении с его пропускной способностью, обычно не делаются. Вообще говоря, оба случая, как особые случаи в работе лотка, учитываются согласно правила, приведенного в § 27. Таким образом, при заданной длине первого участка в поле действия условия $y \leq h_{21}$ остаются практически случаи, при которых кривая $y = f_y(q_c)$ приближается к кривой вида $h_c = f_c(q_c)$, взятой для напора $H' = H + H_a$. Для глубин $y = f_y(q_c)$ могут быть вычислены сопряженные с ними глубины $y' = f'_y(q_c)$. По отношению ко второму участку лотка кривые $y = f_y(q_c)$ и $y' = f'_y(q_c)$, вместе с кривой $h_k = f_k(q_c)$, дадут, следовательно, график глубин y и y' со свойствами графика глубин h_c и h'_c , взятого для напора H' , и потому изложенное в § 1—§ 13 по отношению ко второму — остается в силе и для первого графика.

Для определения глубины y подбором, при относительно точном учете величины потери напора H_v , может быть использовано уравнение Бресса, являющееся выражением в другой форме уравнения (73) или (74). Подбор в этом случае в целях контроля возможно вести в форме табл. 66.

Таблица 66.

q_c	h_c	y	h_{21}	$j_{cp.}$	τ_{12}	τ_{11}	$f(\tau_{12})$	$f(\tau_{11})$	l_a^A	$\frac{l_a - l_a^A}{l_a} \times 100$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

При данных H , l_a , I , q_c , h_{21} , h_c , задаваясь глубиной y , вычисляем длину l_a^A . Если при этом точность подбора, даваемого графой 11-й, недостаточна, то повторяем его до получения желаемой в нем точности. Затем для полученных глубин $y = f_y(q_c)$ вычисляем сопряженные с ними глубины $y' = f'_y(q_c)$ и строим график глубин y и y' . Совмещая с ним кривую расхода второго участка, согласно изложенного в настоящем и в § 1—§ 13, определяем для него формы водной поверхности, предельные расходы для них и расходы, при которых они (формы) имеют наибольшее развитие по длине лотка. При составлении табл. 66 подразумевается, что под рукой имеются готовые графики глубин h_c и h'_c , и что кривая расхода первого участка построена. Для найденного расхода воды, при котором кривая спада или подпора второго участка имеет наибольшую длину, определяем по уравнению Бресса путем подбора глубину y или же берем ее по построенному, согласно данных табл. 66, графику глубин y и y' . Затем, найдя по кривой расхода второго участка глубину h_{22} , вычисляем по Брессу длину кривой подпора второго участка, которая будет наибольшей.

При небольшой длине первого участка лотка возможно с некоторой долей погрешности принять

$$H_v = h_v \times l_a \dots \dots \dots (76),$$

где h_v — средняя величина потери напора на единицу длины первого участка.

В таком случае для прямоугольного лотка имеем

$$h_v = \frac{v_{cp}^2}{C_{cp}^2 R_{cp}} = \left[\frac{V R_{cp} + \gamma_1}{87 h_{cp} R_{cp}} \times q_c \right]^2 = (A q_c)^2 \dots (77),$$

где величины R_{cp} , C_{cp} и v_{cp} определяются для глубины воды

$$h_{cp} = 0,5 (h_e + y) \dots (78).$$

В этом случае определение расхода воды, при котором кривая подпора или спада второго участка лотка имеет наибольшую длину, при заданной длине первого участка, может быть производимо в следующем порядке.

Строим кривые расхода первого и второго участков.

Для различных значений расхода q_c при заданной длине первого участка l_a путем подбора по уравнению (74) определяем глубины y , составив в целях контроля последнего табл. 67.

Таблица 67.

Д а н о					Получено подбором								Точность подбора
H	l	l_a	q_c	h_e	y	h_{cp}	ω_{cp}	P_{cp}	R_{cp}	A	H_v	q^A	$\frac{q_c - q^A}{q_c} \times 100$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14

Глубины h_e (гр. 5-я) для заданного значения расхода q_c (гр. 4-я) могут быть определены по графику $h_e = f_e(q_c)$ при данном напоре H (гр. 1-я). Задаваясь глубинами y (гр. 6-я), по уравнению (78), находим глубины (гр. 7-я) и вычисляем остальные величины (гр. 8, 9, 10, 11, 12-я). Подставляя значения гр. 1, 2, 3, 6, 12-й в уравнение (74), получаем расходы q_c^A и устанавливаем точность подбора глубин y (гр. 14-я).

Если полученная точность подбора для нашего случая недостаточна, то повторяем подбор.

Для глубин y табл. 67-й вычисляем сопряженные с ними глубины y' по уравнению:

$$y' = 0,5 y \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q_c^2}{g y^3}} - 1 \right] \dots (79).$$

Вычертив кривые $y = f_y(q_c)$, $y' = f'_y(q_c)$ и $h_k = f_k(q_c)$, получим график, упомянутый выше.

Совместив с этим графиком кривую расхода второго участка, находим, в зависимости от того, в каких зонах графика пройдет кривая расхода второго участка: а) формы водной поверхности в пределах второго участка, б) пределы расходов, в которых эти формы имеют место, и в) расходы воды, при которых эти формы имеют наибольшее развитие по длине лотка.

Из изложенного вытекает, что подбор глубины y по табл. 67 менее сложен, чем по табл. 66, так как форма уравнения (74) проще для подсчетов, чем уравнение Бресса, но с другой стороны подбор глубины y по первому уравнению более отходит от действительности, чем подбор по второму уравнению.

Примечание к § 39. Следует отметить, что при данном напоре H расходы щитового отверстия могут изменяться от $q_c = 0$ до q_c , при котором $h_c = h_k = h'_c$. При построении графика глубин y и y' может оказаться, что точка пересечения кривых $y = f_y(q_c)$, $y' = f'_y(q_c)$ и $h_k = f_k(q_c)$ уходит за пределы этих расходов. Это может быть для уравнения (74) при условии $(H - H_v) > 0$. В таком случае может оказаться, что точка пересечения кривых расхода первого и второго участков с кривыми графика глубин y и y' окажется за пределами его, и это позволит лишь установить пределы расходов воды для определения наибольшей длины кривой спада или подпора второго участка лотка.

§ 40. При заданной малой длине первого участка лотка, особенно при малой величине шероховатости ложа и при значительном уклоне дна его, возможно практически принять в уравнении (74) величину $H_v = h_v$, l_a равной нулю, или постоянной величине для всех расходов воды, и применять в первом случае для подсчета глубины y уравнение (80):

$$q_c = y \sqrt{2g(H + l_a - y)} = y \sqrt{2g(H' - y)} \quad \dots (80),$$

а во втором случае уравнение (81):

$$q_c = y \sqrt{2g(H + l_a - H_v - y)} = y \sqrt{2g(H'' - y)}. (81).$$

В этом случае кривые $y = f_y(q_c)$ и $y' = f'_y(q_c)$ представляют собой кривые $h_c = f_c(q_c)$ и $h'_c = f'_c(q_c)$, взятые для постоянной величины напора $H' = H + l_a$ или $H'' = H + l_a - H_v$, что позволяет воспользоваться графиками глубин h_c и h'_c , построенными заранее для различных напоров H .

В этом случае определение для второго участка лотка форм водной поверхности, предельных расходов для них и расходов воды, при которых формы будут наиболее развиты в длину, ничем, в смысле механизма подсчета, не отличаются от изложенного ранее в § 1—§ 13.

Общий ход решения задачи может быть следующим. Имея под рукой графики глубин h_c и h'_c для различных напоров, строим кривые расхода первого и второго участков в масштабе графика. Определяем напор в конце первого участка, равный H' или H'' , в зависимости от сделанного допущения относительно величины потери напора на длине первого участка. Для этого напора берем график глубин h_c и h'_c и совмещаем с ним кривую расхода второго участка. В зависимости от прохождения последней в той или другой зоне графика находим, согласно положений § 1—§ 13, формы водной поверхности, предельные расходы для них и расходы, при которых они имеют наибольшую протяженность.

Для найденного расхода, при котором длина кривой спада или подпора, согласно § 1—§ 13, имеет наибольшую длину, по уравнению (80 или 81) вычисляем глубину y или же берем ее по графику глубин h_c и h'_c , взятого для напора H' или H'' . Затем обычным способом (по Брессу) определяем длину кривой подпора или спада второго участка. В целях уско-

рения подсчетов по определению длины кривой спада или подпора второго участка таковые возможно выполнить по приему Husted'a¹.

§ 41. В зависимости от требуемой точности решения задачи о формах водной поверхности в лотке в условиях постановки ее, изложенной выше, и времени, данного на это решение, возможно установить, каким приемом из предложенных выше следует воспользоваться. В § 1—§ 38 изложен прием, достаточно точный для целей практики, в § 40—наиболее упрощенный и менее точный. Так как последнее идет в сторону запаса в расчете, то прием, изложенный в § 40, может иметь широкое применение в практике расчетов нижнего бьефа сооружений. Прием, изложенный в § 39, занимает среднее положение между упомянутыми выше приемами и требует каждый раз при расчете по нему построения графиков глубин y и y' . Приемы же, изложенные в § 1—§ 38 и § 40, не требуют этого построения и позволяют использовать графики глубин h_c и h'_c , построенные заранее для различных напоров H . Могут быть, однако, случаи, когда последнее преимущество теряется и делается вполне выгодным применить прием, изложенный в § 39. Это может быть, например, в том случае, когда табл. 60 даст по условиям данной задачи широкие пределы расходов воды для определения длины кривой подпора или спада второго участка при заданной длине первого участка.

(Продолжение следует).

¹ Проф. Б. А. Бахметьев. «О неравномерном течении жидкости в открытых руслах». Изд. 1928 г., стр. 253.

Е. Замарин.*Сотрудник О.-И. И. Вод. Хоз.*

Водопроницаемость лесса.

Характеристики фильтрационных свойств грунтов, даваемые разными формулами, относятся к грунтам, искусственно уложенным с нарушенной естественной структурой. С целью изучения водопропускных свойств грунтов с ненарушенной структурой опыты ставят в монолитах данного грунта, обделанных в жесткие стенки с эластичной заливкой (вар, парафин и т. п.) пространства между стенками и монолитом. Такая постановка все же ближе к натуре, чем опыты в трубах со связными грунтами (лесс). Не останавливаясь сейчас на данных по такого рода опытам, мы для характеристики фильтрационных свойств лесса в естественных условиях воспользуемся данными полевых работ над проницаемостью,¹ содержащими сведения о времени проникания в грунт определенного количества воды при постоянном слое ее под землей. Опыты производились в неглубоких шурфах размерами 26 × 26 см., слой воды над грунтом (т. е. глубина воды в шурфе) применялся в 1—10—20 и 30 см.

Подобного рода исследования проницаемости грунтов очень часты² и столь же часты «упрощенные» методы обработки их результатов: обычно объем просочившейся в грунт воды делят на смоченную поверхность шурфа и полагают, что частное от такой арифметической операции является ничем иным, как коэффициентом фильтрации грунта; иногда «в целях уточнения» смоченную поверхность стенок шурфа уменьшают вдвое, считая проникание воды через эти стенки по треугольнику (сравни с формулой Морица для потерь в каналах); в дальнейшем по полученным частным строят график в функции глубины воды в шурфе, чем и заканчивается обработка опытных данных. Сличение полученных результатов с теоретическими показывает «расходимость» в сотни (и редко в десятки) раз всегда в сторону превышения над теоретическими, заставляя задумываться над достоверностью или теоретических, или полученных таким упрощенным путем результатов, или и тех и других.

Не будем останавливаться на всех, подчас довольно остроумных, но едва ли от того приближающихся к действительным причинам, объяснениях такого рода «расходимости», отметим только два обстоятельства—первое, что действительно главной причиной несовпадения результатов является нарушение структуры грунта в теоретических формулах, и второе, что никогда не задумывались над возможностью применения такого рода «упрощенной» обработки грунта.

¹ Г. И. Архангельский «Отчет о гидрогеологических работах в районе Куруксайского водохранилища». Программа и методика работ были согласованы с Оп.-Исслед. Ин-том Вод. Хоз.

² А. К. Болдырев «Опыт над фильтрацией в горных породах *in situ* в связи с проектом водохранилища на р. Чу». 1926 г. Изд. Геолкома.

Мы не будем обрабатывать данные куруксайских исследований по описанному выше приему, а применим иной, заведомо неточный, но не настолько, чтобы им нельзя было пользоваться, способ. Пусть мы имеем шурф, в котором глубина воды поддерживается постоянной; вода, проникая из шурфа в грунт, находится в неустановившемся движении; применение к такому движению зависимостей равномерного установившегося движения дает ошибку, уменьшающуюся с увеличением длительности опыта.

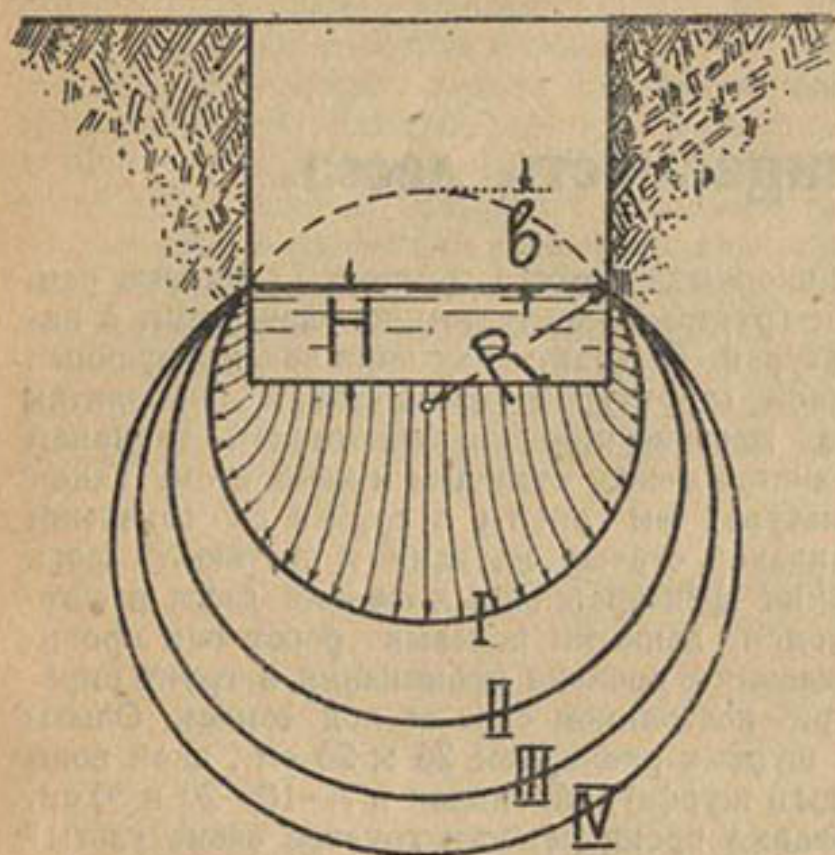


Рис. 1.

Отсюда следует меньшая ценность данных первых наблюдений и большая—последних наблюдений, что верно, однако, до тех пор, пока еще не произошло оплываний и др. нарушений целостности грунта в шурфе.

Если бы удалось наполнить шурф водой до заданной отметки H в весьма короткое время (теоретически-мгновенно), не разрушая грунта, то средний уклон потока (считая по центральной вертикали) был бы очень велик (теоретически бесконечен), так как уклон равен отношению конечной величины H на очень малый путь, который вода успела бы

пройти за этот короткий промежуток времени. По истечении моментов времени t_1, t_2, t_3 и т. д., вода распространится по области ограниченной кривой I, кривой II, III и т. д.; подсчитав среднее перемещение воды от смоченного контура шурфа до I кривой.... x_1 ; от I кривой до II кривой.... x_2 и т. д. мы можем найти средние уклоны потока, отнесенные к моментам времени t_1, t_2 и т. д., они будут равны

$$I_1 = (H + x_1) : x_1; I_2 = (H + x_1 + x_2) : (x_1 + x_2) \text{ и т. д. } \dots (1)$$

Нетрудно видеть, что так подсчитанные уклоны будут уменьшаться от $I_0 = \infty$ до $I_\infty = 1$, как показано на рис. 2, что может быть выражено уравнением¹

$$(I - 1) x = 1 \dots (2)$$

Кроме уклонов, мы можем подсчитать и средние скорости фильтрации от шурфа до I кривой; от I кривой до II и т. д., они равны

$$v_1 = x_1 : t_1, v_2 = x_2 : (t_2 - t_1) \dots (3)$$

Зная средние скорости и уклоны по ним, находим коэффициент фильтрации k .

Можно иным путем подойти к определению k : в начале движения, когда уклон велик, скорость также будет очень велика; в конце движе-

¹ Мы не останавливаемся на более сложной, но и более соответствующей физической стороне опыта—логарифмической зависимости; для рассматриваемой схемы движения, в общем грубой, зависимость (2) достаточна.

ния, когда уклон достигнет единицы, скорость будет равна коэффициенту фильтрации; таким образом, изменение скорости v по времени сходно с изменением уклона до уравнения (2) и мы можем написать

$$(v-k) t = B \dots (4),$$

где B —постоянное, характеризующее данный грунт.

Для обоих путей определения коэффициента фильтрации необходимо знать форму растекания воды в грунте; мы не сделаем большой ошибки, если примем ее за шаровую¹, размеры которой находятся из условий равенства объема поглощенной грунтом воды и объема свободных пор грунта; например, объем свободных пор грунта, ограниченный контуром шурфа и I кривой, должен быть равен количеству воды, проникшей в грунт до кривой I и т. д. Экономя место, мы не приводим здесь связанных с сказанным выше подсчетов, в общем элементарных, для средних скоростей, а приведем лишь кривые изменения этих скоростей по времени. На рис. 3

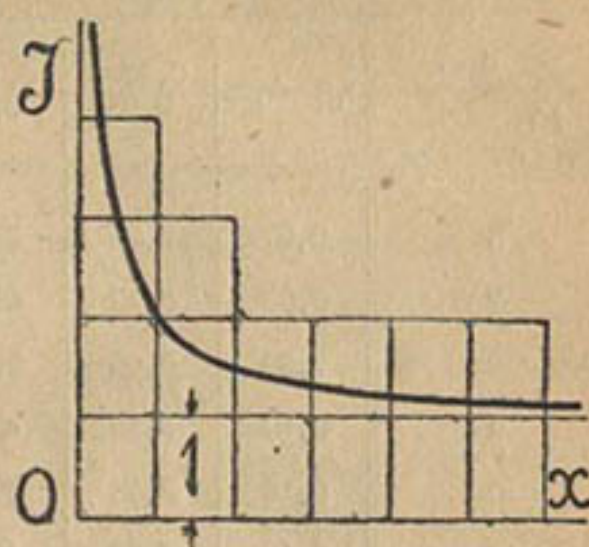


Рис. 2.

приведены кривые средних скоростей от шурфа до кривой I; от кривой I до II и т. д., непрерывно построенные в функции от времени продолжения опыта для трех шурфов 5-го, 7-го и 8-го. Средняя скорость (например, от кривой I до кривой II, рис. 1) находилась по отношению впитанного расхода Q на произведение—времени впитывания на арифметическую среднюю поверхностей I и II.

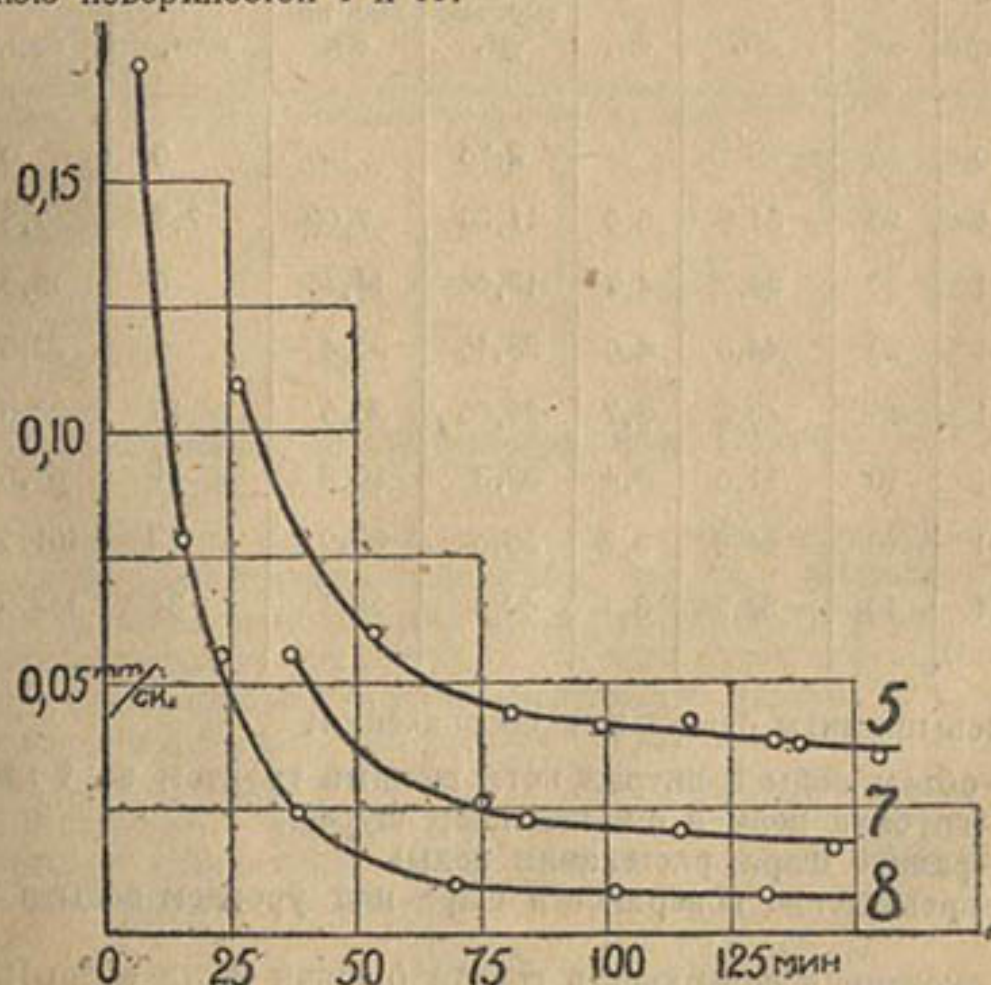


Рис. 3.

¹ Наблюдения над формой растекания воды показывают, что она близка к эллипсоиду—сплюснутому в начале и вытянутому в конце опыта.

По описанному способу обработаны данные наблюдений над просачиванием в шести шурфах, механический состав грунтов которых приведен ниже.

№ шурфа \ d _{mm}	0,5—0,25	0,25—0,05	0,05—0,01	0,01—0	Влажность %	Общая порозность %	От дна шурфа до гр. вод метр.
5	0,07	3,36	27,79	68,78	8,9	44	30
7	0,08	5,15	43,58	51,19	16,4	40,5	3
8	0,29	5,66	39,44	54,61	19,7	39	3
9	0,10	2,38	45,78	51,74	6,8	44	9
10	0,18	2,63	39,21	57,98	11,5	47,6	9
12	0,10	4,38	48,37	37,15	6,4	45,5	17

Подсчеты по описанному способу для начальных наблюдений представляют меньший интерес, чем для конечных наблюдений; поэтому все наблюдения обработаны только для первых трех шурфов; для остальных шурфов обработана вторая половина наблюдений. Для иллюстрации обработки ниже приводится таблица подсчетов для шурфа № 8 и кривые средних скоростей для первых трех шурфов на рис. 3.

