

626

В62

ISSN 0321-2548

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО

И

ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО



ИЗДАТЕЛЬСТВО «ВЫШЭЙШАЯ ШКОЛА»

Министерство высшего и среднего специального
образования БССР

Белорусский ордена Трудового Красного Знамени
политехнический институт

**ВОДНОЕ
ХОЗЯЙСТВО
И
ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО**

РЕСПУБЛИКАНСКИЙ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЙ СБОРНИК

В ы п у с к 12

Минск, "Вышэйшая школа", 1982

УДК 626/628 (476)

В62.

Главный редактор

В.П.Старинский, кандидат технических наук, доцент

Редакционный совет:

Г.В.Васильченко, П.Д.Гатилло (отв.секр.), Д.А.Козлов, П.Е.Лапчук,
Е.М.Левкевич, А.И.Мурашко, И.В.Филиппович

Рассматриваются вопросы формирования системы регулирования и перераспределения речного стока, улучшения качества вод малых рек, методов гидравлических расчетов открытых, напорных и фильтрационных потоков, новых конструкций гидротехнических сооружений и устройств; приводятся результаты гидравлических исследований некоторых сооружений.

Сборник рассчитан на специалистов — научных работников, проектировщиков, строителей и эксплуатационников, работающих в области использования и охраны водных и земельных ресурсов.

О СХЕМЕ РЕГУЛИРОВАНИЯ И ТЕРРИТОРИАЛЬНОГО ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ РЕЧНОГО СТОКА БЕЛОРУССИИ

Проблема водообеспечения народного хозяйства во всей ее сложности выявляется при рассмотрении перспективных условий. На разработанных для Белоруссии генеральной (1965 г.) и бассейновых (1954–1977 гг.) схемах комплексного использования и охраны водных и земельных ресурсов можно пронаблюдать эволюцию взглядов на пути решения проблемы. Здесь отметим лишь, что длительное время в схемах занижались показатели потребности в воде. Меры, намеченные в схемах по Полесской низменности (1954, 1967 гг.) и отдельно по бас. Западного Буга (1971 г.), были далеко недостаточными. Из работ [1–3] следует, что обеспечить потребности Польсы в воде за счет местных ресурсов практически невозможно.

В составленных в 1973–1977 гг. бассейновых схемах Березины, Орессы, Сожа, Западной Двины (головной институт Белгипроводхоз) более реально учитываются потребности в воде. Для них характерно включение очень большого количества прудов и малых водохранилищ. Положительно следует оценить близость этих водоемов к местам потребления воды, роль в развитии орошения земель, повышении водного благоустройства местности. Недостатки состоят в ограниченности водных ресурсов, больших удельных затоплениях и затратах. Часть водохранилищ размещается на средних реках. По возможности под акватории выделяются озера и менее ценные земли. Намечаются наливные водохранилища в долинах притоков других удобных в топографическом отношении местах. Применяется обвалование мелководий. Все это снижает удельные затопления, но вместе с тем требует затрат электроэнергии на насосное наполнение регулирующих емкостей. В схемах ограничивается создание крупных водохранилищ на основных реках. Однако ограниченность местных ресурсов привела в ряде случаев к созданию таких водохранилищ (Вилейское на р. Вилия) и к предложениям об их создании (Витебское на р. Западная Двина) или же о привлечении стока из других бассейнов (повторное использование вод действующей Вилейско-Минской водной системы (ВМВС) после их переброски по Свислочь–Случской водной системе (ССВС) в бассейны Птичи и Случи; заполнение стоком бассейна Березины двух водохранилищ и направление этого стока в бассейн Припяти; питание двух водохранилищ того же бассейна водами р. Днепр; наполнение стоком Днепра пяти наливных водохранилищ и направление вод в бассейн Сожа; подача из Западной Двины стока для пополнения ресурсов ВМВС и бассейна Нарочи). По сводке Белгипроводхоза самой низкой является себестоимость повторного использования вод. Однако и в остальных случаях себестоимость переброшенного стока не превышает среднюю себестоимость воды, зарегулированной водохранилищами в бассейнах-потребителях, что экономически подтверждает целесообразность перебросок.

На основе бассейновых схем были определены аналогичные показатели для заданных расчетных уровней по бассейну самого Днепра (до выхода за пределы БССР) и бассейнам его притоков (Припяти, Сожа, Березины) с целью учета при решении вопросов водообеспечения Украины в разработанной Укргипроводхозом бассейновой схеме всего Днепра (1980 г.).