№ по порядку	Q литры	H см.	R см.	b см.	φ тыс. кв. см.	Φ тыс. кв. см.	t мин.	Σ t мин.	v 10 ² см./мин.
0	0	20	—	—	2,76	—	0	0	—
1	9,1	20	31,5	6,0	11,28	7,02	7,5	7,5	17,3
2	9,1	20	38,7	4,7	17,64	14,46	8	15,5	7,87
3	9,1	20	44,0	4,0	23,16	20,4	8	23,5	5,58
4	9,1	15	48,2	3,7	28,06	25,6	15	38,5	2,37
5	9,1	10	51,6	3,4	32,3	30,2	31	69,5	0,97
6	9,1	10	54,8	3,2	35,6	33,9	32	101,5	0,84
7	9,1	10	57,7	3,1	40,6	38,1	31	132,5	0,77

Здесь приняты следующие обозначения:

Q—объем воды в литрах, поглощенный грунтом за t мин.;

H—глубина воды в см. над дном шурфа;

R—радиус шара растекания воды;

b—превышение поверхности шара над уровнем воды в шурфе (см.

рис. 1);

φ—смоченная поверхность грунта (равная части сферы);

Φ—средняя смоченная поверхность грунта;

v—средняя скорость движения воды между двумя соседними смоченными поверхностями.

Выше отмечалось, что коэфф. фильтрации грунта возможно получить двумя приемами: по ур-ям 2 и 3 и по ур. 4, при чем в последнем случае для избавления от неизвестного фактора В необходимо составить два ур-я и взять их разность. Подобные операции проделаны для центральной вертикали и результат их приведен в таблице.

Ш у р ф ы	5	7	8	9	10	12
Глубина шурфа метр.	0,8	2,0	2,5	2,0	2,0	2,2
Продолжение опыта мин.	155,5	147	132,5	165,5	227,2	356
v скорость в конце опыта 10^3 см/м.	3,46	1,66	0,77	1,68	2,10	2,37
k_1 по форм. 2—3	2,47	1,23	0,70	1,43	1,52	1,66
k_2 по форм. 4	2,66	1,07	0,61	1,17	1,40	1,56
k среднее	2,57	1,15	0,65	1,30	1,46	1,61
$k : v$	0,74	0,69	0,84	0,77	0,70	0,97

Коэффициенты фильтрации (в см/м. 10^3), подсчитанные по формуле Крюгера для $t=26^\circ$ (температура воды опытов), и их отношение к ранее подсчитанным указаны в следующей таблице.

Ш у р ф ы	5	7	8	9	10	12
k_q по Крюгеру	0,21	0,27	0,23	0,33	0,34	0,59
k подсчитан	2,57	1,15	0,65	1,30	1,46	1,61
$k_q : k$	0,082	0,235	0,354	0,254	0,233	0,366
Tm	138	241	261	191	262	228

Расходимость между коэфф. фильтрации по Крюгеру¹—от 3 до 4 раз, если не считать шурфа № 5.

Расходимость эта довольно устойчива, о чем могут судить по строке $k_q : k$; если сопоставить отношения $k_q : k$ с данными последней строки, где указаны произведения продолжительности опыта T (мин.) на естественную влажность грунта $m\%$, то ясно будет видно, что для шурфа № 5, где произведение Tm мало—результаты опытов не надежны.

Чем длительнее опыт, чем больше естественная влажность грунта—тем больше вероятности получить надежные результаты.

Для 5 шурфов, вследствие устойчивости отношений $k_q : k$, можно установить следующую связь между теоретическим по Крюгеру и действительным коэффициентом фильтрации k

$$k=3,5 k_q \quad (5)$$

¹ Отметим, для сравнения, что подсчет коэфф. фильтрации по «упрощенному» способу дает для коэфф. фильт. величину от 15 до 28 см/м., что дает «отклонение» от теоретического до 1.000 раз.

Надо отметить, что опыты в полевой обстановке всегда будут давать преувеличенные значения коэфф. фильтрации по следующим основаниям:

1. В грунте трудно наметить резкую границу насыщенного водой грунта от сухого; в действительности существует плавный переход одной зоны в другую.

2. Капиллярное поглощение воды грунтом увеличивает расход воды, что вносит искажение в подсчеты и искусственно увеличивает подсчитываемый коэфф. фильтрации, и тем сильнее, чем суше грунт и чем кратковременнее был опыт.

3. Наличие мелких ходов (от сгнивших корешков и т. п.) в лессовых грунтах также ведет к действительному повышению коэфф. фильтрации.

Не останавливаясь на других соображениях о преувеличении коэфф. фильтрации описанными подсчетами (они большей частью общеизвестны), отметим, что сказанное заставляет смотреть на формулу (5), как дающую несколько преувеличенные значения коэфф. фильтрации; было бы ближе к действительности заметить ее иной, именно

$$k=3 k_q \dots \dots \dots (6)$$

Полученная формула (6), ясно, не окончательная; только накопление опытного материала, методически различно полученного, его обработка (описанным и иными способами) и сопоставление результатов обработки поможет установить более или менее надежные характеристики водопроницаемости грунтов.

Приведенный выше материал позволяет сделать заключение о полной непригодности «упрощенного» приема обработки и о возможности использования формулы (6) для ориентировочных подсчетов.

Инженер Л. У. Мальц.

Сотрудник Оп.-Иссл. Ин-та Водн. Хоз.

Новая формула Ребока для истечения через водослив с острой кромкой.

В июньском выпуске журнала немецких инженеров *L. d. V. D. I.* № 24, стр. 817 напечатана работа профессора Т. Ребок, посвященная вопросу об измерении расхода воды с помощью водосливов с острой кромкой.

Эта работа очень интересна, главным образом, потому, что измерение расхода водосливами имеет ряд ценных преимуществ по сравнению с другими известными способами. Вместе с тем, тот мост, который связывает берега теории и практики—расчетные формулы, для этого случая истечения страдают многими недостатками и, в первую голову, тем, что нам почти что неизвестна их степень достоверности и та ошибка, которую может дать недостаточно умелое с ними обращение. В равной степени не выяснен критерий сознательного понимания этих формул, так как они эмпиричны.

Профессор Т. Ребок чрезвычайно умело использовал обширные материалы по этому вопросу, укладываемые в промежутке времени, достигающем 280 лет, и, на основе квинт-эссенции этого материала и своих многочисленных теоретических и экспериментальных исследований, дал свои расчетные формулы, из которых последняя, относящаяся к 1929 г., заслуживает самого серьезного внимания.

Для определения ценности приведенных им формул, профессор Т. Ребок прибегает к сравнительному исследованию, с исключительным умением используя не только материалы своих экспериментальных исследований, но также и громадный материал других исследований в той же области.

Проведенная им сравнительная критика блестяще подтвердила полную применимость новой формулы, и, вследствие интереса, который эта работа представляет, я позволил себе составить небольшой реферат по упомянутому вопросу.

1. Общее.

При постановке опытных исследований очень часто прибегают к изучению исследуемого явления на моделях, пользуясь законом подобия.

Такой метод особенно удобен для применения в области гидротехники, где на моделях изучаются самые сложные, по своей сущности, явления.

Для регулировки расхода, пропускаемого в модель и, особенно, для его измерения, что является чрезвычайно важным при точном исследовании, применяются различные способы, используются разнообразные

приспособления, из которых наибольшим распространением пользуются водосливы с острой кромкой со свободной струей воды.

Ряд качеств—простота, удобство в работе, показание мгновенного расхода, делают их совершенно незаменимым подсобным средством для использования в самых простых и самых сложных опытных исследованиях.

Истечение через водослив с острой кромкой вполне закономерно, что установлено рядом исследователей.

2. Влияние температуры и распределения скоростей. Сравнительные тарировки одних и тех же водосливов, сделанные при температурах воды от 7° до 19° С в гидротехнической лаборатории Высшей технической школы в Карлсруэ, показали, что температура воды практически никакого влияния не оказывает в тех пределах, с которыми приходится иметь дело на практике.

Точно также распределение скоростей в лотке или канале, в случае правильной установки водослива, существенного влияния на показание не оказывает. Такое влияние может иметь место в случае слишком короткого подводящего канала, а также и тогда, когда подача расхода в канал происходит не по его оси с сильным отклонением от последней и, наконец, в тех случаях, когда подводимый поток не занимает всего сечения канала.

Влиянием распределения скоростей в потоке можно смело пренебречь, если только толщина переливающегося слоя менее 60% высоты водослива и если максимальные скорости в подводящем канале превышают минимальные не более чем на 80% .

В этих пределах колебания расхода при одном и том же горизонте на ребре водослива не превышают $0,2\%$, каковая точность может быть признана достаточной.

Что же касается тех масс воды, которые находятся в углах, образованных водосливом, стенками и дном канала (так называемого мертвого пространства), скорости там незначительны и заметного влияния на истечение через водослив не оказывают.

3. Тарировка водослива. Тарировка водослива требует того, чтобы расход, пропускаемый через водослив, точно измерялся каким-то добавочным приспособлением. В большинстве случаев это представляет собой довольно трудную задачу.

Впрочем, такая тарировка должна быть произведена только один раз, и она вообще могла бы оказаться совершенно ненужной, если бы существовала надежная формула для расхода через водослив этого типа.

Если же тарировка может быть произведена, на основе ее результатов может быть выведена формула истечения, связывающая расход Q , высоту водослива p , ширину водосливной кромки e и толщину переливающегося слоя h_0 (рис. 1). Тогда уже измерение расхода в дальнейшем, с помощью такого протарированного водослива, исключительно просто и сводится



Рис. 1.

лишь к определению толщины переливающегося слоя h_0 , каковая величина берется на достаточном расстоянии e от кромки водослива (из учета кривой спада). Обыкновенно эта величина принимается равной $=4 h_{0 \text{ макс}}$, или же $e=2(p+h_{0 \text{ макс}})$. В процессе работы с водосливом пользуются часто графиком выведенной формулы, что еще более ускоряет процесс измерений. В лабораториях измерения горизонтов произво-

дятся с точностью до 0,1 мм., чем и определяется точность измерения расхода.

Почти все известные формулы являются развитием основной формулы Poleni (1767)

4. Употребительные формулы истечения для водосливов с острой кромкой при свободной струе.

$$Q = \frac{2}{3} \mu_0 \sqrt{2g} l h_0^{3/2} \dots \dots \dots (1)$$

которая дается для водного потока, не испытывающего боковое сжатие.

Если положить

$$Q = ql \dots \dots \dots (2)$$

эта формула упрощается, превращаясь в

$$q = \frac{2}{3} \mu_0 \sqrt{2g} h_0^{3/2} \dots \dots \dots (3)$$

где q обозначает расход на единицу длины водослива.

Для метровых размеров эта формула может быть выражена при $g = 9,81$ м/сек. так

$$q = 2,953 \mu_0 h_0^{3/2} \dots \dots \dots (4)$$

Величина μ_0 является коэффициентом, учитывающим влияние возможных остальных факторов, не учтенных основным уравнением. Для учета влияния подходной скорости, Weisbach (1841) выражает μ_0 как

$$\mu_0 = \mu \left[1 + a \left(\frac{h_0}{p + h_0} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (5)$$

где μ —коэффициент истечения для водослива, кромка которого отстоит от дна на бесконечно большом расстоянии ($\mu = \infty$).

Bazin, Freese и Швейцарское общество инженеров и архитекторов дали уравнения для μ_0 , основываясь на общей форме, предложенной Poleni, в таком виде

Формула Bazin (1888)

$$\mu_0 = \left(0,6075 + \frac{0,0045}{h_0} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{h_0}{p + h_0} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (6)$$

Формула Freese (1890)

$$\mu_0 = \left(0,615 + \frac{0,0021}{h_0} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{h_0}{p + h_0} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (7)$$

Формула Швейцарского общества инженеров и архитекторов (1924)

$$\mu_0 = 0,615 \left[1 + \frac{1}{1000 h_0 + 1,6} \right] \left[1 + 0,5 \left(\frac{h_0}{p + h_0} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (8)$$

Т. Ребок, на основании своих многочисленных исследований в этой области, дал несколько иное выражение для μ_0

$$\mu_0 = \mu + a \frac{h_0}{p} \dots \dots \dots (9)$$

В этом виде им были даны три формулы для подсчета коэффициента μ_0 .

Формула 1911 г.

$$\mu_0 = 0,605 + \frac{1}{1100 h_0} + \frac{h_0}{12p} \dots \dots \dots (10-a)$$

Формула 1912 г.

$$\mu_0 = 0,605 + \frac{1}{1050 h_0} + 0,08 \frac{h_0}{p} \dots \dots \dots (10-6)$$

Формула 1913 г.

$$\mu_0 = 0,605 + \frac{1}{1000 h_0} + 0,08 \frac{h_0}{p} \dots \dots \dots (10-в)$$

Сам автор этих формул, профессор Т. Ребок, считает последнюю из них наиболее точной, дающей хороший по точности результат, что подтвердилось целым рядом опытов.

Однако, все приведенные формулы (6, 7, 8, 10) обладают тем недостатком, что в них не выдержана размерность, и поэтому они не могут с одинаковым успехом применяться для различных мер. Кроме того, эти формулы не удовлетворяют законам подобия. Наконец, обращает на себя внимание и то обстоятельство, что для различных высот водослива кривые $(\mu_0 h)$ представляют собой семейство гипербол, и потому в некоторой области оценка наблюдений связана с трудностями.

5. Новая формула истечения с линейным коэффициентом. Учитывая ряд недостатков, которыми характеризуются приведенные формулы, проф. Т. Ребок предпринял новые исследования, давшие в конечном результате новый вид формулы истечения, которая немного отличается от формулы, предложенной в свое время Poleni (1767).

В этой новой формуле в качестве действующего напора вводится величина

$$h_e = h_0 + 0,0011 \text{ мт.}, \dots \dots \dots (11)$$

которая может отсчитываться непосредственно, если нуль измерительного прибора установлен на 1,1 мм. ниже ребра водослива.

Подставляя величину h_e в формулу Poleni, получаем

$$q = 2,953 \mu_0 h_e^{3/2} = \rho_0 h_e^{3/2} \dots \dots \dots (12)$$

В этой формуле коэффициенты μ_0 , и соответственно ρ_0 , имеют совершенно определенную размерность, в соответствии с общим характером и назначением формулы, в отличие от коэффициента μ_0 в формуле Poleni, где такая размерность не соблюдена. Второе отличие этих коэффициентов то, что на графике они изображаются прямой, т.е. представляют собой линейную функцию. Опыт определяет их как

$$\mu_0 = a' + b' \frac{h_e}{p} \dots \dots \dots (13)$$

$$\rho_0 = a + b \frac{h_e}{p} \dots \dots \dots (14)$$

где постоянные a' , b' , a и b находятся тарировкой и, если только они определены правильно, то разности

$$\Delta \mu_0 = \frac{q}{2,953 h_e^{3/2}} - \left(a' + b' \frac{h_e}{p} \right) \dots \dots \dots (15)$$

$$\Delta \rho_0 = \frac{q}{h_e^{3/2}} - \left(a + b \frac{h_e}{p} \right) \dots \dots \dots (16)$$

будут очень малы.

Проф. Т. Ребок определил эти коэффициенты, пользуясь материалами тарировок, произведенных в Karlsruhe, а также результатами более 280 тарировок, сделанных другими исследователями, и получил следующие значения коэффициентов

$$a' = 0,6035; b' = 0,0813; a = 1,782; b = 0,240.$$

Подстановка этих величин в уравнение (12) и дает новую формулу Ребока (1929)

$$q = 2,953 \left(0,6035 + 0,0813 \frac{h_e}{p} \right) h_e^{3/2} \dots \dots \dots (17)$$

или

$$q = \left(1,782 + 0,24 \frac{h_e}{p} \right) h_e^{3/2} \dots \dots \dots (18)$$

Эта формула наиболее удобная из всех перечисленных выше. Постоянные, входящие в эту формулу, могут быть определены на основании двух или нескольких точных измерений, проведенных над водосливом.

В результате измерений будут получены величины q_1 , p_1 , h_1 и q_2 , h_2 , а в общем случае и p_2 .

Значения постоянных a и b определяются из следующих соотношений

$$a = \frac{q_1 p_1 h_2^{3/2} - q_2 p_2 h_1^{3/2}}{p_1 h_1^{3/2} h_2^{3/2} - p_2 h_1^{3/2} h_2^{3/2}} \dots \dots \dots (19)$$

$$b = p_1 p_2 \frac{q_1 h_2^{3/2} - q_2 h_1^{3/2}}{p_2 h_1^{3/2} h_2^{3/2} - p_1 h_1^{3/2} h_2^{3/2}} \dots \dots \dots (20)$$

6. Графическая проверка формулы, была проделана проверка, результаты которой изображены графически на прилагаемых чертежах. По материалам многочисленных тарировок были вычислены значения

$$\rho_0 = 1,782 + 0,24 \frac{h_e}{p} \dots \dots \dots (21)$$

а затем отклонения между коэффициентом ρ_0 , определенным выше, и тем ρ_0 , который мог бы быть вычислен по расходу q и напору над ребром водослива h_e , т.-е.

$$\Delta \rho = \frac{q}{h_e^{3/2}} - 1,782 - 0,24 \frac{h_e}{p} \dots \dots \dots (22)$$

Полученные отклонения, вычисленные для упомянутых выше 280 тарировок, нанесены на график (рис. 2), из которого можно усмотреть, как незначительны эти отклонения. На этом графике абсциссы выражают ρ_0 , ординаты величины h_e .

Средняя вертикальная линия—ось симметрии графика, нулевая линия, которая соответствует подсчетам, сделанным по формулам (т.-е. $\Delta \rho_0 = 0$).

На графике проведены две заштрихованные полосы, между которыми лежат все $\Delta \rho_0$, не превосходящие 1%. Пространство между внутренними линиями соответствует наименьшему из испытанных водосливов, с высотой 0,1524 мт. (1/2 фута), пространство между внешними линиями—наибольшему из водосливов 1,2192 мт. (4 фута).

Легко видеть, что в основном эти отклонения значительно меньше 1%. Из 161 измерения, послуживших материалом для построения данного графика, только 15 (9,3%) показали отклонения больше, чем 1%, и только некоторые из них показывают максимальное отклонение в 1,6%.

В большинстве из упомянутых 161 измерения напор над кромкой водослива менялся от 5 см. до 60 см.

В тех случаях, когда напор над кромкой водослива был менее 5 см., неизбежные ошибки наблюдения сказывались значительно сильнее, точно так же, как возможность прилипания струи, что в корне меняет все явление. Однако, и для этих случаев наблюдается довольно близкое совпадение, или точнее, малая величина $\Delta \rho_0$ (см. рис. 2).

Для того, чтобы показать это более наглядно, можно воспользоваться другим графиком (см. рис. 3), где масштаб абсцисс $\Delta \rho$ гораздо больше. Здесь нанесено всего несколько точек, указывающих центры тяжести отдельных групп точек.

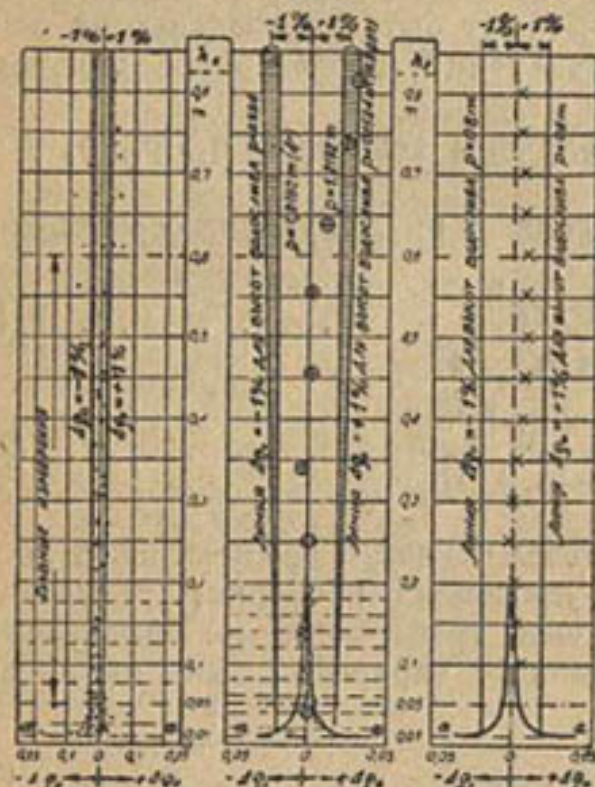


Рис. 2. Отклонения величин ρ_0 , полученных из наблюдений, от теоретических (по материалам 280 тарифов)

Рис. 3. То же, но отдельные группы точек объединены.

Рис. 4. Отклонения величин ρ_0 , полученных по материалам тарифов водослива высотой 0,8 м., от теоретических.

а—а крайний предел для свободной струи

Изображение отклонений величин ρ_0 , полученных из тарифов, от теоретических ρ_0 по ф-ле Ребока 1929 г.

$$Q = \rho_0 h_e^{3/2} = \left(1,782 + 0,24 \frac{h_e}{\rho} \right) h_e^{3/2};$$

где

$$h_e = h_0 + 0,0011 m, \Delta \rho_0 = \left[\frac{q}{h_e^{3/2}} - \left(1,782 + 0,24 \frac{h_e}{\rho} \right) \right] Q = q l.$$

тарифов Союзного управления водного хозяйства в Amsteg.

В виду большой тщательности, с которой были проведены работы этим учреждением, результаты представляются в большой мере достоверными.

Поэтому казалось интересным вычислить отклонения действительно наблюдаемых величин от таковых же, вычисленных по различным формулам, сводка чего и представлена таблицей 3, из которой можно видеть,

В виду большого объема материала, послужившего для построения графика, взяты только некоторые данные тарифов: для напоров над водосливом до 20 см. через каждые 2 см. и для напоров, больших 20 см. через каждые 10 см. Для ясности, точки, лежащие в зоне $h_e < 20$ см. (маленькие кружки), объединены и выражены двумя точками (большие кружки), одна для зоны $h_e < 10$ см., другая—для $10 < h_e < 20$ см.; обе расположены в центрах тяжести соответствующих групп.

Легко видеть, что все эти точки лежат очень близко к нулевой линии и показывают тем самым довольно большое совпадение величин, даваемых формулой, и тех многочисленных данных, которые дает опыт. Величины отклонений вычислены и изображены таблицами 1 и 2.

Значительные отклонения, имеющие место в отношении больших напоров над ребром водослива, могут быть объяснены условиями подвода потока или же недостаточной вместимостью сосудов, служивших для тарифовки.

Для материала некоторых отдельных тарифов наблюдается еще большее совпадение величин ρ_0 (т.-е. еще большее приближение к $\Delta \rho_0 = 0$), чем это наблюдается при обзоре всего материала в целом. Как пример этого, приводится еще один график (рис. 4), на который нанесены данные, полученные из тарифов

как невелики эти отклонения, что в достаточной мере характеризует применимость новой формулы профессора Т. Ребок.

В заключение этого сравнительного обзора можно привести ниже-следующий, весьма интересный график, связывающий h_0 и μ_0 . График заключает в себе семейство пучков кривых, помеченных разными значениями p . Каждый пучок содержит несколько линий, соответствующих μ_0 , вычисленным по нескольким формулам. Кроме того, на графике помечен ряд точек, полученных обратным пересчетом на основе материала опытных исследований последних лет.

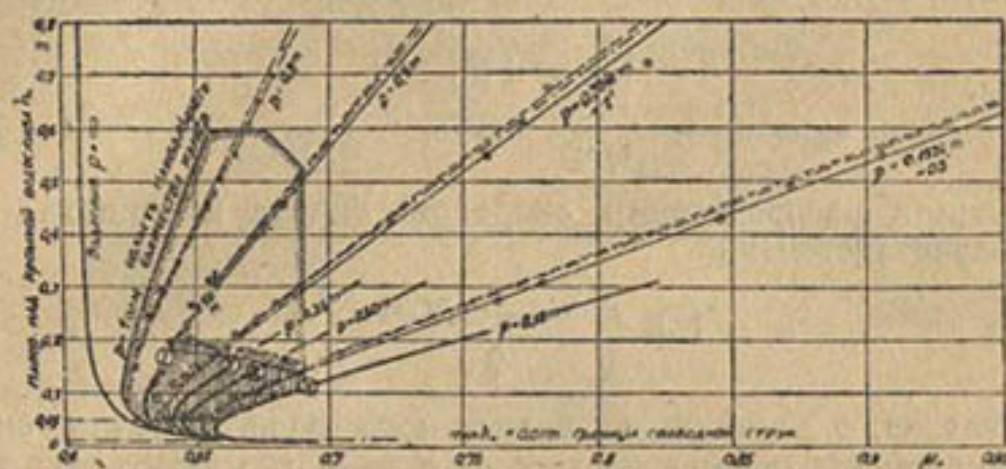


Рис. 5. Основная формула: $Q = \frac{2}{3} \mu_0 \sqrt{2g h_0^{3/2}}$

А μ_0 по Ребоку: — а) формула 1911 г. $\mu_0 = 0,605 + \frac{1}{1100 h_0} + \frac{h_0}{12 p}$

----- б) > 1912 > $\mu_0 = 0,605 + \frac{1}{1050 h_0} + 0,08 \frac{h_0}{p}$

×—×—× в) > 1913 > $\mu_0 = 0,605 + \frac{1}{1000 h_0} + 0,08 \frac{h_0}{p}$

— д) > 1929 > $\mu_0 = \left[0,6035 + 0,0813 \frac{h_0}{p} + \frac{0,00009}{p} \right] \left[1 + \frac{0,0011}{h_0} \right]^{3/2}$

Из $Q = \left[1,782 + 0,24 \frac{h_e}{p} \right] h_e^{3/2}$, где $h_e = h_0 + 0,0011 m$

μ' полученные из опыта

+ работы Союзного Управления Водного Хозяйства в Амстеге 1926 г.

⊙ Работа Schoder'a и Turner'a 1927 г.

○ Работа Linguist'a 1926 г.

+ Работа D-r Böss'a 1924 г.

7. Формула для случая неравномерного распределения скоростей в подводящем канале.

В случае, когда формула (18) должна быть использована для водосливов, в подводящем канале, в котором наблюдается неравномерное распределение скоростей,—в формулу подставляется вместо p (рис.1) несколько меньшая величина p_e , а именно

$$p_e = p \frac{\alpha_n}{\alpha_n} \dots \dots \dots (23)$$

Здесь α_n — поправка на неодинаковость скоростей при обычном их распределении;

α_a — поправка на неодинаковость скоростей при данном неравномерном их распределении.

Обычно α_a можно принять равным 1,05, и формула для нашего случая получает вид

$$q = \left(1,782 + 0,228 \alpha_a \frac{h_e}{p} \right) h_e^{3/2} \quad \dots \quad (24)$$

где α_a определяется из соотношения между средней скоростью в сечении — u и действительными скоростями в отдельных точках сечений, т.-е.

$$\alpha_a = \frac{\int_0^F (w^3 dF)}{Q u^2} \quad \dots \quad (25)$$

Если линия распределения скоростей близка к прямой, α_a приближенно определяется из

$$\alpha_a = 1 + \left(\frac{w_{\max} - w_{\min}}{2u} \right)^2 \quad \dots \quad (26)$$

В общем же, в случаях неравномерного распределения скоростей в подводящем канале, измерение расхода с помощью водосливов с острой кромкой не дает вполне надежных результатов.

В вопросах моделирования необходимо так или иначе учесть капиллярные взаимодействия, которые мало сказываются при значительных массах, но будут сильно заметны при постановках опытных исследований на моделях небольшого размера.

Этот вопрос, к сожалению, мало еще разработан.

По Е. Прандтлю, капиллярный подъем воды по вертикальной стенке достигает величины

$$h' = \sqrt{\frac{K}{\gamma}} = 0,00267 \text{ м.} \quad \dots \quad (27)$$

где K — капиллярная постоянная = 70,7 дин/см.;

γ — вес единицы объема воды.

Прандтлем было высказано предположение, что эти силы капиллярности сказываются на втором члене формулы типа (10) для μ_0 .

Если

$$h' = 0,00267, \text{ то } \frac{h'}{0,00267} = 1.$$

Вследствие этого, μ_0 в формуле (10) может быть написано (с учетом размерности также)

$$\mu_0 = 0,605 + 0,375 \frac{h_1}{h_0} + 0,08 \frac{h_0}{p} \quad \dots \quad (28)$$

В этом уравнении величины h_0 , h_1 и p имеют размерность, поэтому μ_0 , как и следовало ожидать, получается как отвлеченное число.

Точно также может быть исправлена и формула (18)

$$q = \left[1,782 + 0,24 \left(\frac{h_0 + 0,41 h'}{p} \right) \right] \left(h_0 + 0,41 h' \right)^{3/2} \quad \dots \quad (29)$$

которая без особого ущерба для точности может быть написана в виде

$$q = \left[1,782 + 0,24 \frac{h_0}{p} \right] \left(h_0 + 0,41 h' \right)^{3/2} \dots (30)$$

Член $0,41 h'$ получен здесь, исходя из того, что в новой формуле Т. Ребок вместо h_0 бралось h_e , большее h_0 на $0,0011$ мт. (приблизительно $0,001$ мт.), что и составляет $0,41 h'$, так как для воды $h' = 0,00267$ мт.

Формула (30) может быть использована после соответствующего пересчета для любой системы мер, так как размерность в ней соблюдена, что легко усмотреть из следующего.

Основная формула Poleni (1) имеет размерность

$$Q \left(\frac{\text{мт.}^3}{\text{сек.}} \right) = \frac{2}{3} \mu_0 \sqrt{g} l h_0^{3/2} \left(\sqrt{\frac{\text{мт.}}{\text{сек.}^2}} \text{мт.} \text{мт.}^{3/2} \right)$$

откуда, собственно, и следует, что для соблюдения равенства μ_0 должно быть безразмерной величиной.

Затем q —расход на единицу длины водослива, имеет вследствие этого размерность $\frac{\text{мт.}^3}{\text{сек.} \times \text{мт.}} = \frac{\text{мт.}^2}{\text{сек.}}$.

Отсюда следует, что правые части формул (18) и (30) должны иметь ту же размерность $\text{мт.}^2/\text{сек.}$; каковая соблюдается в полной мере, если

учесть, что выражение $(1,782 + 24 + \frac{h_e}{p})$ получено

$$\text{из } 2,953 \left(0,6035 + 0,0813 \frac{h_e}{p} \right) \text{ и величина } 2,953 = \frac{2}{3} \sqrt{g},$$

имея поэтому размерность $\text{мт.}^2/\text{сек.}$

Формула (30), по заверению ее автора, проф. Т. Ребок, имеет чисто теоретическое значение, ибо введенных в нее величин совершенно недостаточно, чтобы учесть все то, что характеризует несовершенство нашего знания.

Отклонения величин, вычисленных по формуле, от таковых же, полученных по материалам тарировок для напоров до $0,2$ мт., взятых через 2 см.

Таблица 1.

№№	Нижний предел	Верхний предел	Среднее отклоне- ние измеренных величин от вы- численных %
	Напор h_e мт.		
1	0,01	0,02	— 0,54
2	0,02	0,04	+ 0,42
3	0,04	0,06	+ 0,28
4	0,06	0,08	+ 0,07
5	0,08	0,10	+ 0,04
6	0,10	0,12	+ 0,10
7	0,12	0,14	— 0,21
8	0,14	0,16	— 0,11
9	0,16	0,18	+ 0,15
10	0,18	0,20	+ 0,04
1-10	Абсолютное среднее отклонений		0,20

Отклонения величин, вычисленных по формуле, от таковых же, полученных по материалам тарировок для напоров до 0,6 мт., взятых через 10 см.

Таблица 2.

№№	Нижний предел	Верхний предел	Среднее отклоне- ние измеренных величин от вычис- ленных %
	Напор h_0 мт.		
1	0,01	0,10	+ 0,06
2	0,10	0,20	— 0,09
3	0,20	0,30	+ 0,01
4	0,30	0,40	— 0,18
5	0,40	0,50	+ 0,08
6	0,50	0,60	+ 0,09
1—6	Абсолютное среднее отклонений		0,08

Средние отклонения μ_0 , вычисленных по различным формулам, от μ , определенных Союзным управлением водного хозяйства в Амстег.

Таблица 3.

Ф о р м у л а	Абсолютное среднее отклонений	
	$\Delta \mu_0 = \mu'_0 - \mu_0$	$\Delta \mu_0$ в % от μ_0
Т. Ребок 1911	0,0009	0,14
» » 1912	0,0016	0,25
» » 1913	0,0016	0,24
» » 1929	0,0018	0,27
Швейцарское об-во инж. и архит. 1924	0,0026	0,39

Лимниграф, как измеритель расхода воды.

При эксплуатации некоторых гидротехнических сооружений, например, оросительных каналов, гидросиловых установок, водоспусков при водохранилищах и пр., желательно, а во многих случаях и необходимо знать расход воды в данный момент времени. С этой целью с успехом можно воспользоваться лимниграфной установкой в комбинации с водосливом. Как известно, расход воды через водослив выразится формулой

$$Q = b h^{3/2} \mu \sqrt{2g},$$

где b —ширина водослива;

h —глубина над порогом водослива;

g —ускорение силы тяжести 9,81 м/с;

μ —коэффициент расхода водослива.

Означенную формулу можно представить в следующем виде:

$$Q = k \sqrt{h^3} = kh^{3/2},$$

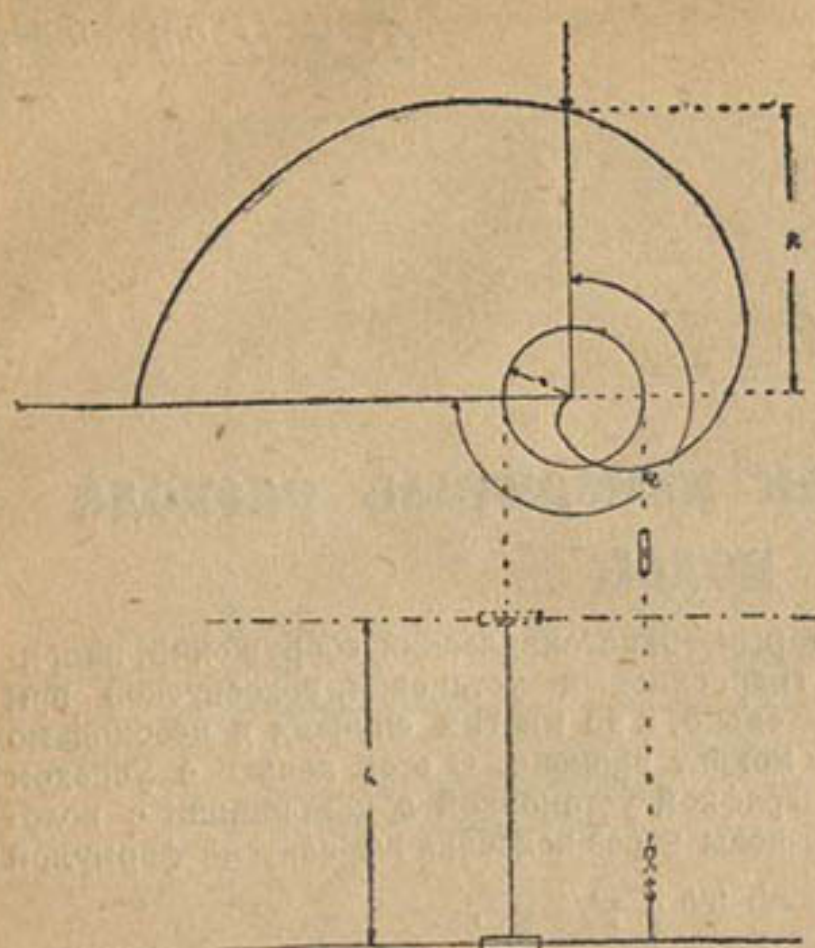
где $k = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g}$, величина для данной установки практически постоянная (теоретически $\mu = f(h)$; однако, в пределах колебания h от 0,20 до 0,70 м. μ колеблется от 0,64 до 0,66, т.е. до 3—4%¹).

Поэтому можно сказать, что расход воды будет определен, если будем знать глубину воды над порогом водослива h . Имея вблизи водослива лимниграф и зная, следовательно, h в каждый момент времени, можно путем соответствующих таблиц знать и величину расхода воды в тот же момент времени. Однако, пользование таблицами вызывает известные неудобства, почему в настоящее время за границей (Германия, Америка) разработаны особые добавочные устройства к лимниграфу, дающие возможность получить непосредственно линейную диаграмму расхода воды. Это особенно важно, ибо за последнее время за границей широко практикуется передача колебаний уровня воды на расстояние. Главная идея получения линейной диаграммы расхода состоит в том, чтобы преобразовать колебания уровня, выраженные линейно, в колебания расходов воды, которые выражались бы также линейно. Это достигается следующим образом.

В механизм лимниграфа, передающий колебательные движения поплавка записывающему штифту, вводится отдельное звено, представляющее собой спиралевидный кулак, действующий на штифт и очерченный по кривой вида (в полярных координатах)

$$R = a \varphi^{3/2},$$

¹ См. Гидравлический справочник проф. Н. Н. Павловского, стр. 153



где $h = r\varphi$;

R — радиус вектор;

a — масштаб записи на диаграмме, зависящий от передаточного числа механизма лимниграфа;

h — перемещение поплавка;

r — радиус поплавкового зубчатого колеса или шкива;

φ — угол поворота спирали (см. рис. 1).

$$R = 1,6 r \varphi^{3/2}$$

при значениях:

$$r = 4 \text{ см.}$$

$$k = 2000 \frac{\text{см}^3}{\text{сек.}}$$

$$Q/R = 0,0001$$

$$\text{откуда } a = k \frac{Q}{R} r^{3/2} = 1,6 \text{ см}^3/\text{сек}$$

$$b = 100 \text{ см.}$$

Рис. 1. Схема действия расходографа.

Устройство по этому принципу осуществлено в аппаратах американской фирмы Leupold, Volpel and Co., Portland. Or. U.S.A и немецкой фирмы R. Fuess, Berlin, Steglitz.

В первом из них (рис. 2) спиралевидный кулак является вполне самостоятельной деталью, могущей быть приспособленной к некоторым типам обыкновенных лимниграфов.

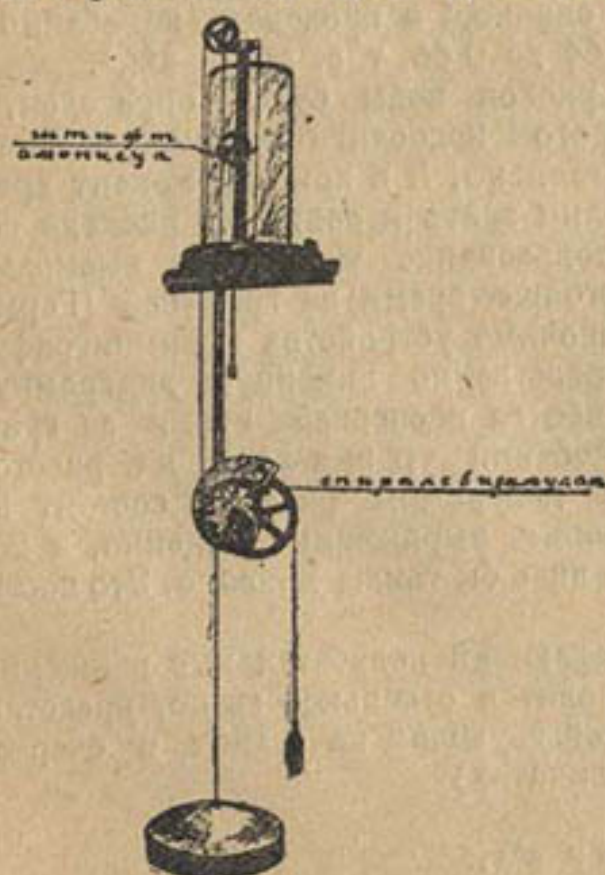


Рис. 2. Расходограф Stevens'a

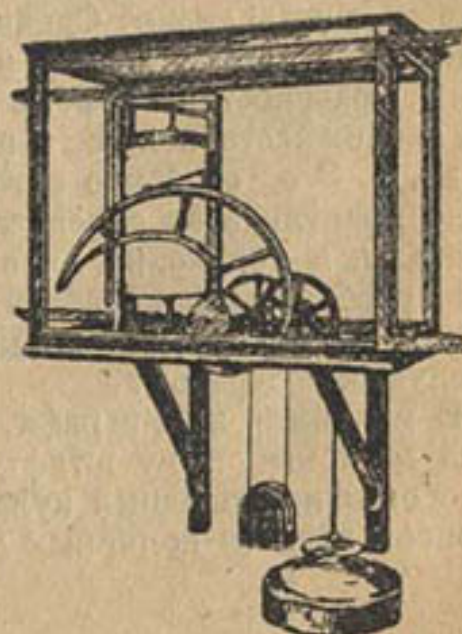


Рис. 3. Расходограф Fuess'a.

Второй же (рис. 3) является специальным аппаратом, так как кулак смонтирован непосредственно действующим на записывающий штифт.

Примерная схема расположения устройства расходного поста ясна из рис. 4.

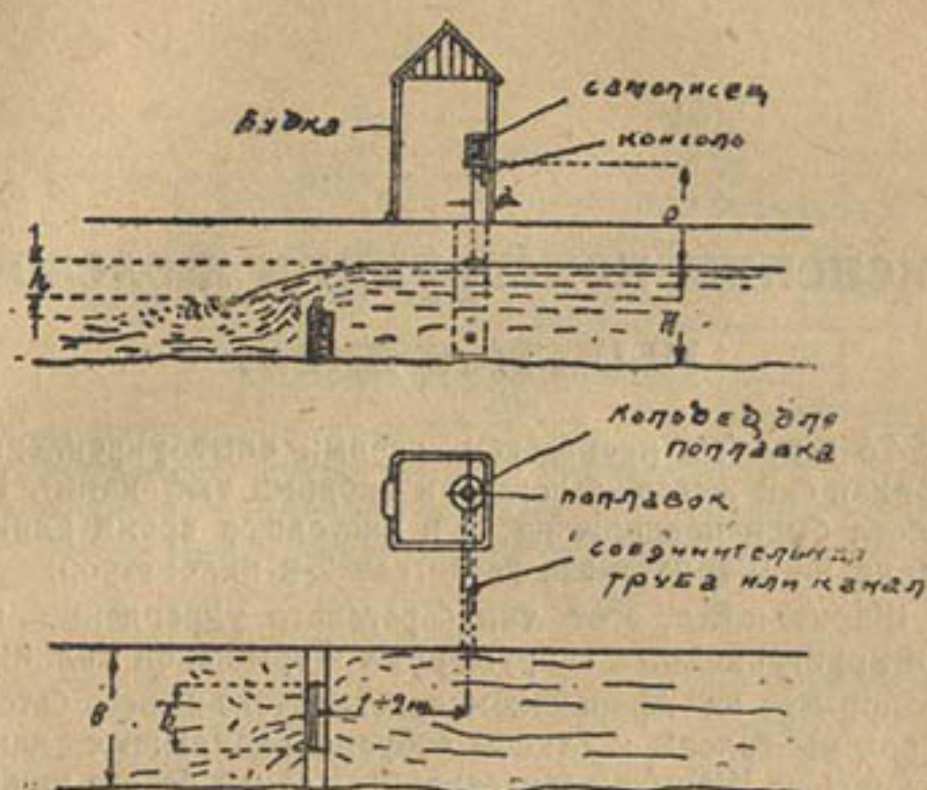


Рис. 4.

И. Н. Костров.

Об изменении конструкции железобетонных тюфяков.

В 1925-26 году был произведен первый опыт укрепления откосов канала Шарихан-сай железобетонными гибкими тюфяками¹. На следующий год работа была продолжена, и в настоящее время длина укрепений этого типа на Шарихан-сае достигает 2-х километров.

Кроме Шарихан-сая, этот тип берегового укрепления применялся и на других ирригационных сооружениях Ферганской долины.

Так, например, на Араванском водodelителе железобетонными тюфяками укреплены головы и откосы струенаправляющих дамб, у Ассакинской плотины на Шарихан-сае закреплен откос берега нижнего бьефа.

Последнее применение железобетонные тюфяки имели место на Янгиярыкской системе осенью 1929 года.

Как конструкция тюфяков, так и способы производства их, не оставались неизменными во всех указанных случаях.

Конструкция тюфяков, способы их заготовки и укладки на Шарихан-сае подробно описаны в «Вестнике Ирригации», поэтому повторять их здесь не будем.

Условия работ на Араванском и Ассакинском сооружениях несколько отличались от условий Шарихан-сая, что позволило внести некоторые изменения как в конструкцию, так и в способы производства работ.

Во время производства берегоукрепительных работ на этих сооружениях откосы и подошвы дамб не были затоплены водой.

Это дало возможность перенести бетонировку тюфяков на место их укладки.

Работа велась следующим образом.

На спланированные откосы укладывались проволочные сетки и ставились ребра из досок (см. рис. 1).

Доски стесывались клином для придания плиткам проектной формы и для облегчения при вытаскивании досок из швов.

В местах пересечения проволоки с ребрами, проволоки подвязывались к доскам на расстоянии 4-х см. от поверхности земли.

Бетонировка плиток производилась прямо на земле, для чего дно каждой ячейки тщательно выравнивалось песком.

Конструктивные изменения заключались в замене проволоки, соединяющих одно полотнище с другим, сплошной проволочной сеткой.

Это незначительное конструктивное изменение не ухудшило качество укрепления, что подтвердилось летом 1928 г., когда часть откоса у Ассакинской плотины между сливной частью и железобетонными тюфя-

¹ См. «Вестник Ирригации» за 1926 год, № 4.

ками, на протяжении около 20 метров укрепленная бетонными плитами размером 2×2 м. при толщине в 15 см., оказалась подмытой и плиты разрушены.

Дальнейшее разрушение берега было задержано тюфяками, при чем тюфяки дали только осадку, но не разрушались.