Бассейновая схема Немана еще не разрабатывалась. В настоящее время Белгипроводхозу поручена разработка схемы регулирования стока рек всей Белоруссии [5]. Ее разработка имеет принципиальное значение. Однако приемлемые решения о конкретных путях водообеспечения народного хозяйства во всех районах республики возникнут не сразу. Для их выявления необходим учет и критический анализ имеющегося опыта и различных точек зрения.

В данной работе автор выражает свою точку зрения на пути формирования схемы регулирования и перераспределения речного стока Белоруссии, основанную на реализации высказанных ранее соображений [4]. Для правильного установления путей развития схемы необходимо выявить бассейны с дефицитом и со свободными ресурсами воды, которые определяются как разность между эксплуатационными ресурсами воды и предельными потребностями в ней.

Оценку водообеспеченности речных бассейнов целесообразно производить для маловодных лет обеспеченностью $P=95\%$, так как многие потребности в воде характеризуются именно этим значением (источники технического водоснабжения предприятий важнейших отраслей промышленности, хозяйственного водоснабжения городов с числом жителей более 50 тыс. человек, приемники сточных вод, а также минимально допустимые расходы воды в реках для охраны природы). В практике проектирования увлажнения сельскохозяйственных угодий в случае принятия расчетной обеспеченности речного стока $P = 95\%$ величину потребности в воде сельскохозяйственных культур (той же обеспеченности) снижают на 20%, т.е. принимают ее практически соответствующей $P = 75\%$ [6]. В связи с тем что нагульные пруды рыбных хозяйств проектируется использовать комплексно для срезки максимальных расходов водоприемников гидромелиоративных систем, рыборазведения и водообеспечения увлажняемых земель [7], целесообразно обеспечение водой таких рыбных хозяйств рассматривать по маловодному году ($P = 95\%$).

Оценку потребностей в воде для мелиоративных целей произведем исходя из степени проведения на сельскохозяйственных угодьях увлажнительных мероприятий (орошения ныне богарных земель и двустороннего регулирования влажности осушаемых земель) и норм увлажнения брутто. В соответствии со схемами Березины, Западной Двины и Сожа в этих бассейнах намечено вначале создать увлажнительные системы на 5–9%, а в обозримой перспективе в бас. Западной Двины на 25 и в бас. Сожа даже на 55% территории. В схеме всего Днепра (1980 г.) для перспективы в 40 лет предлагается увлажнение 18%, 29, 24 и 35% всей территории бассейнов (или расположенных в пределах БССР их частей) соответственно Березины, Сожа, Днепра и Припяти. По данным Минводхоза БССР [8], для Белоруссии к концу 1980 г. такие системы построены на 3,6%; в ближайшей перспективе они будут со-

зданы на 7% всей территории. В дальнейшем считаем достаточным охват 30% территории республики (примерно 64% сельхозугодий).

В связи с тем что намечается преимущественно подпочвенное увлажнение земель, можно считать, что его норма брутто равна норме нетто, деленной на 0,7. Поскольку увлажняемые угодья будут осушены материальным дренажем, можно считать, что возвратные воды (0,3 от нормы брутто) поступят в источник в течение месяца после полива. Нормы нетто изменяются от $800 \text{ м}^3/\text{га}$ для бассейна Западной Двины до $1500 \text{ м}^3/\text{га}$ для бассейна Припяти.

На землях, не охваченных дополнительным увлажнением, интенсификация растениеводства приведет к росту удельного водопотребления на единицу площади. Считая, что 50% прироста такого водопотребления произойдет за счет речного стока, прогнозируется его заметное снижение в маловодные годы и летом [9] за период вегетации это снижение можно оценить в 40 мм.

С учетом растущего значения внутреннего рыбоводства, на основе опыта его развития в Белоруссии [7, 10] целесообразно под прудовые рыбные хозяйства выделить 1% территории в климатически наиболее пригодной для этих целей южной и 0,5% — в остальной части республики. Будем исходить из создания полносистемных хозяйств, где нагульные пруды занимают 94,4% водного зеркала. В данном случае может срабатываться верхняя призма, составляющая 44% всего объема. Подача свежей воды на наполнение, насыщение ложа, обеспечение обмена, компенсацию потерь на испарение составят на каждые 100 га прудов $2,35 \text{ млн}/\text{м}^3$, а возвратные воды (в средних гидрогеологических условиях и при насосной перекачке фильтрационных вод) достигнут 90%.

Поскольку объекты промышленного и коммунально-бытового водоснабжения рассредоточены, для их снабжения лишь в исключительных случаях необходимы специальные мероприятия. Основная часть воды возвращается в виде сточных вод, в балансах целых бассейнов влияние этого вида водопользования целесообразно учитывать по величине безвозвратного водопотребления.

Учитываем также безвозвратные потери воды на дополнительное испарение с зеркала искусственных водоемов.

Объемы воды, необходимые для поддержания в реках минимально допустимых расходов для охраны природы, определены исходя из следующего положения: по рекам, пересекающим границы БССР, расходы равны 75% минимальных месячных расходов 95%-ной обеспеченности соответственно за теплый и зимний периоды [11] (для р. Вилии эти расходы скорректированы в соответствии с проектным заданием ВМВС). Предполагается, что они должны обеспечить также ассимиляцию остаточных загрязнений сточных вод, удовлетворить интересы водного благоустройства и водного транспорта. Гидроэнергетическое использование рек имеет сопутствующий характер и может производиться в составе комплексных гидроузлов.

Анализ сводных данных о потребностях в речных водах (табл. 1) показывает, что, во-первых, обеспечиваются утилитарные потребности. Во-вторых, и это очень важно, в реках расходы поддерживаются не меньше, чем минимально допустимые для охраны природы, так как при всяких просчетах

Определение дефицитов и резервов воды местного стока в речных бассейнах Белоруссии в маловодном году 95%-ной обеспеченности

Речные бассейны	Площадь водосбора, тыс. км ²	Объем стока в маловодном (чис — лит.) и среднем (знамен.) году, км ³	Забор свежей воды на нужды		Минимальный допустимый сток для охраны природы, км ³	Снижение речного стока вследствие			Возвратные воды		Дефицит (—) или свободные ресурсы (+), км ³	Предлагаемые отъемы (—) или подачи (+) воды, км ³	Суммарное снижение стока, км ³
			увлажнения с/х угодий, км ³	прудовых рыбных хозяйств, км ³		интенсификации богарного растениеводства, км ³	безвозвратных потерь водоснабжения, км ³	дополнительного испарения водохранилищ, км ³	мелиоративных систем, км ³	прудовых рыбных хозяйств, км ³			
Зап. Двина	33,2	$\frac{3,89}{7,10}$	1,14	0,39	1,06	0,22	0,14	0,17	0,34	0,35	+1,45	-0,67 -0,40 ¹	2,24
Неман (с Вилией)	46,0	$\frac{6,28}{9,26}$	2,13	0,54	2,58	0,31	0,34	0,27	0,61	0,48	+1,20	-1,20	3,70
Березина	24,5	$\frac{3,13}{4,48}$	1,21	0,29	1,19	0,17	0,16	0,17	0,36	0,26	+0,56	-0,56	1,94
Днепр (в пределах РСФСР)	16,6	$\frac{2,32}{3,66}$	0,57	0,20	0,44	0,11	0,22	0,16	0,17	0,18	+0,97	-0,97	1,88
Днепр (в пределах БССР)	17,6	$\frac{1,71}{3,48}$	1,02	0,21	0,73	0,12	0,24	0,26 ²	0,31	0,18	-0,38	+0,38	0,98
Сож	21,6	$\frac{2,06}{3,64}$	1,28	0,51	0,56	0,15	0,13	0,21	0,38	0,46	+0,06	+0,70 -0,70	1,44
Зап. Буг	12,0	$\frac{0,75}{1,49}$	0,76	0,28	0,13	0,08	0,18	0,05	0,23	0,25	-0,25	+0,55	0,32
Припять	52,7	$\frac{4,03}{6,97}$	3,42	1,24	1,33	0,36	0,22	0,28	1,03	1,11	-0,68	+3,07	0,31

¹ 0,4 км³ воды выделяется для переброски в ВМВС и бас. р. Нарочь из Витебского тораи РСФСР. ² Учтены дополнительные потери на испарение с водохранилищ, регулируемый из других водосборов.

водохранилища, заполняемого в основном стоком Зап. Двины, поступающим с территории сток. р. Днепр, как формирующийся в пределах данного водосбора, так и поступающий

здесь в суммарном виде будут проявляться их отрицательные последствия. Учет аспекта охраны рек от истощения требует более широкого подхода к схеме регулирования и перераспределения стока. Одной из мер, предотвращающих истощение рек, является их обводнение за счет регулирования местного стока и привлечения воды из других бассейнов.