Фасад откоса

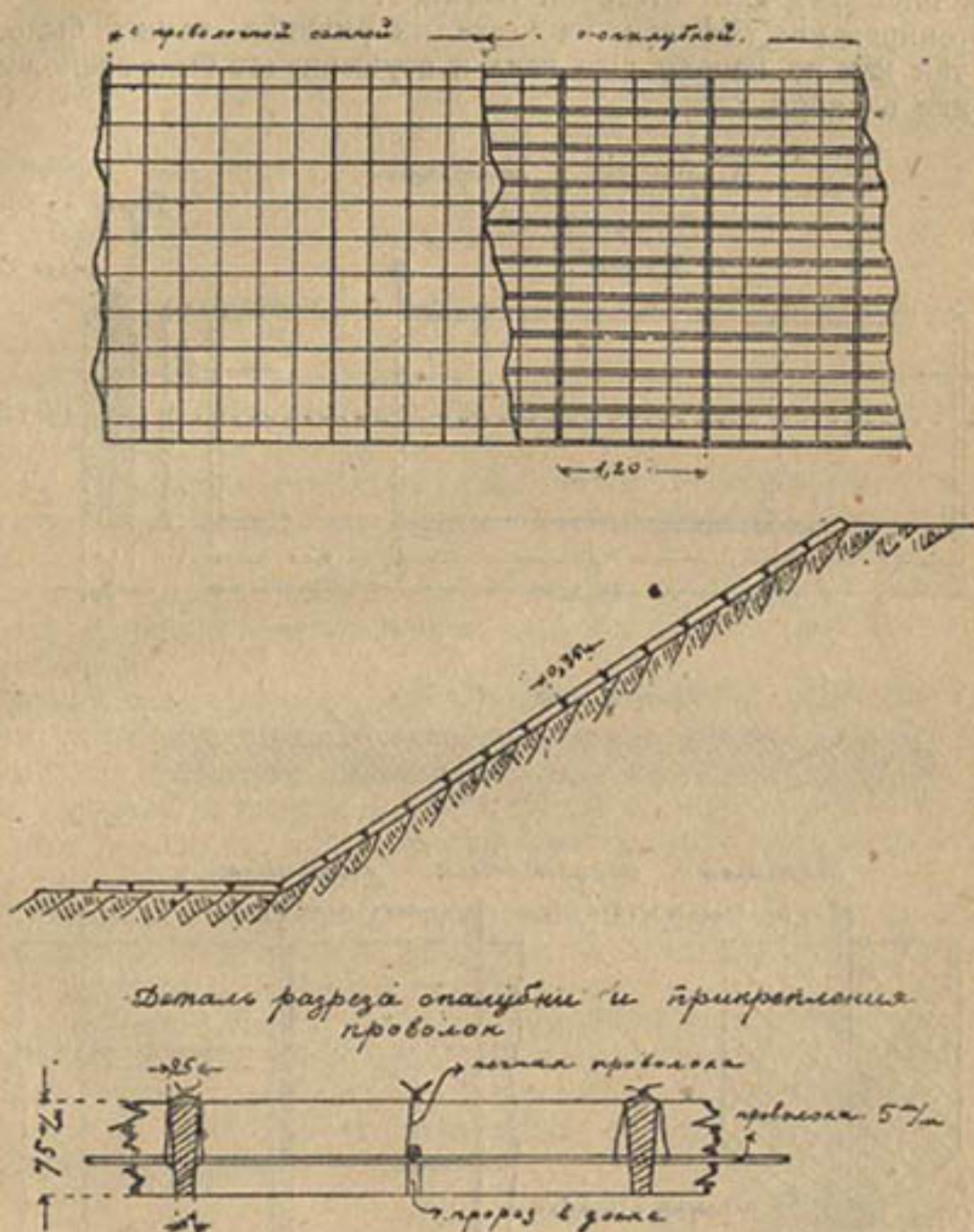


Рис. 1.

Примененный способ производства работ дал некоторое снижение стоимости. Во-первых, несколько уменьшился расход проволоки. Во-вторых, отпала сложная работа по передвижке тюфяков от места их заготовки на откос. Стоимость опалубки была не выше, чем на Шарихансае, так как здесь не требовались ящики, а достаточно было одних ребер.

Единственное неудобство заключалось в затруднительности вытаскивания реек из швов между плитками, несмотря на предварительную замочку их и смазывание мазутом.

Этот способ производства работ не может получить широкого развития, так как требует сухих откосов. Стоимость укрепления незна-

чительно снижается по сравнению с первоначальным типом, так как опалубка все-таки довольно дорога.

Условия работ на Янги-арыке были таковы, что и тот, и другой способ оказались неприемлемыми.

Здесь требовалось укрепить тьюфами откосы и дно канала за рисбермой подпорного сооружения на 65 пик. Заблаговременная заготовка полотнищ тьюфяков оказалась очень затруднительной из-за отсутствия удобных площадей для заготовки тьюфяков.

Бетонирование тьюфяков на месте их укладки также было невозможно, так как по каналу шла вода и осушение его было возможно только в конце октября.

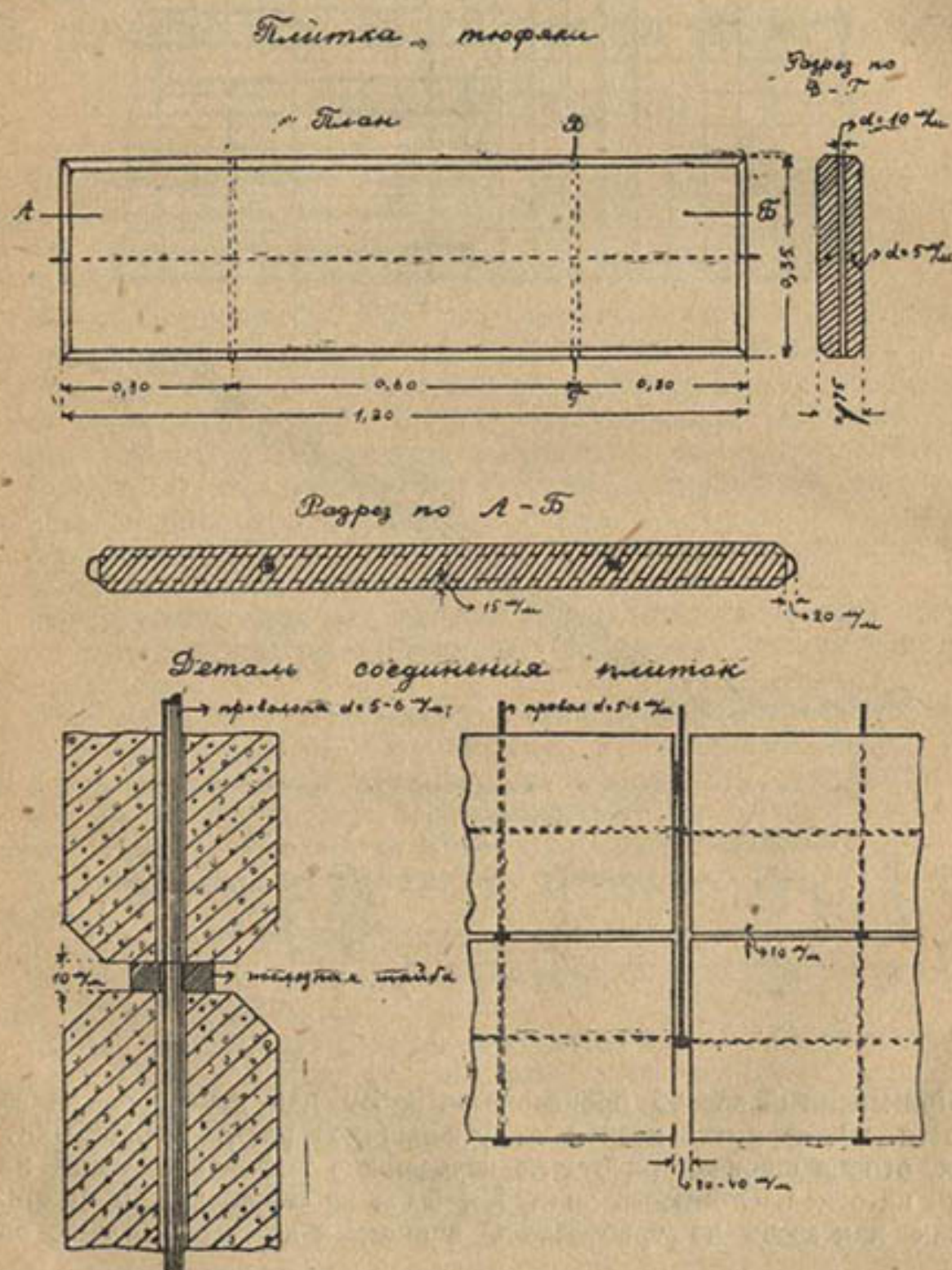


Рис. 2.

После осушения необходимо было вырыть котлован сооружения и срезать откосы канала. Все это отодвигало бетонировку тьюфяков на зимнее время.

Во избежание затруднений и значительного удорожания, связанных с зимними работами, решено было несколько видоизменить конструкцию тьюфяков с таким расчетом, чтобы заготовка их была возможна летом, в стороне от места укладки, чтобы укладка тьюфяков была возможна независимо от того, будет или нет вода в канале, и чтобы стоимость укрепления не превышала стоимости, достигнутой на предыдущих работах.

Конструкция тьюфяков была видоизменена следующим образом (см. рис. 2): плитки связывались друг с другом не сплошными забетонированными проволоками, а свободно пропускаемыми. Для этого в плитках оставлены сквозные отверстия. Отверстия для проволок заставили одну проволоку, располагавшуюся по оси плитки, заменить двумя, расположенными в небольшом расстоянии от боковых поверхностей. Эти же проволоки, выпущенные на торцевые стороны плиток, образуют петли для связи полотнищ друг с другом. Сборка и укладка тьюфяков этой конструкции очень удобна как на сухих откосах, так и на покрытых водой.

Преимущества принятого на Янги-арыке типа, по сравнению с первоначальным, заключаются в следующем.

1. Заделка двух горизонтальных проволок, расположенных у поверхности, вместо одной, помещенной на нейтральной оси сечения, увеличивает сопротивление плитки на изгиб.

Это преимущество несколько ослабляется отверстиями для вертикальных проволок, но это не следует считать неизбежным недочетом конструкции.

Если опыт покажет необходимость усиления сечения в ослабленных отверстиями местах, это легко может быть достигнуто добавлением коротких проволок.

2. Замена забетонированных в плитки проволок свободно продергиваемыми устраняет основной недостаток конструкции, а именно потерю связи между плитками после разрушения проволоки ржавчиной.

При свободно продергиваемых проволоках возможна замена их новыми, а если применять оцинкованную проволоку, то срок службы ее может быть значительно удлинен.

3. Составление тьюфяков из отдельных плиток позволяет изготавливать их на заводе при минимальных расходах на опалубку и из материалов, лучших по качеству и наиболее дешевых.

В заключение остается отметить, что благодаря внесенным изменениям, особенно при массовом заводском изготовлении, стоимость укрепления значительно снижается и срок службы удлиняется, а поэтому от первоначального типа следует отказаться во всех случаях применения железо-бетонных тьюфяков.

Н. Чубаров и С. Семенов.

К вопросу о рациональном использовании воды в целях орошения из рек Чарын, Чилик, Тюн, Текес и Сарыджас.

Предисловие.

Появление в 1929 году в бассейне р. Или изыскательских партий Рисотреста, естественно, вызвало оживление гидротехнической мысли, связанной с таким сложным во всех отношениях объектом, как Семиречье.

Вопрос о спуске озера Балхаш в р. Чу, к сожалению, совершенно нереальный, в виду наличия между озером и р. Чу высоких горных хребтов, уже освещен на страницах «Вестника Ирригации».

Предлагаемый вниманию читателя вопрос о переброске вод р.р. Тюпа, Текес и Сарыджас в бассейн р. Или представляет серьезный интерес. Правда, что гипсометрические данные более благоприятны для переброски только р. Тюпа, а в отношении р.р. Текес и Сарыджас они до производства рекогносцировки не позволяют точно установить эту возможность без производства больших работ.

Поэтому мысль И. И. Чубарова заслуживает проверки путем рекогносцировки, тем более, что вследствие разных источников питания р. Тюпа, Чарына и Чилика получается интересное совместное использование этих источников в целях орошения.

Проф. Б. Х. Шлегель.

Введение.

В 1929 году в пределах Казакстана были начаты исследовательские работы по организации рисовых совхозов в бассейнах рек Или и Каратал. Один из отрядов рисовой экспедиции производил изыскания по р. Чарын, Джаркентского района, в целях создания совхоза на 10.000 га.

Гидротехнику И. И. Чубарову пришла мысль улучшить кривую режима реки Чарын путем переброски в нее рек иного характера питания и тем самым получить значительный прирост орошаемых площадей.

Согласно постановления ЦК ВКП (б) о кендыре и рами, под культурой кендыря в 1932-33 г. необходимо иметь до 300.000 га. Район р. Или является самым лучшим местом произрастания дикого кендыря. В текущем году Кендырным трестом по реке Или производятся значительные заготовки семян.

Одними новыми районами, где культура хлопка и кендыря смогла бы развиваться без значительных затрат на ирригационную подготовку площадей, всю потребность Союза в текстильном сырье удовлетворить будет нельзя. Экономическое развитие Казакской республики приведет

к необходимости больших вложений в ирригацию. На очереди стоит организация крупных электрифицированных совхозов на десятках тысяч га вновь орошаемых земель, могущих быть полученными только в результате крупных ирригационных работ.

Изыскания, произведенные Илийской партией ОЗУ в 1912 году под руководством Е. Е. Скорнякова, подтвердили выводы рекогносцировок инж. Сушинского 1890 года и наметили орошение из всего района той его части, которая расположена между рекой Чарын и китайской границей, при использовании всех вод р. Чарын (путем устройства водохранилищ) и вывода канала из китайской части р. Или. Поэтому эта часть долины до 500.000 га и была обследована более подробно для составления проекта ее орошения¹.

По тем материалам, каковые имелись в нашем распоряжении, и личным указаниям проф. Е. Е. Скорнякова, техническая сущность проекта может быть обрисована следующим образом. Оросительная способность реки Чарын (по подсчету Е. Е. Скорнякова) равна 50.000 га. Поэтому в той части долины, где река начинает прорывать горы Куулук-тау, возле сопки Ак-чеку и лога Кара-сай устраивается водохранилище. Если преградить первую расщелину Куулук-тауских гор (рис. 1 и 2)



Рис. 1. Место, удобное для устройства плотины на р. Кегень.

плотиною вышиной в 62 мт., то можно получить водохранилище в 28 км. длиной, с площадью зеркала в 10.000 га и емкостью в 1.631.280.000 мт.³ Весь годовой сток р. Чарын (по подсчетам Е. Е. Скорнякова) равняется 1.101.251.000 мт.³ Емкость водохранилища получается чрезмерной, так как наполнение его может происходить лишь в неполивной период с октября по март, сток за означенный промежуток равняется 499.365.880 мт. (по Е. Е. Скорнякову). Для этого объема достаточно плотины высотой 46 мт. Место для устройства водохранилища является хорошим по следующим причинам.

¹ См. пояснительную записку Е. Е. Скорнякова, стр. 54, экз., написан. на машинке.

1. Место, намеченное для устройства плотины, представляет собой расщелину в сплошных горфиритовых скалах (рис. 1) шириною в нижней части—34 мт. (отметка 174,8) и в верхней—106,6 мт. (отметка 181,0 мт.)¹.



Рис. 2. Место плотины на р. Кегень. Вид вверх на будущее водохранилище.

2. Река Кегень-чарын обладает весьма интересной особенностью, делающей ее чрезвычайно удобной для устройства водохранилища. Воды верховья этой реки, носящей название Чалкю-су и представляющей типичную горную реку, в одном месте своего течения на ур. Култук-бастау, примерно в 90 км. выше места предполагаемой плотины, совершенно почти исчезают в валунных и галечниковых отложениях. Ниже, на урочище Кара-саз, воды эти вновь появляются на поверхность в виде многочисленных источников и ключей, из которых и образуется вновь река, с этого места называемая Кегень. С этого места и почти до самой плотины река имеет степной характер с малыми уклонами около 0,0012 (рис. 3), ниже у места плотины она приобретает горный характер, протекая со средним уклоном в 0,02 (рис. 4). Таким образом, выше предполагаемого водохранилища имеется как бы естественный фильтр, который должен в значительной степени препятствовать его заилению. Это обстоятельство выгодно отличает водохранилище на реке Кегень от большинства других².

3. По отзывам геологов³ это место в сейсмическом отношении особых опасений не вызывает. Если бы вследствие землетрясения и случился прорыв, то он больших бедствий в нижнем течении р. Чарын не вызовет, так как ниже плотины Кегень-чарын протекает в безлюдном глубоком ущелье со сплошными скалистыми стенами⁴.

¹ Чертежи водохранилища имеются в Средазводхозе.

² По словам проф. Е. Е. Скорнякова, из всех виденных им водохранилищ в СССР и за границей место под водохранилище на р. Кегень-чарын является одним из самых лучших.

³ Горные инженеры Гагуицев и Половников.

⁴ Скорняков Е. Е., стр. 13.

Плотина проектировалась из каменной наброски с бетонной диафрагмой и земляным пластырем. Общая стоимость ее определялась в 625.000 р., что составляло на 1 мт.³ маганизированной воды 0,12 коп.



Рис. 3. Воды Чалкодю-чу, вновь собирающиеся под именем р. Кегень ниже фильтра.

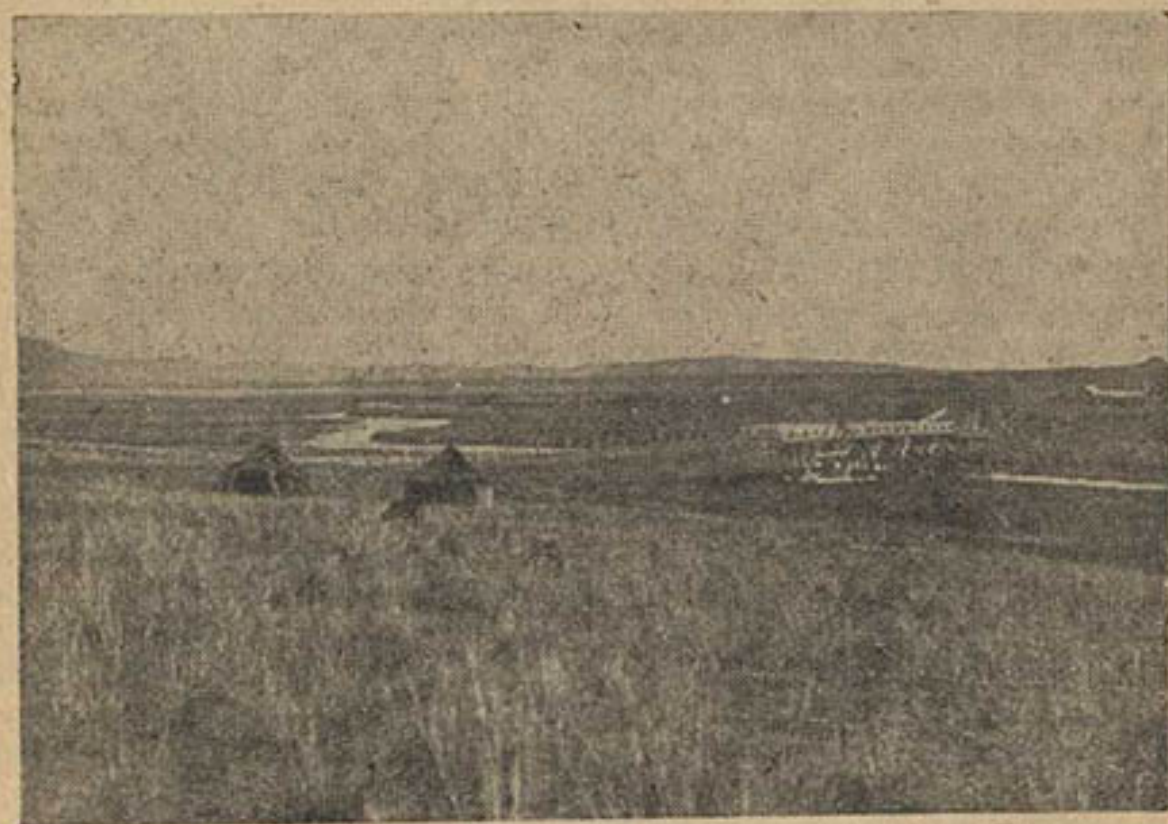


Рис. 4. Долина р. Кегень, хвост будущего водохранилища.

Общий годовой сток реки равнялся 1.101.251.000 мт.³ за вычетом потерь. Считая потери на испарение слой воды=1 мт. и столько же на фильтрацию, остается 1.005.544.620 мт.³, количество, достаточное для ороше-

ния около 110.000 га (по Скорнякову). Так как оросительная способность р. Чарын-кегень без устройства водохранилищ определялась около 50.000 га (по Скорнякову, стр. 41), то, следовательно, само водохранилище давало прироста только 60.000 га. Остальные земли было предположено оросить каналом из реки Или, взяв его голову в китайских пределах. Река Кегень-чарын, пронося в среднем по 40 мт.³ воды в секунду, только непосредственно ниже места предполагаемой плотины, на протяжении 2.250 мт. падает на 500 мт., давая возможность получить около 135.000 лош. сил энергии. Всего по системе Кегень-чарын можно получить не менее 300.000 лош. сил. Е. Е. Скорняковым наиболее подробно была обследована р. Чарын-кегень, по каковой и было приступлено к составлению проекта орошения.

На реке Чилик водохранилище можно было бы устроить в районе Бортогоя, но его емкость получалась всего лишь до 70.000.000 мт.³ при наличии скверных условий в отношении заилнения, вследствие большого уклона реки выше плотины, почему устройство его не намечалось. Других мест, более лучших, по р. Чилик не было найдено.

Вопросы орошения всего массива из р. Или детально не были освещены и намечались к осуществлению в будущем.

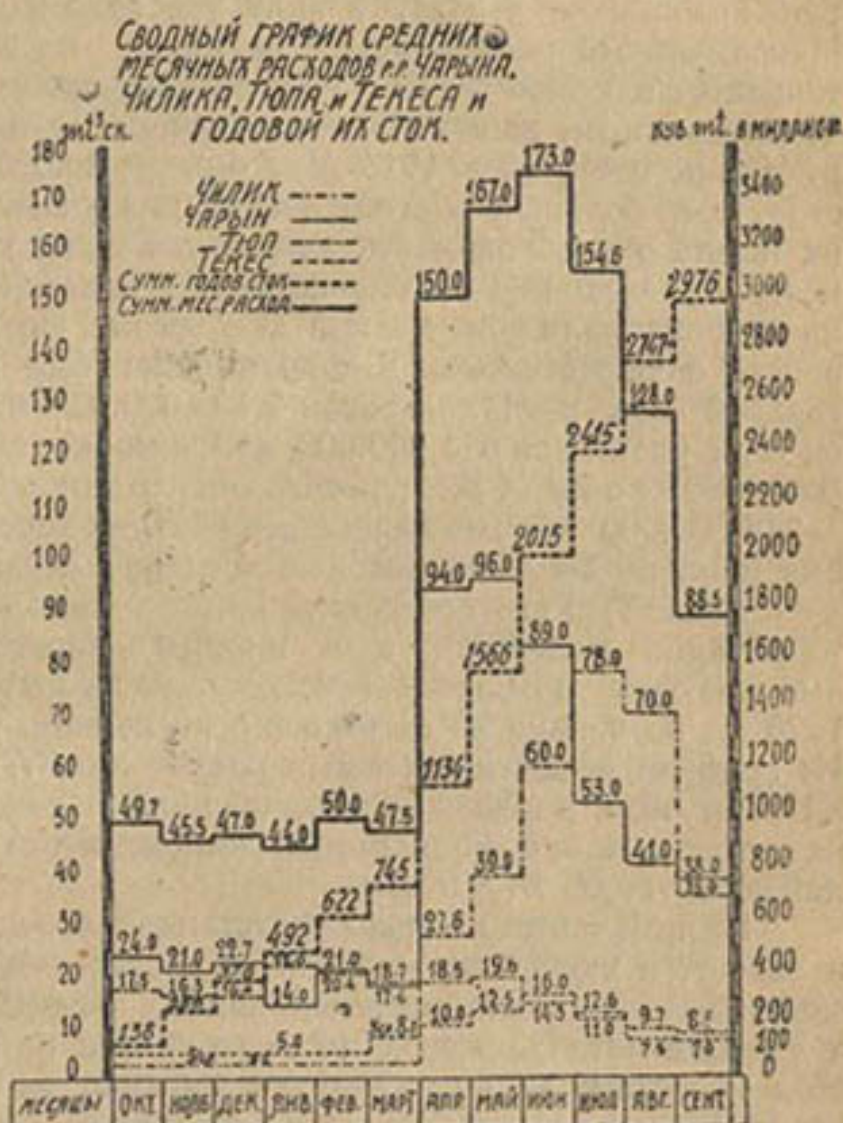
Емкость Чарынского водохранилища равняется 1.631.280.000 мт.³ (по Скорнякову). Сток воды реки Чарын, могущий быть задержанным в водохранилище, при условии рассмотрения реки отдельно, равняется 499.365.880 мт.³ Остается неиспользованным объем = 1.131.914.120 мт.³. Площадь командования канала, выведенного из р. Чарын у Ак-тогоя равняется, по данным Скорнякова, до 500.000 га (по нашим подсчетам до 532.000 га). Увеличение орошаемой площади, по сравнению с предположениями Е. Е. Скорнякова, можно наметить в следующих двух вариантах: 1) водохранилище остается в том же месте, где и предположено Е. Е. Скорняковым, но с добавлением воды из других ближайших рек; 2) водохранилище не делается, необходимые водные ресурсы получают путем соединения ряда рек, что позволяет кривую режима питания сделать более плавной и увеличить оросительную способность. Намеченным переключением затрагиваются следующие реки: Чарын, Чилик, Тюп, Текес и Сарыджас, гидрологические особенности которых приводятся ниже.

«Река Чарын (Кегень) является левым притоком реки Или, в верхнем течении она называется Кегень, а в самых источниках—Чалкод-су. Река эта имеет около 330 км. в длину. По данным Н. Кегеньского водомерного поста б. Илийск. изыск. партии, расположенного ниже ее притоков Каркара, Че-Орта и Кень-су-мерке, и выше притока Темерлик, река эта имеет следующие расходы: средний годовой 35,25 мт.³ сек., максим. 192,26 мт.³ (20 апреля 1915 г.) и минимальный 6,41 мт.³ в сек. (28 февраля 1914 г.). Годовой сток 1.101.251.680 мт.³, из которых 601.887.780 мт.³, или около 59% стекает во время вегетационного периода». В нашем распоряжении были гидрометрические данные за годы: 1914, 1915, 1916, 1927 и 1928, по которым был построен график средних месячных из всех лет расходов (см. сводный график № 1).

Из этого графика и анализа расходов по отдельным годам видно, что р. Чарын-кегень снегового питания, паводки наступают в апреле и мае. Для промышленных культур решающим месяцем поливного периода является июль, когда потребность в оросительной воде наибольшая. По данным Е. Е. Скорнякова, средний расход Кегень-чарына за этот месяц равняется до 30 мт.³ в сек., по графику, построенному нами, средний расход за июль месяц равен 53 мт.³ в секунду, за август 41 мт.³ в сек., весь годовой сток по нашему подсчету равен 1.393.000.000 мт.³, годовой сток

за вегетационный период с апреля по 15 сентября—1.028.000.000 мт.³, за невегетационный 365.000.000 мт.³. Рекой Чарыном в настоящее время орошается около 10.000—12.000 га. В будущем году предположена организация рисового совхоза на площади до 10.000 га. Всего, таким образом, будет 20.000—22.000 га, что дает почти полное использование оросительной способности реки без регулирования ее стока.

Вторым по порядку с левой стороны и по многоводью притоком р. Или является р. Чилик. Своим происхождением р. Чилик обязана преимущественно снегам и ледникам, залегающим на северных склонах Тянь-шаня, в так называемом Талгарском узле, где соединяются горные хребты Заилийский и Кунгей-алатау. Главными ледниками, питающими реку, являются Джангерык и Богатырь; последний занимает площадь около 8 кв. км. с высотой над уровнем моря в 3.200 метров. По выходе из ледников, низвергаясь вниз крутым каскадом, река течет в очень узком горном ущелье вплоть до р. Кугурды, далее уклон уменьшается и река образует ряд долин, из которых наиболее обширные Тау-чилик, Ус-сюрбай, Тогой, Суак-тогой, Бар-тогой и Тар-тогой. После впадения с правой стороны речки Кара-булак река меняет свое направление с восточного на северное и, приняв еще на своем пути речку Джелишке, выходит в Илийскую долину, в которой и орошает земли местного населения. При выходе из гор Чилик принимает с левой стороны значительный приток Ассы, который весь почти утилизируется населением. Перед впадением в реку Или Чилик разбивается на два русла—Кур-чилик и Улькун-чилик, при чем первый впадает на 20 км. ниже второго. Вся длина реки 270 км., при чем падение от ледников до реки Или—3.660 метров; в горах уклон реки Чилик доходит до 0,1, а по выходе из ущелья в долину уменьшается до 0,01, в самой долине составляет немного более 0,002. Ширина реки в среднем 20—30 м., глубина от 1 до 2 м. Река в долинной части разбивается на целый ряд отдельных потоков. При впадении р. Чилик в р. Или ширина 50—60 метров. Пониженные уровни реки наблюдаются в период с октября по март, доходя до 5 мт.³ в сек. Начиная с апреля, уровень воды медленно поднимается, достигая в конце этого месяца расхода в 39 мт.³ в сек. К концу мая расход вновь падает до 24,3 мт.³, а с июня резко поднимается, достигая в конце июля максимума в 102 мт.³



и выше (данные Скорнякова). По имеющимся гидрометрическим данным за 1912, 1913, 1914, 1915, 1926 годы построен средне-месячный график (см. сводный график), откуда видно, что средний из всех лет расход апреля месяца равен $Q=27,6$ мт.³ в сек. Наибольший расход приходится на июль месяц, достигая 78,0 мт.³ (средний месячный за все годы).

Таким образом, минимальный расход р. Чилик за вегетационный период падает на апрель месяц, в это время население испытывает большой недостаток в воде, в виду необходимости предпосевных поливов. Максимальный расход падает на июль, но вследствие того, что оросительная способность реки (без регулирования стока) диктуется критическим месяцем вегетационного периода, т.-е. апрелем, то и орошаемая р. Чилик площадь в 1915 году была $\infty 36.000$ га. Означенное обстоятельство, т.-е. большой остаток летних паводковых вод, естественно наводит на мысль о необходимости устройства водохранилища, но таких удобных мест, как в долине Кегень-чарын, не имеется. Лучшим местом для водохранилища является долина Бор-тогоя. По причине, указанной выше, вопрос о Бортогойском водохранилище был решен отрицательно. Весь годовой сток р. Чилик равен 1.103.000.000 мт.³, за вегетационный период сток равняется 813.000.000 мт.³, зимний сток р. Чилик 290.000.000 мт.³. За вычетом объема воды, необходимого для полива имеющихся площадей $=245.000.000$ мт.³, излишки реки Чилик составят 568.000.000 мт.³, каковые и могли бы быть использованы при переключении.

Река Тюп снегового питания, в верхней своей части протекает на территории КазАССР., а в нижней—КирАССР. Гидрометрические данные имеются по Сартологойскому посту за годы 1916, 1926, 1927 и 1928 г., но только за вегетационный период, т.-е. с апреля по сентябрь. Из графика средних месячных расходов р. Тюп видно, что кривая режима реки Тюп в общем комфортна кривой реки Чарын. Паводки падают на апрель и май, средний апрельский расход за все годы равен $\approx 18,5$ мт.³ и майский—19,60 мт.³ в сек.

Минимальные расходы (вегетационного периода) приходятся на июль и август: в июле 12,6 мт.³/сек., в августе—9,70 мт.³/сек. От Сартологойского поста до места предполагаемого переключения никаких притоков и выводов нет. Весь средний годовой сток р. Тюп равен 261.748.000 мт.³, сток за зимние месяцы вычислен условно, он получился несколько меньше, чем по подсчету Траверсе,¹ из них за вегетационный период (с апреля по 15 сент.)—206.748.000 мт.³, зимний период 55.000.000 мт.³.

Средние расходы реки Тюп по полумесяцам в куб. мт.

Январь		Февраль		М а р т		Апрель		М а й		И ю н ь	
1—15	16—31	1—15	16—28	1—15	16—31	1—15	16—30	1—15	16—31	1—15	16—31
3,900	3,900	3,520	3,320	4,090	35,320	25,310	64,230	41,580	38,500	21,160	16,810
П р о д о л ж е н и е											
И ю л ь		А в г у с т		С ен т я б р ь		О к т я б р ь		Н о я б р ь		Д е к а б р ь	
1—15	16—31	1—15	16—31	1—15	16—30	1—15	16—31	1—15	16—30	1—15	16—31
10,540	12,100	10,960	13,790	1,560	3,390	6,800	5,100	6,040	4,530	3,900	4,290

А весь сток около 340.000.000 куб. метров.

П р и м е ч а н и е. В статье Г. А. Траверсе, журнал «Семиречье» за 1916 г. № 2 приведены следующие гидрометрические данные реки Тюп.

Максимальный паводок 1915 г. (18 и 19 апреля) достигал 106 мт.³ в сек. Горный бассейн р. Тюп до места расположения гидрометрического поста по двухверстным военно-топографическим планшетах равен 360 кв. км. Весь район р. Тюп считается богарным (по Траверсе). Правая же сторона р. Тюп вовсе из нее не орошается, а вода для орошения берется из речек Шаты, Ичкеле-су, Талды-су, Кадаги, Куруманды и др. При расчете оросительной способности реки, Траверсе считает, что одних избыточных вод р. Тюп при условии сброса их в бассейн р. Чарын (схема Траверсе о сбросе р. Тюп в р. Чарын будет разобрана ниже) хватит для орошения 17.400 га, а при условии задержания избыточных вод в водохранилище на р. Чарын их хватит на 38.150 га.

Р. Текес является верховьем реки Или, которая начинается в пределах КазАССР в 50 км. от выселка Охотничьего (Нарынкол) из ледников и постоянных снегов Хан-тенгри на высоте 3.500 м. над уровнем моря и под именем Текеса направляется на северо-восток, потом круто поворачивает и входит в долину, пригодную для земледелия, принадлежащую частью СССР, а частью Китаю, с абсолютной высотой 1.800 м., потом, в китайских пределах прорывая глубокое ущелье, выходит в богатую Илийскую долину и после слияния с Кунгесом принимает название Или, иначе Или-дарья. По имеющимся гидрометрическим данным средних месячных расходов р. Текес (в верховье) за 1913 и 1914 г.г.¹ видно, что паводок ее приходится на июнь месяц. Средний расход июня месяца за 2 года равен 16 мт.³/сек. (см. сводный график). Минимальный расход бывает в августе, в 1914 г. = 5 мт.³/сек. (ср. мес.). Минимальный расход, средний за 2 года, равен 7,5 мт.³/сек. (см. график). Годовой сток р. Текес по средним месячным расходам за 2 года равен 255.440.000 мт.³, из них за вегетационный период 155.440.000 мт.³ и за зимний период—100.000.000 мт.³. Почти весь годовой сток р. Текес может быть использован для переключения.

Река Сарыджас берет начало с ледника Семенова, с правой стороны она принимает приток Ашу-тур, питающийся соседними ледниками, с левой—реку Адыр-тур, которая берет начало из ледника Мушкетова. Далее, на всем своем протяжении принимает еще много притоков на территории СССР и вытекает в китайские пределы уже под названием Ак-су. В пределах Союза река Сарыджас совершенно не используется за отсутствием удобных земель и большой абсолютной высоты. В китайских же пределах она идет, очевидно, мощной рекой и, надо полагать, полностью не используется и Китаем. Гидрометрических данных по реке Сарыджас не имеется, но по опросным сведениям и разработанности русла можно думать, что река имеет достаточный расход, так как питающие реку ледники являются очень мощными. Из книги Семенова-Тяньшаньского (стр. 74) имеем следующую характеристику ледников: «Самые значительные ледники лежат в бассейне Сарыджаса и спускаются с западного склона массива. Главный исток Сарыджаса берет начало из ледника Семенова, открытого им еще в 1857 г.; длина ледника, конец которого на высоте 13.000 ф. над уровнем моря, достигает около 32 км., ширина от 1.290—3,8 км. К главному леднику спускается более 12 боковых. В прежнее время ледник Семенова был значительно больше и, вероятно, заполнял всю долину верховьев Сарыджаса, соединяясь с ледниками северного его истока Ашу-тура и ледниками, лежащими ниже на склоне гряды Адыр-тур и ныне не достигающими дна долины. Южный исток Сарыджаса берет начало из ледника Мушкетова, названного так экспедицией Игнатьева в честь известного исследователя Туркестана,

¹ Данные 1915 г., слишком резко повышенные, нами из осторожности не были приняты.

проф. Мушкетова. Длина этого ледника около 21 км., ширина от 1,2 до 4,4 км.; нижний конец его 5—6 км. завален осыпью и в 1886 г. во время посещения его Игнатьевым оканчивался на высоте 3.467 метр. над уровнем моря, ледяной стеной до 64 м. высотой, из-под которой Адыр-тур выходит двумя потоками из-под нижних ледяных сводов».

Условно годовой сток реки Сарыджас нами принимается 600.000.000 м³. Сток за зимний период 180.000.000 м³. (считая средний вегетационный расход 30 м³/сек., а средний зимний—10 м³/сек.).

1-й вариант схемы с устройством водохранилища.

Как уже указывалось выше, вместимость Чарынского водохранилища значительно больше возможного скопления воды одной реки Чарын. Первый вариант схемы предусматривает оставление водохранилища. По топографическим условиям возможно произвести следующее перезаклучение (см. планшеты Военно-топогр. отдела и схему).

Река Сарыджас каналом № 1 с отметкой в голове его в 3.292 метра (абсол. над ур. моря) и длиной до 40 км. выводится на седловину с отметкой в 3.307 метров, откуда вода сбрасывается в реку Турук-кокджар и Каркару, которая при слиянии с р. Кегень дает начало р. Чарын (несколько ниже этого слияния намечается плотина водохранилища).

Означенный канал, от головы до седловины, на своем пути пересечет правые притоки р. Сарыджас—Ашу-тур, Кашка-тур и Минг-тур, приняв их воду, в некоторых местах он будет проходить по косогору с крутизной склонов до 1:4. В этот же канал можно направить воды левых притоков Сарыджаса, включительно до реки Адыр-тур, которая питается с ледников Мушкетова. Канал из р. Адыр-тур № 1-а, длиной до 20 км., пройдет по рельефу без крутых косогоров. Давая основному каналу уклон до 0,0004, будем иметь отметку у седловины $3.292 - 40.000 \times 0,0004 = 3.292 - 16,0 = 3276$ метр. Тогда выемка у седловины получится $3.307 - 3.276 = 31$ метр., но так как все равно для вывода канала придется строить глухую перемычку через реку Сарыджас, то, очевидно, головная отметка канала может быть поднята, что даст возможность уменьшить глубину выемки у седловины. Длина седловины по линии прохода равняется всего лишь до 2 килом. После обследования может оказаться приемлемым другое решение, т.-е. на реке Сарыджас, ниже первоначально предположенной головы канала, устраивается более высокая глухая плотина (подходящее место по планшетах В. Т. О., как будто, есть) и, идя на некоторое углубление канала при проходе через седловину, можно будет значительно сократить длину всего канала, а также и левобережного из реки Адыр-тура.

Более детальное освещение как технической возможности переброски р. Сарыджаса, так и его водных ресурсов, может быть получено только после необходимых обследований, а потому это переключение и вводится нами условно.

Следующей рекой, сток которой может быть также направлен в бассейн р. Чарын, является верховье р. Или-текес. Каналом № VII (см. схему и планшеты В. Т. О.) вода реки Текес может быть переброслена через седловину М. Арча в реку Кара-тал, которая является притоком р. Кегень. Голова канала намечается с отметкой 2.150 метр. Длина его до седловины равняется 6—8 км. и на этом протяжении он проходит в сравнительно нормальных топографических условиях (т.-е. без крутых косогоров и пересечений логов). При проходе через седловину необходимо будет произвести выемку до 20 метр. глубиной и длиной около 1 км. с выходом на нули (точно определить глубину выемки по планшетах В. Т. О. нельзя, так как горизонтали в этом месте наведены не-

четко). В данном случае, так же, как и в реке Сарыджас, возможно будет устроить через р. Текес глухую перемычку-плотину, которая позволит уменьшить как длину канала, так и глубину выемки при переходе им седловины.

Из анализа гидрометрических данных р.р. Чилик и Чарын можно отметить следующую их интересную особенность.

Минимальные расходы р. Чилик по времени соответствуют паводкам на р. Чарын и, наоборот, минимальные расходы р. Чарын соответствуют максимальным расходам р. Чилик (см. выше гидрологическое описание этих рек и сводный средне-месячный график расходов). Отсюда становится очевидной желательность использования этих рек совместно, что одно может дать увеличение оросительной способности не менее как в 4 раза по отношению к оросительным способностям этих рек, рассматриваемых отдельно.

Паводковые воды р. Чилик, бесцельно сбрасываемые в р. Или, можно перебросить каналом № IV (см. схему) через Джаланашскую долину в р. Чарын. Голова намечается на уроч. Усырбай с отметкой 1.315 метр. с выходом на седловину долины Джаланаш, имеющей отметку 1.320 метр. Длина канала около 18 килом. и отметка канала на седловине при уклоне $i = 0,0004$ будет равна $1.315 - 18.000 \times 0,0004 = 1.308$ метр., а, следовательно, максимальная глубина выемки будет равна приблизительно 12 мт. на длине около 2 килом. с выходом на нули.

До седловины канал пересекает ряд сухих логов, что увеличивает земляные работы. В этой части канала необходимо исследование нескольких вариантов для лучшего обхода логов.

Джаланашская долина возвышается над рекой Чарын на ≈ 100 мт. и, таким образом, после седловины пуск воды до р. Чарын не потребует никаких работ. Если окажется трудным перебросить воду р. Чилик через Джаланашскую долину, то можно каналом № VIII перебросить паводки р. Чилик в хвостовую часть канала № V.

Вопрос с переброской воды р. Тюп в бассейн р. Чарын не представляет никаких технических трудностей. Только для этого необходима согласованность с КирАССР, так как низовая часть р. Тюп находится на территории Киргизии. По поводу переключения вод р. Тюп в реку Чарын еще в 1916 г. в журнале «Семиречье» № 2 появилась интересная статья Г. А. Траверсе, где автор, предварительно анализируя водные ресурсы р. Тюп и их неиспользование, а также огромные запасы хороших земель в бассейне р. Чарын, пишет: «Все вышеприведенное о реке Тюп говорит, что она *неминуемо* должна быть использована для орошения земель в бассейне реки Чарын, при чем летучими изысканиями 23—25 августа 1915 года установлено, что по условиям рельефа местности особых технических трудностей не представится и вся работа обойдется сравнительно дешево. Из трех нивелировочных вариантов произведенных изысканий определилось, что выгоднейшим надо считать тот, при котором головная часть будущего канала, протяжением в 1.170 м., дойдет до кургана Санташ с отметкой дна 1.910 м. (отм. абсол.) и вольется в искусственный водоем, замкнутый с западной стороны перевала Санташ искусственной дамбой, протяжением в 852 м. с наибольшей высотой в 8,5 м. и при напоре воды в 6,40 м.; для сообщения искусственного водоема Санташ с бассейном р. Чарын необходимо сделать открытый канал в самом перевале Санташ, отметка которого определена на 2-верстном планшете в 1.912 м.: этот канал будет иметь наибольшую глубину в 5,3 м. и будет длиною около 1.278 м. Далее вода реки Тюп попадает в ручей Талды-булак, служащий притоком реки Иры-су, которая в свою очередь вместе с рекой Каркарой впадает

в реку Чарын. Вот краткая схема работ на реке Тюп; к рассмотрению более детального проекта мы приступим в одном из следующих номеров».

После 1916 г. произошла полная реорганизация Отдела земельных улучшений, и вопрос орошения Илийской долины и, конечно, и связанный с ней поворот р. Тюп был временно отставлен.

При совместном использовании всех рек, за исключением зимнего стока ар. Чилик, который задержать не удастся, ибо Бартогойское водохранилище едва ли можно будет осуществить (см. выше о Бартогойском водохранилище), мы будем иметь следующий водный годовой запас. Кривая стока всех рек (см. сводн. график) дает 2.976.000.000 мт.³ без р. Сарыджас, но с зимними водами р. Чилик. Вычитая зимний сток р. Чилик, равный 290.000.000 мт.³, прибавляя годовой сток р. Сарыджас 600.000.000 мт.³ (условно, но едва ли р. Сарыджас будет иметь меньший сток) и вычитая потери в Чарынском водохранилище 100.000.000 мт.³ (см. зап. Скорнякова), получим $2.976.000.000 + 600.000.000 - (290.000.000 + 100.000.000) = 3.186.000.000$ метр.³, могущих быть использованными для целей орошения. Из этого количества воды должно быть задержано водохранилищем не менее 1 миллиарда куб. метров, по следующему подсчету. Водохранилище вместит все зимние стоки рек Чарын, Текес, Тюп и Сарыджас, а также все паводковые пики.

Зимний сток р. Сарыджас	180.000.000 м. ³
» » » Текес	100.000.000 »
» » » Тюп	55.000.000 »
» » » Чарын	365.000.000 »
На паводковые пики по всем рекам не менее	300.000.000 »
Итого:	1.000.000.000 м. ³

Остальная вода будет расходоваться для целей орошения, не задерживаясь в водохранилище.

Считая, что в означенном районе будет произрастать кендырь, хлопок и др. зерновые культуры, оросительную норму на гектар (с потерями) можно принять в 7.000 мт.³

Тогда могущая быть орошенной площадь определится:

$$\frac{3.186.000.000}{7.000} = 455.143 \text{ га.}$$

За вычетом могущей быть орошенной р. Чилик площади в 35.000 га и р. Чарын до 20.000 га, будем иметь валового прироста до 455.143 — 55.000 = 400.143 га, или до 400.000 гектаров.

При условии развития в районе рисовой культуры площадь соответствующим образом уменьшится в зависимости от процента риса. По вопросу о наличии земельных ресурсов данного района и качества земель, с точки зрения возможности земледелия, нами была использована почвенная карта, составленная почвоведом Аболиным в 1929 г. На прилагаемой при сем схеме контурами показаны отдельные разновидности почв, точный перечень которых прилагается на отдельной записке. Под основным каналом из реки Чарын (канал № III, проходящий по трассе Е. Е. Скорнякова) валовая командная площадь брутто равняется около 530.000 га и граничит с запада с р. Чарын, с севера — р. Или, с юга — Кетменским хребтом и с юго-востока — китайской границей. Из всей этой площади наибольший процент до 266.000 га падает на почвы со следующей характеристикой почвоведом Аболина (см. контур № 11 схемы) «Область низких предгорных и покатых подгорных равнин, сложенных коренными породами или галечно-конгломератовыми отложениями. Эбеликово-полынные и ковылково-полынные степи, почвы светло-

зеленые, пустынные и пустынно-степные, иногда культурно-поливные, суглинисто-хрящеватые, на небольшой глубине подстилаемые щебнем или галькой. При условии орошения—до 75% пригодны для земледелия, но воды нехватает. Богара не удастся. Среднего качества осенние и зимние пастбища. Из всей площади в 530.000 га негодной является один контур № 19 (см. схему). «Бугристые пески с относительно неглубокими грунтовыми водами в пониженных местах между буграми, стоящими близко к поверхности и образующими «чураны»—заросли саксаула, джужгуна, местами тамариска, чингиля и тополя на чуртак, занимающие 27.500 га, и сомнительный контур № 17: «Такие же равнины, но с более медленным подтоком грунтовых вод. Растительность из травянистых, полукустарниковых и кустарниковых солянок, преимущественно мокрых, пятнами структурных, и примитивно-такырные пустынные светлосемя. Без коренных мелиораций земледелие невозможно, хорошие зимние пастбища, площадь равна 90.000 га. Таким образом, под каналом № III (Скорнякова) участок А, имеется пригодной площади до $532.000 - (27.500 + 90.000) = 414.500$ га. Под каналом № V (участок В) общая валовая площадь брутто равна 140.000 га за вычетом контуров № 19 и № 17. Остается $140.000 - 75.000 = 65.000$ га. Под каналом № IV (участок С) валовая площадь равна 176.000 га., за вычетом негодных и сомнительных остается $176.000 - 123.900 = 52.100$ га. Таким образом, всего пригодных земель, могущих быть орошенными из р. Чарын находится $414.500 + 65.000 + 52.100 = 531.600$.

Участки А + В + С

Наиболее удобным является участок А. Контур № 16 представляет особый интерес для культуры кендыря и риса, площадь его = 34.000 га.

2-й вариант схемы (без устройства водохранилища).

Вторым вариантом схемы предусматривается только переключение вышеуказанных рек без устройства водохранилища на р. Чарын; канал № III заменяется каналом № III-а (см. схему).

При этом варианте совмещенный график месячных расходов рек: Чарын, Чилик, Тюп и Текес (см. сводный график)¹ даст возможность оросить до 256.000 га культур нормального состава (кендырь, хлопок, люцерна и зерн. злаки). Расчет производится по августу месяцу с гидромод. потребления брутто в 0,5 лтр. 1 сек. на га. Таким образом, мы будем иметь прирост новых площадей (за вычетом орошаемых и могущих быть орошенными р.р. Чилик и Чарын) $256.000 - 55.000 = 201.000$ га, которые будут получены по каналу № III-а, 1.530.000 га (уже за вычетом негодных) и остальные в участке С по каналу № V (см. схему).

Осуществление этого варианта может разбиваться на очереди. В первую очередь переключаются реки Тюп и Текес в р. Чарын, а затем р. Чилик (в случае возможности переключения реки Сарыджас орошаемая площадь 2-го варианта может быть значительно увеличена, так как река Сарыджас ледникового питания). Состав культур в данном районе можно будет подобрать так, что кривая потребления будет комфортна кривой режима, что еще несколько позволит увеличить орошаемую площадь.

Для составления окончательной схемы и в дальнейшем проекте необходимо произвести следующие работы:

1. Рекогносцировочное обследование с полуинструментальными рекогносцировочными изысканиями в верховьях рек Чарын, Чилик, Тюп, Текес, Сарыджас, а также Джаргалан, Тургень и низовьях Талгара.

¹ Река Сарыджас не вводится.

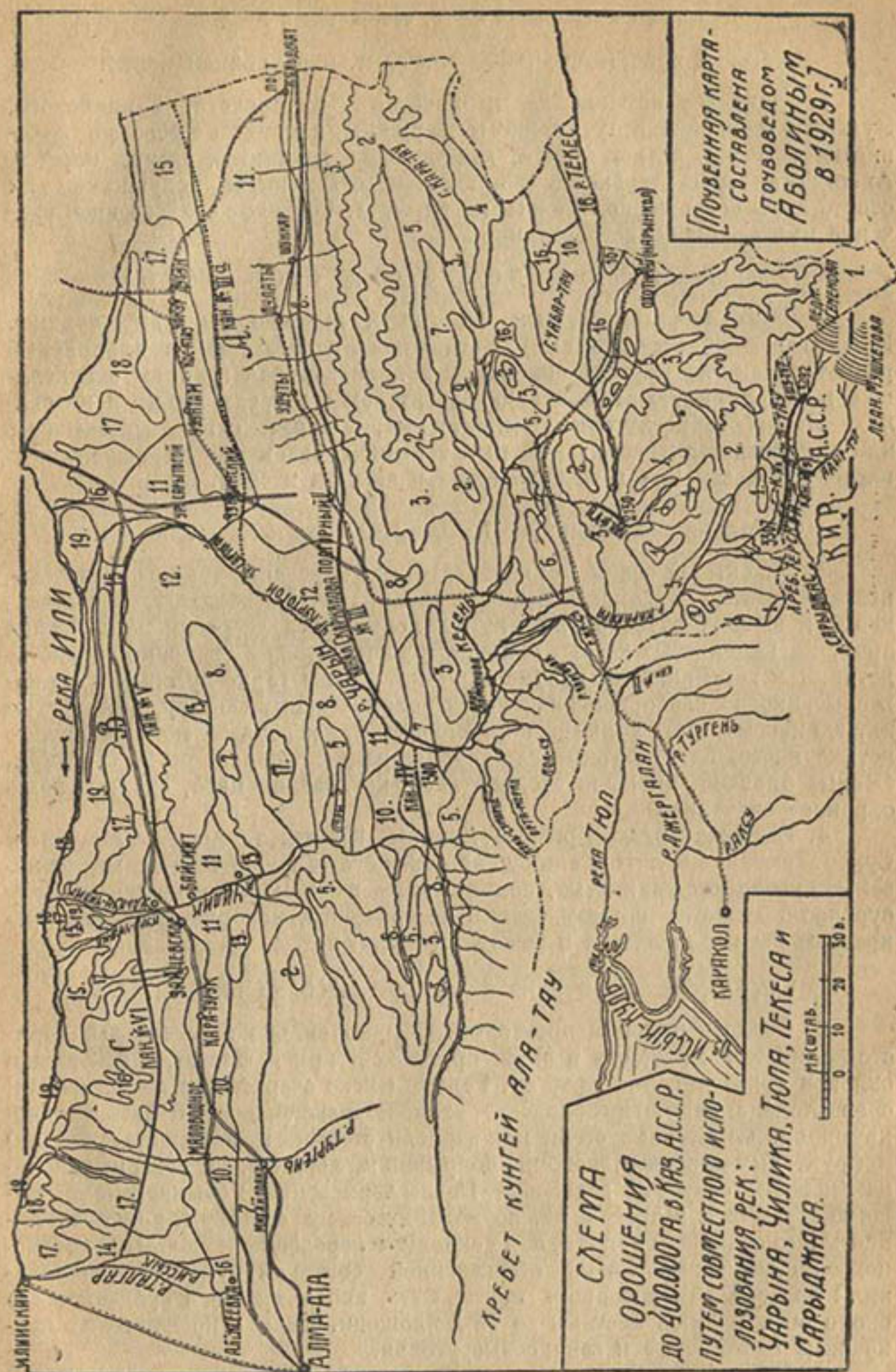
2. Гидрогеологическое и гидрологическое обследование реки Тюп ниже Сортологойского поста.

3. В случае благоприятных рекогносцировочных обследований установить гидрометрические посты на реках в местах вывода из них каналов.

4. В дальнейшем форсировать детальные изыскания, используя имеющийся изыскательский материал проф. Скорнякова Е. Е. и других организаций, производивших изыскания в этом районе.

5. Стоимость рекогносцировочного обследования и полуинструментальных изысканий определяется ориентировочно в 10.000 р. В зависимости от результатов обследования будет составлена программа детальных изысканий (схему см. на след. стр.).

* * *



Пояснения к почвенной карте, составленной Аболиным.

Снеговой пояс (выше 3.300—3.600 м. над уровнем моря).

1. Наиболее высокие части хребтов Джутарского, Заилийского, Кунгей и Терской Алатау. Скалистые вершины, каменные россыпи, щебенистые россыпи, вечные снега, действующие ледники и свежие морены. Альпийская растительность встречается отдельными подушками или отсутствует совершенно. Почвы не развиты. Сельско-хозяйственное значение имеет, как область питания.

Альпийский пояс (от 2.800—3.000 до 3.300—3.600 м.).

2. Высокогорные области хребтов и высокие сырцовые долины. Кобрезневые (Сары-чиюковые) и типчаково-кобрезневые с альпийским разнотравием, по крутым склонам и вблизи верхней границы переходящие в разреженную альпийскую растительность среди щебня и на скалах. Почвы горно-луговые, маломощные, местами сильно щебневатые или недоразвитые, часто со вторым темным горизонтом. Хорошие летние пастбища, доступные в течение июля и августа месяца.

Субальпийский пояс (от 1.800—2.200 до 2.800—3.000 м.).

3. Склоны высоких горных хребтов, изрезанные многозначительными узкими и глубокими речными долинами. Преобладают мочко-злаковые и злаково-разнотравные луга, еловые леса, заросли стелющейся арчи, на каменистых южных склонах грубостебельные травянистые многолетники и деревянистые полукустарники. Почвы горно-луговые и горно-лесные, иногда слабо подзолистые, по механическому составу, суглинистые или глинистые, часть хрящевато-щебенистые или недоразвитые. Прекрасные летние пастбища, доступные для использования с 20 мая по 20 сентября. Лесные площади имеют не столько лесо-эксплуатационное, сколько водохранилищное значение.

4. Высокие платообразные долины Югентаса, Ассы, Чалкуде и Сумбе. Типчаковые луго-степи субальпийского типа. Почвы—бурые черноземы, суглинисто-глинистые, подстилаемые щебнем или галькой. Ввиду суровости климата для земледелия не пригодны, используются как прекрасные летние пастбища в течение 4 месяцев.

Лугово (лесо)-степной пояс (от 1.000—1.700 до 1.800—2.300 м.).

5. Область высоких предгорий. Обычно сильно пересеченные гористо-холмистые местности в виде прилавок, прислоненных к основанию склонов более высоких хребтов. Рельеф мягко очерченный, выходов скал, сравнительно, мало. Преобладают злаково-разнотравные и разнотравно-крупнolistые луговые степи или заросли степных кустарников (розарины) и фруктовых деревьев: яблоня, боярышник, абрикос; на северных склонах нередко осиново-перелески. Почвы черноземные: обыкновенные, мощные, тучные и выщелочные, по механическому составу глинисто-суглинистые, иногда лессовидные, под осиновыми перелесками почвы ореховато-подзолистые, серые. Район обеспеченной богарной культуры, по условиям рельефа для распашки может быть использовано в среднем всего около 40% и лишь местами до 75% площади. Целина представляет прекрасные пастбищные и сенокосные угодья.

6. Область таких же высоких предгорий, но в местах более крутых и каменистых склонов. Много щебенистых осыпей и выходов скал. Заросли степных кустарников (розарины) и грубостебельных травянистых растений с участками луговой степи на более мягких наносах. Почвы

черноземные, суглинисто-хрящевато-щебенистые, иногда недоразвитые, по условиям почвы и рельефа для земледелия может быть использовано всего около 10% площади. Хорошие пастбища.

Сухостепной пояс (от 700 до 1.200 до 1.000—1.700 м.).

7. Область более низких и средних предгорий, реже пологие подгорные покатости (около гор) Алма-ата или широкие междугорные долины Кегень, Чалкуде-су, Текес (рельеф довольно спокойный, местами полого-холмистый, местами почти равнинный). Преобладают полынно-злаковые и чисто злаковые типчаково-ковыльные степи, иногда почти сплошь распаханые. Почвы каштановые темные и светлые, целинные, культурные и культурно-поливные) по механическому составу суглинистые, на лессе или хрящеватых суглинках вполне пригодны для богарного земледелия, при чем использование может быть доведено в среднем до 75%, местами до 90%. Орошение необходимо для усадеб и клеверников, но при наличии воды орошаются все культуры.

8. Область таких же средних и низких предгорий и сухостепных низкогорий, но более изрезанных речными долинами и с преобладанием относительно крутых и каменистых склонов, злаково-полынные и мелко-кустарниковые сухие степи и заросли грубостебельных травянистых растений. Почвы каштановые, преимущественно светлые, хрящевато-щебенистые и недоразвитые, с обнажением скал и щебня. Для земледелия могут быть использованы лишь небольшие участки, в общем, не более 10% всей площади среднего качества. Пастбища преимущественно осенние и зимние.

9. Подгорные равнины и широкие речные долины с близкими грунтовыми водами. Степные луга часто с зарослями тростника или чия. Почвы черноземно-луговые или лугово-болотные, местами слегка засоленные, часто подстилаются галечниками. Для земледелия может быть использована почти вся площадь полностью. Также хорошие пастбища и сенокосы.

Пустынно-степной пояс (ниж 700—1.200 м.).

10. Область низких лесовых предгорий. Рельеф полого-холмистый или почти равнинный, но пересеченный речными долинами и оврагами. Эфемерно-поливные степи; почвы светлоземные, преимущественно пустынно-степные, частью культурно-поливные, не засоленные, суглинистые на лессе и лессовидных наносах. При орошении вся площадь полностью может быть обращена под культуру зерновых, бахчевых и люцерны. Богарное земледелие не вполне обеспечено и мало практикуется, но частично возможно.

11. Область низких предгорий и покатых подгорных равнин, сложенных моренными породами или галечно-конгломератовыми отложениями. Эбеликово-полынные и ковылково-полынные степи, почвы светлоземные, пустынные и пустынно-степные, иногда культурно-поливные, суглинисто-хрящеватые, на небольшой глубине подстилаемые щебнем или галькой. При условии орошения до 75% площади пригодно для земледелия, но воды нехватает, богара не удастся. Среднего качества осенние и зимние пастбища.

12. Полого-холмистые низкогорья, аналогичные предыдущим, но более засушливые. Полынно-солянковые степи, часто с зарослями бялыча. Почвы пустынные светлоземные, сильно гипсированные, местами слегка засоленные, по механическому составу суглинисто-хрящеватые, иногда хрящевато-щебенистые. Земледелие невозможно в виду отсутствия воды для орошения; как пастбища—малоценны.

13. Сильно изрезанные низкогорья с многочисленными выходами коренных пород в виде скал, осыпей и щебенистых площадей. Разреженная полынная степь с примесью грубостебельных и деревянистых щетинелиюбных растений. Почвы светлоземные, хрящевато-гребенистые, часто недоразвитые. Для земледелия не пригодны, за исключением небольших клочков по днищам саез и около родников.

14. Низменные равнины в области древних озерных и речных долин. Сложены слоистыми песчаными и супесчаными наносами. Полынная степь с примесью песколюбивых растений. Почвы пустынные светлоземы, супесчаные или песчаные, иногда с суглинистыми прослойками или с примесью хряща, местами слегка засоленные и с солончаковыми пятнами. Земледелие возможно при условии орошения.

15. Аналогично предыдущему, но наносы с поверхности более глинистые, полынно-бторгунные степи часто с зарослями черного саксаула. Почвы примитивно-такырные, пустынные светлоземы в комплексе с такырами и структурными пустынными светлоземами, все более или менее засоленные, земледелие возможно при условии орошения с хорошо оборудованными сбросами.

16. Полугорные равнины и речные долины с обильным подтоком пресной грунтовой воды со стороны гор. Полынно-чиевая степь с участками влажных лугов, травяных болот и луговых солончаков. Почвы представляют все переходы от светлоземов до влажно-луговых и лугово-болотных и лугово-солончаковых. Земледелие возможно частично без полива, частью с поливом. Местами практикуется культура риса.

17. Такие же равнины, но с более медленным подтоком грунтовых вод. Растительность из травянистых, полукустарниковых и кустарниковых солянок, преимущественно мокрых пятнами, структурные и примитивно-такырные, пустынные светлоземы. Без коренных мелиораций земледелие невозможно. Хорошие зимние пастбища.

18. Современные долины рек Или и Чу и озера Балхаша.

Тугайная растительность с тростниковыми болотами, влажными лугами и зарослями тала, джигды и колючих кустарников. Почвы лугово-болотные, лугово-солончаковые и переходные к светлоземам. Местами солончаки и дюнные пески. При орошении до 50% площади пригодны для земледелия. Хорошие пастбища и сенокосы.

19. Бугристые пески с относительно неглубокими грунтовыми водами, в понижениях между буграми, стоящими близко к поверхности и образующими «чураты». Заросли саксаула, джузуна, местами тамариска; чингила и тополя на «чуратах».

Лугово-солончаковая и лугово-болотная растительность, почвы рыхло песчаные светлоземы в комплексе с лугово-болотистыми и лугово-солончаковыми почвами и такырами. Хорошие пастбища, земледелие невозможно.

Схема использования р. Аму-дарьи в проработке Аму-дарьинского бюро.

В настоящее время Аму-дарьинское бюро Средазводпроиза заканчивает составление схемы использования земельно-водных ресурсов р. Аму-дарьи, основанное на изучении всех существующих материалов по этой реке.

Аму-дарья, являясь самой многоводной рекой Средней Азии, в то же время обеспечена и достаточным количеством земель, пригодных для орошения и могущих быть орошенными с точки зрения технической выполнимости проектов.

Подробное изучение как земельных, так и водных ресурсов бассейна реки, дает возможность сделать следующие выводы:

1. Валовая площадь прибрежных земель, годных для орошения, равняется 4.485.000 га.

2. Валовая площадь отдаленных земель, годных для орошения, равняется 1.120.000 га.

3. Площадь, могущая быть орошенной ежегодно водами реки без регулирования стока, т.-е. живым током реки, равняется кругло 3.000.000 га.

4. Площадь, могущая быть орошенной при полном использовании истока реки, считая по средне-минимальному году, путем устройства водохранилищ с однолетним регулированием, равняется кругло 4.000.000 га.

Если мы примем во внимание, что цифровое выражение площади земель, годных для орошения, после более детальных обследований должно, повидимому, несколько уменьшиться, и что, кроме того, площадь действительного орошения составляет всегда некоторую часть от валовой площади орошения (от 50% до 85%), то должны прийти к выводу, что весь земельный фонд Аму-дарьи как земель прибрежных, так и отдаленных, может быть орошен ее водами при условии регулирования стока в пределах средне-минимального года. Этот фонд земель действительного орошения может быть принят кругло в 4.000.000 га.

Эта цифра в 4.000.000 га показывает, насколько велико значение Аму-дарьи по сравнению с остальными реками Средней Азии в отношении обеспечения Союза хлопковым волокном. Ведь, если принять хлопковый клин только в 50% и перспективную урожайность в 30 пудов волокна с гектара, то ежегодная продукция, которую сможет обеспечить Аму-дарья, будет равна 60.000.000 пуд. хлопкового волокна.

В настоящее же время Аму-дарья с реками, ее составляющими, дает воду для орошения всего лишь 463.000 га (по данным 1926-27 года)

Использование вод Аму-дарьи на орошение может быть разбито на 2 больших этапа: 1) использование живого тока реки и 2) использова-

ние стока реки путем регулирования его при помощи водохранилищ. (При чем 1-й этап может быть еще разделен на 2 периода: до постройки барражей и после постройки их).

Поскольку для разрешения проблем 2-го этапа в настоящее время не имеется достаточных данных как картографического, так и гидрометрического характера, то разработанная Аму-дарьинским бюро схема использования ресурсов Аму-дарьи касается лишь 1-го этапа, т.-е. использования живого тока реки. Как было уже указано выше, оросительная способность реки для 1-го этапа выражается в 3.000.000—3.200.000 га. Так как для этого этапа водные ресурсы реки являются в минимуме, а земельные—в максимуме, то необходимо решить вопрос, какие же именно земли должны быть орошены при осуществлении 1-го этапа использования вод Аму-дарьи.

Если мы обратимся к земельному фонду, могущему претендовать на орошение его водами Аму-дарьи, то увидим, что весь он может быть разбит на три категории земель, а именно:

1. Прибрежные земли, вполне пригодные для орошения без дополнительных мелиораций. Площадь возможного действительного орошения на этих землях равняется 2.218.000 га.

2. Земли отдаленные, но также вполне пригодные для орошения без дополнительных мелиораций. Площадь возможного действительного орошения на этих землях равняется 964.000 га.

3. Прибрежные земли нижнего течения, занятые под болотами и разливами и требующие понижения уровня Аральского моря, а отчасти и тяжелой мелиорации. Площадь возможного действительного орошения на этих землях достигает 998.000 га.

Естественно, что первая категория земель должна быть орошена в первую очередь. Что же касается дальнейшего, то может быть отдано предпочтение или землям 2-й категории, или 3-й. Какой из этих двух категорий земель надо отдать предпочтение, в настоящее время решать не представляется возможным, а поэтому решение вопроса использования живого тока р. Аму-дарьи представляется в 2-х вариантах.

Первый вариант—земли первой и второй категорий, с общей площадью действительного орошения в 3.182.000 га.

Второй вариант—земли первой и третьей категорий, с общей площадью действительного орошения в 3.216.000 га.

Таким образом, как первый, так и второй варианты, дают, примерно, одинаковую земельную площадь, при чем и та, и другая площади лежат в безусловно хлопковой зоне.

По составленным Аму-дарьинским бюро порайонным схемам произведен приблизительный подсчет стоимости их выполнения (подробная ведомость этих стоимостей прилагается). Суммируя стоимости выполнения этих порайонных схем, мы получаем, что и стоимости обоих вариантов, при одинаковых, примерно, площадях, также, примерно, одинаковы. А именно, выполнение каждого из двух вариантов выражается суммой порядка 1½ миллиарда рублей, т.-е. около 500 руб. на орошаемый гектар, включая сюда и стоимость ирригационного освоения.

Переходим теперь к изложению того ирригационного районирования, которое выявилось в порядке составления схем орошения земельного Аму-дарьинского фонда.

Всю Аму-дарью можно разделить по ее течению на три части—верхнее течение, среднее и нижнее. Первое из них—верхнее, заканчивается у Келифа. Среднее течение охватывает прибрежные земли от Келифа до Питняка. Наконец, нижнее—охватывает районы древней и современной дельты реки, т.-е. земли от Питняка до Аральского моря.

Каждое из этих течений имеет свои специфические особенности как в отношении расположения земельного фонда, так и тех технических схем орошения, которые здесь могут быть применимы.

В верхнем течении Аму-дарьи пригодные для орошения земли разбросаны по различным притокам, ее составляющим. Если оставить в стороне мелкие площади земель, то мы имеем здесь следующие массивы, представляющие интерес в смысле развития орошаемой площади: Пяндж-кулябский, Вахшский, Верхне-кафирниганский, Нижне-кафирниганский и Сурхан-ширабадский.

Все эти массивы, расположенные в верхнем течении р. Аму-дарьи, при полном их использовании для целей орошения, могут дать до 665.000 га земель действительного орошения.

Орошение Пяндж-кулябского района предназначается осуществить путем использования туземной сети и ее переустройства.

Для орошения массива земель, лежащих в низовьях р. Вахш, предполагается отвод воды из реки каналом в том месте, где река выходит из гор. Не выяснено еще, что в данном случае будет более выгодным—устройство ли плотины на реке, или же отвод воды каналом без плотины. Этот канал со своими ответвлениями должен будет оросить всю левобережную площадь пригодных земель. Что касается земель вахшских прибрежных, то, несмотря на их высокие качества, орошение их остается под вопросом, в виду трудности подачи воды на эти земли.

Использование в целях орошения земель Верхне-кафирниганской долины предполагается осуществить путем переустройства туземной оросительной сети.

Орошение Нижне-кафирниганской долины проектируется при помощи двух магистральных каналов—право и левобережного, с головами, заложенными в одном месте р. Кафирниган, там, где она выходит из гор. В месте забора воды из реки потребуются устройство небольшой плотины. Правобережный канал дает воду и для орошения Бишкентской долины, а также урочищ Постап и Гаварали, вытянутых вдоль р. Аму-дарьи по ее правому берегу.

Орошение Сурхан-ширабадского района не может быть осуществлено полностью путем использования вегетационных вод рек Сурхан-дарьи и Ширабад-дарьи и их притоков, в виду недостаточности этих вод. Поэтому нами проектируется частичная переброска воды из бассейна р. Кафирниган в р. Сурхан для подпитывания ее и, кроме того, устройство водохранилища в Сурханской долине для сбора и использования зимних вод бассейна р. Сурхан. Два эти мероприятия позволят не только оросить весь Сурхан-ширабадский массив, но и использовать часть воды для орошения правобережных аму-дарьинских земель, составляющих Чаршангинский район, Керкинского округа. Однако, последние земли требуют дополнительного обследования в смысле пригодности их в почвенном отношении, так как в настоящее время материалов для решения этого вопроса не имеется.

Так как все реки, составляющие Аму-дарью, являются горными реками, то им присущи большие уклоны, позволяющие легко выводить каналы для орошения расположенных здесь земельных массивов, а также дающие возможность получения большого количества гидро-электроэнергии. Оба эти обстоятельства, а также хорошее качество почв и мягкость климата, позволяющая культивировать здесь египетские сорта хлопчатника, а, возможно, и другие ценные субтропические растения, заставляет признать земли верхнего течения Аму-дарьи подлежащими полному использованию в первую очередь.

Следующее затем среднее течение Аму-дарьи характеризуется тем, что пригодные для орошения земли вытянуты здесь узкой полосой вдоль реки. Эта полоса пригодных земель не превышает по своей ширине нескольких километров и окаймлена с обеих сторон песчаными пустынями Кара-кумы и Кызыл-кумы.

Всего по среднему течению можно оросить лишь 195.000 гектаров. Орошение этих двух узких береговых полос намечается нами при помощи небольших каналов, идущих параллельно самой реке. Таких каналов намечается 8: по левому берегу—Бассага-керкинский, Пальвартский, Эрсаринский и Денауский, и по правому—Пулизинданский, Бурдалыкский, Наразымский и Фарабский. Возможно, что при детальном изучении среднего течения возможно будет количество каналов несколько уменьшить, соответственно увеличивая привязанные к ним площади орошения.

Характерной особенностью среднего течения является отсутствие закрепленных точек на берегах реки, которые можно было бы использовать для заложения голов каналов. Результатом этого должна являться некоторая их неустойчивость, а, следовательно, и большие эксплуатационные расходы по поддержанию в исправности.

Близко к Аму-дарье, в пределах ее среднего течения, расположены 2 массива земель, подлежащих орошению из Аму-дарьи. Это—по левому берегу песчано-глинистая равнина, лежащая внутри Кара-кумской пустыни, и по правому—Кара-кульский оазис. Возможная к орошению площадь обоих массивов достигает, примерно, 100.000 гектаров. Орошение песчано-глинистой равнины возможно при помощи отвода из Бассага-керкинского канала, а Кара-кульского оазиса—отводом из Бурдалыкского канала.

Пригодные для орошения земли среднего течения заканчиваются у Ильджика. Далее, до Питняка, река течет среди бесплодных берегов, лишь кое-где имея небольшие площади прибрежных тугайных земель. Среди этих земель можно набрать всего лишь несколько тысяч гектаров земель, пригодных для орошения машинным способом.

От Питняка начинается нижнее течение Аму-Дарьи, которое можно разделить на 2 части—древнюю дельту и современную дельту реки.

Все земли нижнего течения представляют собой один в достаточной степени компактный массив. Площадь этого массива составляет две трети всех аму-дарьинских земель, пригодных для орошения, и поэтому заслуживает большого внимания, тем более, что всю ее надо считать лежащей в хлопковой зоне.

Все нижнее течение мы разбиваем на 6 ирригационных систем: Южно-хорезмскую, Шураханскую, Куня-дарьинскую, Кунград-ходжейлийскую, Ишан-джекинскую и Чимбайскую.

Представляется возможным разбить все эти системы на два ирригационных узла, пользуясь закрепленными точками на берегах реки, а именно, верхний узел в Таш-саке с системами Южно-хорезмской и Шураханской; нижний узел в Тахия-таше с системами Куня-дарьинской, Кунград-ходжейлийской, Ишан-джекинской и Чимбайской.

Оба узла должны быть закреплены плотинами на реке, дающими возможность точного регулирования поступления воды в большие каналы, питающие целые системы.

Таш-сакинский узел состоит из двух каналов: левобережного, дающего питание всей Южно-хорезмской системе при помощи пяти ветвей, на которые он разделяется и под три из которых будут использованы существующие каналы—Газават, Шахават и Клыч-нияз-бай, и правобе-

режного, орошающего шураханские земли при помощи двух ветвей: ветви прибрежного орошения и ветви для земель древнего орошения.



Тахия-ташский узел будет объединять головы четырех каналов. Три канала пойдут влево, два из них будут являться магистральными каналами для орошения куня-дарьинских земель и третий даст воду для Кунград-ходжейлийского района. Четвертый канал будет правобережным и разделится на две ветви, из коих одна будет питать Ишан-джекинскую систему и другая—Чимбайскую.

Безусловно пригодных для орошения земель в нижнем течении (действительного орошения) набирается 1.256.000 гект. Если же сюда прибавить и земли, подлежащие орошению по второму варианту, то вся орошаемая площадь может быть здесь доведена до $1.256.000 + 998.000 = 2.254.000$ га.

Для получения этой возможности необходимо осушить площади, занятые в настоящее время болотами и разливами, и понизить горизонт грунтовых вод. Это может быть достигнуто путем понижения уровня Аральского моря. Для этой цели нужно будет часть расходов Аму-дарьи сбросить вместо Аральского моря в Сарыкамышскую впадину, каковой сброс осуществляется путем устройства прокопа от Тахия-ташского узла в старое русло Куня-дарьи. В этом случае в Тахия-ташском узле, между головами каналов южного Куня-дарьинского и северного Куня-дарьинского будет заложена голова Сарыкамышского сброса. Снижение уровня Аральского моря на 7,5 метр., достаточную для наших целей величину, возможно достичь в течение 15 лет, исходя из той пропускной способности, которую в настоящее время имеет Куня-дарьинское русло.

В случае же предпочтения первого варианта, т.е. орошения помимо прибрежных земель, не требующих дополнительных мероприятий, земель отдаленных, лежащих в низовьях Мургаба и Теджена, требуется проведение канала на эти земли. Возможная площадь действительного орошения равняется здесь, по имеющимся данным, 964.000 га,

т.-е. покрывает, вместе с прибрежными землями, всю оросительную способность Аму-дарьи без регулирования стока при помощи водохранилищ.

Для орошения этих земель потребуется проведение канала, голова которого должна быть заложена на Аму-Дарье. Наиболее подходящим местом для головы нам представляется район Кызыл-аяка. В виду надобности изъятия здесь большого количества воды, около 1.000 мтр. в секунду, необходимо будет закрепление русла в этом месте путем перестройки барража. Отсюда канал пройдет руслом Келифского узбоя и даст возможность оросить все те низовые земли по Мургабу, на которые не останется воды собственно мургабской, и земли по Теджену, лежащие ниже станции Кара-бент.

Таковой представляется схема использования земельно-водных ресурсов Аму-дарьинского бассейна.

Поскольку все прибрежные земли, не требующие дополнительных мелиораций, являются безусловно подлежащими орошению и поскольку вегетационные расходы реки вполне обеспечивают орошение этих земель, то нам представляется необходимым всемерно форсировать проведение всех потребных изысканий для полного изучения этих земель и разработку затем порайонных проектов их орошения.

Это даст возможность в недалеком будущем развернуть на Аму-дарье широким фронтом ирригационное строительство. Весьма благоприятным для этого фактором является начавшаяся постройка Чарджуй-хивинской железной дороги.

Нельзя забывать того обстоятельства, что Аму-дарья, могущая дать 60.000.000 пудов хлопкового волокна в год, т.-е. количество его, превышающее потребности текущей пятилетки, не может не играть доминирующей роли в деле освобождения Союза от импорта хлопка. Поэтому, чем скорее будет обращено достаточное внимание на использование этой реки, тем скорее мы встанем на свои собственные ноги в отношении сырья для нашей текстильной промышленности.

Доведение же Чарджуй-хивинской железной дороги до Александра-гая сделает район нижнего течения Аму-дарьи самым близким к центру хлопковым районом нашего Союза, могущим дать до 35 миллионов пудов хлопкового волокна в год (см. табл. на сл. стр.).

* * *

В е д о м о с т ь

использования земельно-водных ресурсов р. Аму-дарыи без регулирования стока.

Р а й о н ы	Площади действительного орошения (нетто) в гектарах, включая и земли с существующим орошением	Стоимость 1 гект., включая ирриг. освоение	Общая стоимость в рублях	Примечание
А. Прибрежные земли, безусловно годные к орошению, и часть из отдаленных земель				
Верхнее течение				
Сурхан-ширабадский	310.050	402	124.505.000	В 1926-27 г. было орошено 108.000 га
Нижне-кафирниган.	74.760	462	34.566.000	
Верхне-кафирниган.	52.383	252	13.104.000	
Вахшский с остр. Арал.	138.602	438	60.600.000	
Пяндж-кулябский	89.441	298	26.594.000	
Всего по верхн. течен.	665.236		259.369.000	
Среднее течение				
а) Левый берег				
Керкинский	36.810	360	13.252.000	В 1926-27 г. было орошено 89 га
Эрсаринский	54.262	261	14.162.000	
Чарджуйский	37.387	244	9.122.000	
Кабаклинский	1.730	300	519.000	
Дарганатинский	5.900	300	1.770.000	
Всего по лев. берегу	136.089		38.825.000	
б) Правый берег				
Чаршангинский	4.620	259	1.197.000	В 1926-27 г. было орошено 89 га
Ходжамбасский	27.790	289	8.031.000	
Бурдалыкский	9.520	259	2.466.000	
Нарзымский	2.570	259	666.000	
Фарабский	13.800	259	3.574.000	
Эльджикинский	1.110	300	333.000	
Всего по прав. берегу	59.410		16.267.000	
Итого по средн. течению прибрежн. земель	195.499		55.092.000	
Нижнее течение				
Шураханский	140.000	472	66.080.000	В 1926-27 г. было орошено 243.000 га
Южно-хорезмский	417.000	433	180.561.000	
Куня-дарьинский	297.600	463	137.789.000	
Кунград-ходжейл.	142.000	451	64.042.000	
Ишан-джекинский	73.000	475	34.675.000	
Чимбайский	186.700	494	92.230.000	
Всего по нижнему течению	1.256.300		575.377.000	

Продолжение.

Р а й о н ы	Площади действительного орошения (нетто) в гектарах, включая и земли с существующим орошением	Стоимость 1 гект., включая ирриг. освоение	Общая стоимость в рублях	Примечание
Земли отдаленные				
Кара-кульский оазис .	41.000	377 ¹⁾	15.457.000	¹ Из них стоимость маг. канала 177 р. на гектар
Кара-кумский канал				
а) Песчано-глинистая равнина в юго-востоки. Кара-кумах	60.000	400	24.000.000	
Итого по А	2.218.035		929.295.000	
Б. Земли, могущие быть орошенными при дополнительных затратах				
1-й вариант—земли отдаленные				
Кара-кумский канал				
б) Машинное или самотечное орошение в Мервском оазисе в зависимости от варианта трассы	27.000	—	—	² Стоимость 1 гектара складывается из: 250 р. ирр. сеть 92 » ирр. осв. 150 » стоим. канала 50 » стоим. Кызыл-аякск. барража
в) Мургабские низовые земли	235.000	—	—	
г) Тедженский оазис .	242.000	—	—	
Дополнительная площадь по Кара-кумскому каналу в Тедженском оазисе	460.000	—	—	
Итого по Б	964.000	542 ²	522.488.000	542 р.
2-й вариант—земли нижнего течения				
Нижнее течение				
Шураханский	36.265	522	18.930.000	В стоимость включено 50 р. на гектар на тяжелую мелиорацию
Южно-хорезмский . . .	83.000	483	40.089.000	
Куны-дарьинский . . .	444.846	513	228.206.000	
Кунград-ходж.	197.316	501	98.855.000	
Ишан-джекинский . . .	143.269	525	75.216.000	
Чимбайский	93.525	544	50.878.000	
Итого	998.221		512.174.000	
Итого по 1-му варианту	3.182.035		1.451.783.000	Кругло 1.452.000.000 р.
Итого по 2-му варианту	3.216.256		1.441.469.000	Кругло 1.442.000.000 р.

Инж. Б. А. Пышкин.

Водное хозяйство Закавказья.

(Краткий очерк).

1. Введение.

Отсутствие в печати полного и в то же время сжатого описания современного водного хозяйства Закавказья, которое давало бы возможность читателю быстро ознакомиться со всем комплексом вопросов водного хозяйства, наряду с весьма обширным материалом, разбросанным в громадном числе литературных источников, побудило нас написать настоящий краткий очерк, который, надемся, будет небесполезным, особенно для лиц, впервые сталкивающихся с работой по водному хозяйству ЗСФСР.

2. Местоположение и границы.

Закавказская Социалистическая Федеративная Советская Республика (или Закавказье) расположена на Кавказском перешейке между 40° и 50° восточной долготы (от Гринвича) и между 43° и 39° северной широты. С севера республика граничит с РСФСР, с юга—с Турцией и Персией, с востока омывается Каспийским морем, и с запада—Черным.

3. Административное деление.

В административном отношении Закавказье делится на три республики: Азербайджан, Грузия и Армения. В состав Азербайджана входят: Нахичеванская автономная республика и Автономная область Нагорного Карабаха. В состав Грузии входят Абхазская и Аджаристанская автономные республики и Автономная область Юго-Осетии. Административным центром Закавказья является г. Тифлис, Азербайджана—г. Баку, Грузии—г. Тифлис, Армении—г. Эривань.

4. Население.

По данным всесоюзной переписи населения 1926 г., население Закавказья составляет около 6.000.000 чел. При общей площади ЗСФСР, равной приблизительно 187.000 кв. км., плотность населения составляет 32 человека на кв. км..

По национальному признаку население делится следующим образом:

Грузины—31%	Русские—6%
Тюрки —29%	Прочие —11%
Армяне —23%	

Всего в Закавказье свыше 30 национальностей.

Городское население Закавказья составляет, примерно, 24% всего населения.

5. Рельеф.

До 60% всей территории Закавказья покрыто горами и плоскогориями. Через весь Кавказский перешеек от Каспийского моря до Черного протянулся главный кавказский хребет, с отдельными вершинами высотой до 5.500 мт. над уровнем моря. К югу и юго-западу от главного кавказского хребта до

южных границ Закавказья простирается система гор Малого Кавказа. В большей своей части горы сложены из гнейсов, гранитов и примыкающих к ним древних кристаллических сланцев. Сейсмические явления обычны для Закавказья. Уже в двадцатом столетии можно фиксировать ряд землетрясений интенсивностью от 4 до 10 баллов по шкалам Росси-Фореля. Вулканическая деятельность гор Закавказья относится к самым древним геологическим эпохам, однако, слабые проявления ее обнаруживаются местами и доныне (грязевые вулканы, выделения сернистых газов, горячие источники). Горы Закавказья богаты полезными ископаемыми (медь, железо, свинец, цинк, марганец, нефть).

Меньшая половина территории республики (40%) занята низменностями Прикаспийской и Черноморской. Прикаспийская низменность образована песчаными и глинистыми (богатыми солями) наносами рек Куры и Аракса. Упомянутая низменность представляет собой почти идеальную равнину. Высота ее над уровнем моря 50—75 м. Течением рек Куры и Аракса Прикаспийская низменность делится на три части: Ширванскую степь—к северу от Куры; Мильскую степь—между Курой и Араксом, и Муганскую степь—на юг от Аракса.

Черноморская, или Колхидская низменность, расположена по долинам рек Риона и Квирилы и по берегу Черного моря от г. Сухума до г. Батума. Большая часть упомянутой низменности покрыта болотами и нуждается в осушении.

6. Климат. Восточное и Южное Закавказье имеют сухой континентальный климат с весьма малым количеством осадков (150—300 мм.), продолжительными летними засухами, резкими годовыми и суточными колебаниями температуры, большим испарением и сильными жгучими и пыльными ветрами. Западное Закавказье имеет влажный субтропический климат, напоминающий климат южной Японии и южного Китая, характеризующийся мягкой зимой и жарким летом и весьма большим количеством осадков (1.200—2.500 мм.). Вообще же следует отметить, что климат Закавказья отличается удивительным разнообразием в зависимости от положения места, рельефа, высоты над уровнем моря и пр.

Ниже в таблице 1 приводятся элементы, характеризующие климат Закавказья в характерных пунктах его.

Таблица 1.

№№	Широта	Долгота	Высота м.	Метеорологические станции	Число лет наблюдений	Средн. температур.			Средн. кол. осадков	
						Январь	Авг.	Год	Вегет. пер.	Год
1	43° 00'	41° 01'	5	Сухум	31	5,7	23,8	14,6	630	1.276
2	41 40	41 38	3	Батум	9	6,1	23,8	14,7	1.192	2.511
3	42 30	44 27	2.380	Крестовая	7	-11,6	11,6	-0,2	771	1.693
4	41 43	44 48	404	Тифлис	46	0,2	24,3	12,7	419	639
5	40 22	49 50	2	Баку	37	3,4	26,1	14,4	69	228
6	40 10	44 30	994	Эривань	18	-6,4	25,0	11,4	159	318

Примечание: Долготы метеорологических станций от Гринвича.

7. Почвы. В полном соответствии с климатом находятся и почвы Закавказья. Почвы низменностей Восточного Закавказья представляют собой желтоземы или лесс, белоземы, пески и солончаки, короче, аэральные почвы, характерные для жарких стран с небольшим количеством осадков. В Западном Закавказье распространены латеритовые, или красноземные почвы, характерные для тропического и субтропического климатов. Климатические условия Закавказья меняются с повышением местности, а вместе с ними и почвенные зоны сменяются в вертикальном направлении, следуя одна за другой иногда через один километр подъема. На границе с аэральными почвами лежат каштановые, переходящие в чернозем; за черноземом следуют лесные почвы, которые переходят в торфяные и еще выше в тундровые почвы.

Почвы Закавказья при искусственном орошении склонны к засолению. Недоучет этого момента при проектировании новых ирригационных систем губельно отзовется в будущем на судьбе полей орошения.

8. Растительность. Растительность Закавказья не менее разнообразна, чем его рельеф, почвы и климатические условия. В районах с субтропическим климатом произрастают лиственные леса (дуб, бук, граб и др.), густо увитые лианами, с вечно-зеленым подлеском (лавр, рододендр, самшит и др.). Склоны гор покрыты лесами лиственными и хвойными (сосна, ель, пихта и др.). Выше хвойных лесов высокогорные альпийские луга. Степи Восточного и частью Южного Закавказья, по характеру полупустынной солончаковой и полынной растительности, тождественны с Арало-каспийской низменностью.

9. Краткая история ирригации Закавказья. Остатки древних ирригационных систем и гидротехнических сооружений свидетельствуют о том, что туземное орошение существует здесь с незапамятных времен. Искусственное орошение было всегда одним из важнейших жизненных вопросов страны, вот почему в древние времена (IV век по р. х.) сами цари ведали непосредственно всеми вопросами водопользования и орошения. Особенного расцвета водное хозяйство Закавказья достигло в период с X по XV век. Позже междоусобные войны и нашествие персов подорвали благосостояние страны. После присоединения Закавказья к России в начале XIX столетия управление водным хозяйством было передано в распоряжение уездных начальников и приставов, которые вконец запутали и дезорганизовали его. В половине XIX столетия правительство России начинает делать попытки орошения новых земель и упорядочения водопользования на землях существующего орошения. Возбуждается вопрос об издании водного закона; приглашаются для составления проектов нового орошения английские инженеры Белли и Габба. К этому времени относится орошение 12.000 гект. Караязской степи и 10.000 гект. Араздзянской степи. Водный закон был издан только в 1890 г. В этом году заведывание водным делом было возложено на инспекцию вод на Кавказе, состоящую из инспектора вод и 5 (позже 10) инженеров-гидравликов. Деятельность инспекции вод вначале ограничивалась надзором за действиями должностных лиц выборной водной администрации и участием в присутствии по определению прав водопользования. Позже инспекция вод получила производственные функции. До 1916 г. инспекцией вод орошено около 40.000 гект. Муганской степи. В период войны и революции все инженерные оросительные системы пришли в полную негодность: искусственные сооружения развалились, каналы заилились, орошаемые площади заболотились и поросли камышом. С 1917 г. по 1920 г. водным хозяйством Азербайджана ведала водная инспекция; в Грузии существовало тогда Управление водного

хозяйства и, наконец, в Армении для тех же целей был Водный отдел при Управлении земледелия. После советизации республик в 1921 г. были учреждены водные управления при НКЗ республик, и, наконец, в 1923 г. было создано Управление водного хозяйства Закавказья (Закводхоз), на обязанности которого и было возложено руководство работами республиканских управлений водного хозяйства Азербайджана, Грузии и Армении. На долю Закводхоза выпала тяжелая задача восстановления водного хозяйства Закавказья, развалившегося за время войны и революции.

10. Земельный фонд. Общая площадь ЗСФСР составляет кругло 187.000 кв. км. Из этой площади, как указывалось выше, 60%, т.-е. 112.000 кв. км., занято горами и 40%, т.-е. 75.000 кв. км. представляют собой низменности.

Часть этой последней площади занята лесами и неудобиями. Считают, что годные для сельско-хозяйственной культуры земли Закавказья составляют всего 30% от его общей площади, т.-е. около 5.600.000 гект.; посевная площадь составляет ныне около 2.200.000 гект., т.-е. 40% всей культурной площади, и поливная—около 800.000 гект., или треть посевной площади.

11. Водные ресурсы. Горными хребтами Закавказья делится на два неравных бассейна—Каспийский, занимающий площадь 157.000 кв. км., и Черноморский с площадью 30.000 кв. км. Главнейшими реками Каспийского бассейна являются Кура и Аракс. Река Кура принимает в себя до 50 притоков, из которых наиболее важны Б. Лиахва, М. Лиахва, Ксан, Арагва, Храм и Алазань с Иорой. Максимальный расход Куры 2.000 м.³/с., минимальный—90 м.³/с. Из притоков р. Аракс наиболее значительны Западный Арпачай, Аваран, Занга и Восточный Арпачай. Максимальный расход р. Аракс—1.000 м.³/с. и минимальный—40 м.³/с. Важнейшие реки Черноморского бассейна—Рион с притоками Цхенис-Цхали и Квирила, Бзыбь, Кодор, Ингур, Хопи и Супса. Максимальный расход р. Рион 1.000 м.³/с., и минимальный—20 м.³/с. Все реки Закавказья преимущественно снегового питания. Паводки проходят обычно весной. В верхнем своем течении реки имеют колоссальные уклоны и несут громадное количество крупных наносов. Наносы истираются в среднем течении рек и отлагаются в низовьях. Отложение наносов происходит настолько интенсивно, что русло реки сплошь и рядом поднимается выше окружающей местности, делая совершенно необходимым обвалование берегов, как единственное действительное средство ограждения культурных площадей от наводнений. Так, левый берег реки Куры в нижнем течении обвалован на длине почти в 1.000 км.

Характерной особенностью рек Закавказья являются грязевые потоки («сели»), внезапно наступающие и стремительно проносящиеся по долинам рек при выпадении в горах обильных дождей. Глубина грязевого потока достигает иногда до 3 м. Поток увлекает за собой громадные камни. Прохождение селей всегда сопряжено с потерей культурных земель, а нередко и с человеческими жертвами. Борьба с селями ведется путем регулирования русел рек и облесения водосборных бассейнов.

Начало систематическому изучению режима рек Закавказья было положено в 1910 г. с организацией Гидрометрической части при б. инспекции вод на Кавказе. Однако, за время 1910—1918 г.г. произведено в общем незначительное количество измерений расходов воды в реках. Период 1918—1923 г.г. является периодом упадка гидрометрических работ, и только с учреждением Закводхоза гидрометрические работы стали постепенно восстанавливаться. В настоящее время имеется до 200 водомерных постов, на которых в год производится до 800 определений рас-

ходов. Чрезвычайная изменчивость русел рек Закавказья и скудность гидрометрического материала не дают возможности сделать сколь-нибудь удовлетворительных выводов о режиме рек Закавказья.

Там и сям по Закавказью разбросан ряд горных озер, из которых наибольшим является оз. Севан или Гокча. Площадь озера 1.400 кв. км. Озеро расположено на высоте почти 2.000 м. над уровнем моря и является «самым большим из высокогорных и самым высоким из больших озер» земного шара.

В довоенное время уже имелся ряд небольших гидроустановок, например, в г. Сухуме—городская станция мощностью в 600 л. с.; в г. Эривани—станция мощностью в 400 л. с.; в г. Артвине (Батумский округ) на Хопских медных рудниках—станция мощностью в 625 л. с.; в м. Аллаверды, Тифлисской губ., на медном заводе Кавказского металлургического общества—установка из трех турбин общей мощностью 6.500 л. с. Уже тогда составлялись проекты новых гидростанций, например, на р. Рион у г. Кутаиса, мощностью в 32.000 л. с. и др.; однако, империалистическая война и затем гражданская приостановили новое гидроэлектрическое строительство до 1922 г. В этом году было приступлено к сооружению Земо-авчальской гидростанции на р. Куре, в 12 км. от г. Тифлиса, мощностью 36.000 л. с., а в 1923 году была начата постройкой станция на р. Занге, близ г. Эривани, мощностью 5.600 л. с. Ныне и та, и другая гидростанции, закончены постройкой в своей первой очереди, т.-е. на половинную мощность. Целый ряд гидроустановок в настоящее время находится в процессе строительства. Ниже в таблице 2 приводятся цифры, характеризующие эти строящиеся гидростанции.

Таблица 2.

№№	Наименование гидро- станций	Река	Город	Мощность л. с.
1	Рионская	Рион	Кутаис	60.000
2	Дзогагетская	Каменка		30.000
3	Ленинаканская	Ширакск. кан.	Ленинакан	7.500
4	Иджеванская	Актафа	Иджевань	1.000
5	Абашская	Абаш	Сенаки	1.630
6	Адjarис-цхальская	Адjarис-цхали	Батум	3.400
				103.530

Общее количество запаса белого угля в Закавказье измеряется миллионами лошадиных сил.

Примитивные самотечные оросительные системы туземного типа орошают в настоящее время около 90% всей действительно поливаемой площади Закавказья. Туземным системам Закавказья присущи все недостатки, свойственные вообще ирригационным системам туземного типа. Вода разбирается из рек большим количеством небольших магистральных каналов, с расходом в большинстве случаев 0,5—1,0 м.³/с. Эти магистральные каналы обычно имеют параллельные, косогорные и длинные (до 50 км.)

13. Существующее орошение.

холостые части. Сооружения, как правило, отсутствуют. Головы канала укрепляются шпорами из каменно-хворостяной кладки, по несколько раз в год разрушаемыми и вновь восстанавливаемыми. Наряду спостоянно действующими каналами большим распространением в Закавказье пользуются так называемые «селябные каналы», т.-е. каналы, действующие только во время паводков.

Сравнительно незначительные площади земли орошаются кяризами, водокачками и самотечными инженерными системами.

Кяризы представляют собой примитивные подземные галереи, проведенные по склонам предгорий и собирающие для орошения грунтовые воды. Распространены они, главным образом, в предгорьях Малого Кавказа и позаимствованы, видимо, из соседней Персии. До войны кяризами орошалось до 60.000 га. За время войны и революции площади орошения под кяризами значительно снизились. В настоящее время кяризами орошается, примерно, половина довоенной площади.

Механическое орошение в Закавказье имеет место, главным образом, в низовьях реки Куры. Подъем воды осуществляется деревянными водоподъемными колесами с конным приводом («чархи») и центробежными насосами, приводимыми в действие нефтяными двигателями. Площадь механического орошения Закавказья составляет около 35.000 га.

Инженерные ирригационные системы Закавказья невелики по размерам орошаемой площади и немногочисленны. Ниже в таблице 3 приводится список существующих инженерных систем с указанием принадлежности системы республике, источника орошения и площадей орошения.

Таблица 3.

№№	Наименование системы	Источник орошения	Республика	Площадь орошен. 1928/29 г. в га	
				Общ.	Хлопк.
1	Муганские (3 с.)	Р. Аракс	Азербайджан	42.300	32.000
2	Карасакхальская	» Кура		2.162	625
3	Караязская . .	» »	Азерб. и Груз.	12.800	2.700
4	Машвельская . .	» Рион	Грузия	10.200	—
5	Араздаинская .	» Аракс	Армения	2.332	564
6	Ширакская . . .	» З. Арпач.		3.926	—
7	Айгер-гель . . .	Оз. Айгер-гель		2.400	1.200
				76.120	37.089

Самой старой инженерной системой является Караязская, построенная за время с 1865 г. по 1867 г. по проекту и под руководством известных английских инженеров Белли и Габба. Система состоит из двух отделений. Первое отделение с площадью орошения около 10.000 га расположено на территории Грузии, и второе отделение с площадью орошения около 5.000 га—на территории Азербайджана.

Магистральный канал имеет каменный головной регулятор на р. Куре. Максимальная пропускная способность магистрального канала 15 м.³/с. Уклон 0,00033. Максимальная ширина по дну 10 мт. Максимальная глубина воды в магистральном канале 2 мт. Распределители, име-

ющие довольно значительный уклон 0,003, оборудованы каменными головными регуляторами и деревянными перепадами. Расход распределителей колеблется в пределах 0,4—1,2 м.³/с. Система оборудована водосборной сетью.

Общая площадь действительно орошаемых в Закавказье земель составляет ныне около 800.000 га, что несколько больше довоенной орошаемой площади.

Главными поливными культурами являются зерновые (пшеница, ячмень, овес и др., занимающие 80% всей поливной площади) и хлопок (до 18%). Сады, огороды, бахчи и такие технические культуры, как табак, клещевина, кенаф и кунжут, занимают незначительную площадь. Распространенными способами полива являются затопление, напуск и реже полив по бороздам. Сроки поливов, число и нормы колеблются в широких пределах в зависимости от климатических и почвенных условий, рельефа района и поливных культур. Коэффициент использования воды низок (по весьма приблизительным данным 15%—50%), благодаря несовершенству туземных систем и техники полива. Туземной единицей измерения расхода воды является «баш». Один баш равняется, примерно, расходу в 25 литр./сек. В новейших проектах орошения новых земель гидромодуль принят в пределах 0,70—0,80 литр./сек. гект.

Отсутствие водосборной и сбросной сетей в громадном большинстве ирригационных систем Закавказья является причиной размывов проезжих дорог, засоления почв и заболачивания полей орошения. Таким образом, искусственно создаются очаги малярии, от которой весьма сильно страдает местное население. Отсутствие искусственных сооружений на ирригационных каналах дает широкие возможности для хищения воды отдельными лицами и создает целый ряд недоразумений, доходящих до кровопролития между верховыми (сидящими в верхнем течении источника орошения) и низовыми водопользователями.

Результаты всех перечисленных зол усугубляются еще благодаря аграрному перенаселению Закавказья, которое становится совершенно очевидным при сопоставлении численности населения, занимающегося сельским хозяйством (4.500.000 человек) и посевной площади (2.200.000 гект.). Аграрное перенаселение Закавказья настолько велико, что, по выражению одного из участников Первого Закавказского совещания по вопросам водного хозяйства в 1928 г., сплошь и рядом «для вспашки своего участка крестьянин по веревке должен спускаться по склону горы и лопатой ковырять там для того, чтобы всадить несколько семян кукурузы».

Основными задачами водного хозяйства, согласно установки Первого Закавказского совещания по вопросам водного хозяйства, созванного в 1928 г. и состоявшего, кроме представителей Закводхоза, из представителей республиканских водхозов и др. заинтересованных ведомств, являются следующие:

14. Перспективы ирригации.

1. Максимальное расширение поливной площади вообще и под ценные технические культуры (хлопок) в частности.
2. Изжитие аграрного перенаселения.
3. Достижение и сохранение устойчивости сельского хозяйства.
4. Борьба с паводками и селями.

В полном соответствии с этими основными задачами составлен и план работ по водному хозяйству на ближайшее пятилетие. Ниже в таблице 4 приводятся кредиты, испрашиваемые Закводхозом для осуществления всех работ, намеченных пятилетним планом. В таблице 5 сведены ассигнования за пятилетие по источникам финансирования. В таб-

лице 6 приведены приросты действительно орошаемых площадей от всех видов работ за пятилетие. В таблице 7 приводятся для сравнения величины орошаемых площадей за 1927/28 г. и за последний год пятилетки—1932/33.

Таблица 4.

Испрашиваемые кредиты в тыс. руб.	Наименование работ				
	Азербайджан	Грузия	Армения	Межнац. работы	Всего по ЗСФСР
Крупное строительство	110.937	66.686	38.396	20.475	236.494
Мелкое строительство	4.975	4.957	2.023	—	11.955
Изыскания, исследования, проектировка и проч.	7.746	6.172	4.598	30.590	49.106
Эксплуатация	25.465	4.787	4.849	580	35.681
Итого	149.123	82.602	49.866	51.645	333.236

Таблица 5.

Республики	Ассигнования за пятилетие по источн. финанс. в тыс. руб.			
	Госбюдж.	Средн. насел.	Водный сбор	Итого
Азербайджан	121.638	17.630	9.855	149.123
Грузия	77.591	3.361	1.646	82.602
Армения	44.590	3.436	1.840	49.866
Межнац. раб.	50.146	1.260	239	51.645
Всего	293.965	25.691	13.580	333.236

Таблица 6.

Прирост действ. орошаем. площадей в гект.	Азербайджан		Грузия		Армения		Всего	
	Общ.	Хлопк.	Общ.	Хлопк.	Общ.	Хлопк.	Общ.	Хлопк.
1. Крупное строительство	177.700	103.700	198.900	22.700	62.200	27.500	38.800	153.900
2. Мелкое строительство	12.700	6.600	22.500	100	12.100	2.000	47.300	8.700
3. Эксплуатация (с вытеснением культур)	51.800	38.700	11.500	5.000	700	5.300	64.000	49.000
Итого	242.200	149.000	232.900	27.800	75.000	34.800	550.100	211.600

Таблица 8.

Республики и объекты	Прирост действ. орош. площадей в гект.		Ассигнование за пятилетие в тыс. руб.	Примечание
	Общ.	Хлоп.		
I. Азербайджан				
1. Гяур-Арх	32.900	16.000	11.550	№№ работ соответствуют таковым схематической карты Водного хозяйства Закавказья.
2. Мугань	36.000	23.300	12.660	
3. Акуша	10.000	6.000	6.180	
4. Лембораиь	12.000	7.200	6.600	
5. Кара-Сахкал	3.600	2.300	1.036	
6. Арпа-Чай	5.000	2.500	2.500	
7. Караязы	5.400	2.800	См. межнац. раб.	
8. Водоначки	47.200	31.200	26.001	
9. Эльдар	9.700	3.900	См. межнац. раб.	
10. Кара-Чала	5.900	2.500	5.300	
11. Евлах	10.000	6.000	5.400	
12. Осуш. Евлахских болот .	—	—	2.200	
13. Тертер	—	—	10.000	
Обеспеч. пит. Муг. Мильск. степей	—	—	17.500	
Итого	177.700	103.700	110.937	
II. Грузия.				
1. Колхида	36.500	—	24.000	№№ работ соответствуют таковым схематической карты Водного хозяйства Закавказья.
2. Самгори	20.000	3.800	15.650	
3. Алазань	44.000	7.000	7.065	
4. Ширази	57.000	—	2.500	
5. Эльдар	5.000	2.500	См. межнац. раб.	
6. Доглаурис-Вели	5.000	—	3.500	
7. Борчало	5.600	6.300	5.380	
8. Тирипонис-Вели	13.800	—	3.731	
9. Совмашвелли	12.000	—	4.860	
10. Караязы	—	3.100	См. межнац. раб.	
Итого	198.900	22.700	66.686	
III. Армения				
1. М. Сардарабад	14.200	7.100	3.450	№№ работ соответствуют таковым схематической карты Водного хозяйства Закавказья.
2. Айгер-Гель	4.300	2.000	925	
3. Кыры	34.000	13.500	22.840	
4. Араздаан	4.000	2.000	3.750	
5. Зангибассар	4.000	2.000	5.140	
6. Т. Сардарабад	—	—	2.000	
7. Водоканьки	1.700	900	291	
Итого	62.200	27.500	38.396	
IV. Межнац. раб.				
1. Караязы	—	—	6.640	№№ работ соответствуют таковым схематической карты Водного хозяйства Закавказья.
2. Эльдар	—	—	6.985	
3. Акстафа-Дзегам	—	—	6.850	
Итого	—	—	20.475	
Всего	438.800	153.900	236.494	

Таблица 7.

Республика	Действительно орошаемые площади в га		1927/28 г.		1932/33 г.	
			Общей	Хлопк.	Общей	Хлопк.
Азербайджан			535.200	111.100	776.700	248.100
Грузия			133.400	6.200	365.200	33.900
Армения			109.600	14.300	184.600	47.600
Итого			778.200	131.600	1.326.500	329.600

И, наконец, таблицей 8 характеризуется крупное ирригационное строительство в Закавказье за пятилетие 1928/29—1932/33 г.г. Из сопоставления вышеприведенных таблиц следует, что всего за пятилетие на работы по водному хозяйству ЗСФСР предположено затратить свыше 300.000.000 руб. В результате этих затрат получается прирост действительно орошаемых площадей 550.000 гект., из них 212.000 гект. хлопковых (см. табл. 8).

15. Заключение. Работы текущего пятилетия далеко, конечно, не исчерпывают всех ирригационных возможностей Закавказья. Громадные массивы нуждающихся в мелиорации земель (до 3.000.000 гект.) ждут своей очереди.

Литература.

(В хронологическом порядке).

1. Н. А. Петров. Оросительные средства и хлопководство в Закавказском крае. Тифлис, 1912 г.
2. И. В. Фигуровский. Опыт исследования климатов Кавказа. С.-Петербург, 1912 г.
3. А. М. Эссен. Гидрография Закавказья. Тифлис, 1913 г.
4. С. П. Тромбачев. Водное хозяйство Закавказья и Крыма. «Вестн. Ирриг.» №№ 7 и 8, 1923 г.
5. А. М. Эссен. Белый уголь на Кавказе. Ленинград, 1924 г.
6. Госплан Азербайджана. Перспективный план восстановления и развития сельского хозяйства Азербайджана. Баку, 1926 г.
7. С. П. Тромбачев. Перспективы Закавказского водного хозяйства. «Вестн. Ирриг.» № 9, 1926 г.
8. А. Я. Камараули. Водное хозяйство Грузии. Тифлис, 1928 г.
9. Закводхоз. Первое Закавказское совещание по вопросам водного хозяйства; стеногр. отчет. Тифлис.
10. ЦСУ ЗСФСР. ЗСФСР в цифрах. Тифлис, 1929 г.
11. А. Ф. Ляйстер. География Закавказья. Тифлис, 1929 г.
12. Госплан СССР. Водное хозяйство. Москва, 1929 г.

Обозрение.

Высоконапорная гидроустановка Вермунт.

В настоящее время в постройке находится большая высоконапорная гидростанция Вермунт на реке Иль, представляющая большой интерес по некоторым своим характеристикам.



Рис. 1. Место постройки плотины.

Питание. Озеро Вермунт образовано водами глетчера того же названия, принадлежащего к группе Сильвретта (Швейцарские Альпы), занимающего площадь около 57 км². Средний годовой расход определяется в 3,4 мт³/сек. Озеро питает горную реку Иль (см. рис. 2). Благодаря постройке напорной плотины, образован бассейн общей емкостью до 5,4 млн. мт³.

Напорная плотина принадлежит к типу гравитационных и выполнена из бетона. Длина—400 м., наибольшая высота—50 м. Уклон внутренней грани в верхней части 20:1, а начиная от глубины 40 м.—всего 4:1. Уклон внешней грани 1:0,68. Предусмотрена водосливная часть для ограничения напора, под которым работает плотина. Отметка ребра водосливной части 1.743 м. над уровнем моря. Проектная низшая отметка поверхности воды 1.719 м. Основание плотины—качественно хороший гнейс, что было установлено специальными исследованиями. Общий объем бетонных работ по плотине около 110.000 мт³. Намечаемое время окончания—1930 г.

Напорная штольня, по которой вода направляется на гидростанцию, имеет общую длину около 2,5 км., диаметр—2,8 м., уклон 0,25‰ (рис. 3).

Трубопровод в верхней своей части имеет диаметр 1.750 мм., постепенно уменьшающийся книзу до 1.344 мм. Толщина стенок 51 мм. Трубы выполнены сваркой. В нижней части трубы крепления и закругления выполнены из стального литья, также с использованием сварки.



Рис. 2. План.

- | | |
|--|--------------------------------|
| a — начало штольни; | i — здание силовой станции; |
| b — донный спуск; | k — уравнительный бассейн; |
| c — плотина; | l — напорный трубопровод; |
| d — верхняя конечная станция подвесной дороги; | m — подъемник; |
| e — подвесная дорога; | n } — уравнительный резервуар; |
| f — угловая станция дороги; | o } |
| g — нижняя конечная станция; | r — напорная штольня. |

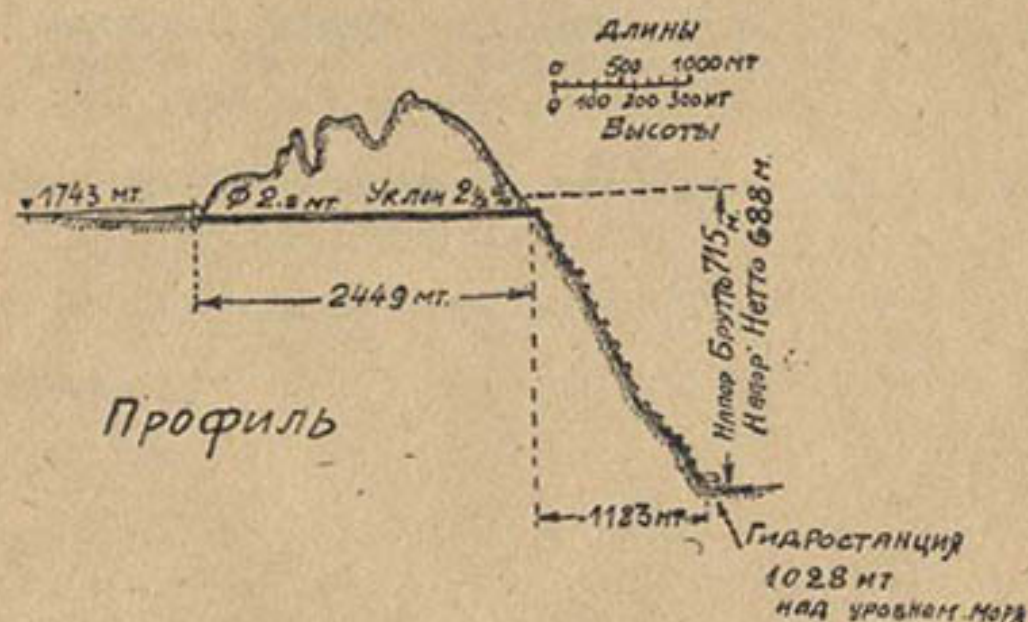


Рис. 3.

Трубопровод оперт и закреплен в 11 точках по своей длине. Расстояния между крайними по высоте равно 669,9 м. Общая длина трубопровода 1.368 м. Наибольший уклон 85%. На всех участках между фундаментами имеются расширительные патрубки. Общий вес трубопровода около 4.800 тонн.

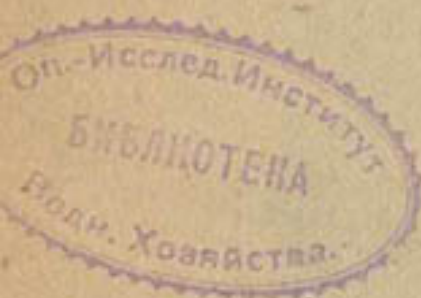
Здание гидростанции. В данное время устанавливаются 4 агрегата общей мощностью в 90.000 кв. В будущем предусмотрена ус-

тановка еще одного агрегата. Турбины системы Пельтона, с одним соплом, на горизонтальном валу. Рабочее колесо, литое из хромоникелевой стали. При 683 мт. напора нетто, расходе 4,03 мт³/сек. и 500 об/мин, каждая из турбин развивает до 31.800 л.с. Перед турбинами установлены водомеры. Регулирование осуществляется двойными автоматическими регуляторами, воздействующими на иглу сопла.

Генераторы переменного тока вместе с машинами возбуждения непосредственно соединены с турбинами. Номинальная мощность каждого из генераторов 30.000 кв., а при $C_{os} \varphi = 0,85$ и 6.000 в., общая производительность гидростанции 150 млн. квм. часов.

Транспортные устройства. Здание гидростанции соединяется с ближайшей станцией железной дороги узкоколейкой длиной 18 мт. Гидростанцию обслуживает подъемный кран грузоподъемностью 15 тн., для сообщения с головным сооружением служит канатная подвесная дорога мощностью 10 тн/час, общей длиной 4,6 км. Вдоль трубопровода имеется наклонный лифт, грузоподъемностью 15 тн., для подачи труб и материалов.

Л. Мальц.



Зам. ответственного редактора

проф. В. Д. Журин.

✓

Вестник ирригации
№ 12 1929г

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
1. С. Ф. Бунимович—Об экономической природе ирригации . . .	3
2. К. Т. Романовский—Общие соображения по механизации земляных работ в ирригации	14
3. Б. А. Мацман—О формах поверхности жидкости, вытекающей из-под шита в лоток	19
4. Е. А. Замарин—Водопроницаемость лесса	65
5. Л. У. Мальц—Новая формула Ребока для истечения через водослив с острой кромкой	71
6. И. Д. Протопопов—Лимниграф, как измеритель расхода воды .	81
7. И. Н. Костров—Об изменении конструкции железобетонных тюфяков	84
8. Н. Чубаров и С. Семенов—К вопросу о рациональном использовании воды в целях орошения из рек Чарын, Чилик, Тюн, Текес и Сарыджас	88
9. Вс. Васильев—Схема использования р. Аму-дарьи в проработке Аму-дарьинского бюро	105
10. Б. А. Пышкин—Водное хозяйство Закавказья	113
11. Обзорение	124

Contents.

	Pages
1. S. F. Boonimovich—The economics of irrigation	3
2. K. T. Romanovsky—General hints on the use of machinery in irrigation earth work	14
3. B. A. Matzman—The form of the liquid surface, flowing from under the gate into the flume	19
4. E. A. Zamarin—Permeability of loess	65
5. L. U. Maltz—Rebock's new formulae for flow over spillways with sharp crests	71
6. I. D. Protopopov—Limnigraph for the measurement of water discharge	81
7. I. N. Kostrov—Modification of the construction of reinforced con- crete mattresses	84
8. N. Choobarov and S. Semenov—About the rational use of ir- rigation water from the rivers Charin, Chilik, Tun, Tekes and Sarijdass	88
9. V. Vasseleyev—Scheme of use of water from the river Amu- darya as proposed by the Amu-darya bureau	105
10. B. A. Pishkin—The Water Economy of the Transcaucasus . . .	113
11. Review	124