Исходя из задачи водообеспечения народного хозяйства Белоруссии в основном за счет ресурсов, формирующихся в ее пределах, а также ограничения полным годовым регулированием речного стока (во избежание чрезмерных затоплений земель), в выделенных бассейнах были определены дефициты или свободные ресурсы воды. При этом из всех рек, вытекающих за пределами БССР, рассмотрено только верховье Днепра, для которого потреб-

ности в воде установлены по аналогии с соседними водосборами БССР. Для Западного Буга, Припяти и Сожа мы считаем, что все эксплуатационные ресурсы воды, формирующиеся до входа в пределы БССР, будут использованы на месте. Из верховьев Западной Двины, согласно схеме 1977 г., намечается переброска воды в бассейн Волги. За счет ресурсов этой части бассейна предполагается в основном питание Витебского водохранилища, отдача которого будет использована для гидроэнергетических целей и переброски в ВМВС и бассейн р. Нарочь (0,4 км³/год) [12].

Исходя из возможностей зарегулирования местного стока и величины потребностей в воде предлагаются величины отъема или подачи воды, представленные в табл.1. Наконец, по бассейнам указаны значения суммарного

снижения стока (за счет безвозвратного потребления и переброски в другие бассейны). Как видно, свободные эксплуатационные ресурсы используются для переброски в другие бассейны полностью в бассейнах Березины, Немана и Днепра (РСФСР) и на 60% — в бассейне Западной Двины. Наибольшая подача намечается в бассейны Припяти и Западного Буга ($3,62 \text{ км}^3/\text{год}$). В бассейн собственно Днепра (БССР) подача намечена лишь для компенсации дефицита ($0,38 \text{ км}^3/\text{год}$), а в бассейн Сожа рекомендуется подача извне: $0,7 \text{ км}^3$ воды в верхнюю часть и в таком же объеме отъем из нижней части бассейна. Во всех без исключения бассейнах намечается общее снижение речного стока. Однако сток, поступающий с выделенных бассейнов вниз по течению, остается в пределах минимально допустимого для охраны природы лишь в бассейнах Немана, Березины и Днепра. В бассейнах Западной Двины он выше минимально допустимого на 55%, Сожа — на 10, а в бассейнах Западного Буга и Припяти — даже в 3,3 — 2,8 раза. При этом не учтена асинхронность стока рек БССР. За счет этого явления смогут быть несколько увеличены расходы воды, поступающей по основным рекам за пределы БССР.

Подача воды зависит также от возможностей размещения водохранилищ. В табл.2 приведены данные о полезной емкости водохранилищ, необходимой для полного годового зарегулирования местного стока, установленной по обобщенным характеристикам регулирования стока рек БССР на постоянную отдачу [13, 14] и скорректированной с учетом сочетания внутrigодового распределения речного стока, переменной суммарной подачи (для всех рассмотренных целей) и возвратных вод. Коэффициент перехода от первой ко второй емкости составляет примерно 1,5.

Поскольку предусмотренные в бассейновых схемах водохранилища, как правило, далеко не достаточны для полного годового зарегулирования стока, выявляем возможность создания дополнительных водохранилищ. Возможности малых и средних рек считаем в этом отношении в основном уже использованными в схемах. Привлекают внимание основные реки и некоторые их притоки. На основе произведенного с участием автора изучения условий длительного регулирования стока [14] в ряде бассейнов (Западная Двина, Неман, Западный Буг, Припять) и разработанных ранее проектными институтами схем водноэнергетического использования основных рек БССР могут быть предложены дополнительные водохранилища.

В бассейне Западной Двины, кроме водохранилищ, предусмотренных схемой 1977 г. на притоках, и Витебского водохранилища многолетнего регулирования (с полезным объемом $1,75 \text{ км}^3$), нами для получения дополнительной отдачи $0,87 \text{ км}^3/\text{год}$ с целью ее переброски в другие бассейны предлагается создание в низовьях 3 крупнейших притоков по 1 водохранилищу с приемлемыми удельными затоплениями: р. Дисна: $V_{\text{плз}} = 0,088 \text{ км}^3$, $\omega_3 = 0,32 \text{ м}^2/\text{м}^3$; р. Дрисса: $V_{\text{плз}} = 0,26 \text{ км}^3$, $\omega_3 = 0,35 \text{ м}^2/\text{м}^3$; р. Улла: $V_{\text{плз}} = 0,135 \text{ км}^3$, $\omega_3 = 0,36 \text{ м}^2/\text{м}^3$. В связи с трудностью выявления более значительной регулирующей емкости часть свободных ресурсов местного стока в этом бассейне пока не предлагается к реализации. Необходимо изучение возможности размещения дополнительной регулирующей емкости на выходе Западной Двины за пределы БССР.

Таблица 2.

Характеристика регулиющей емкости необходимых водохранилищ

Речные бассейны	Определение полезной емкости водохранилищ, необходимых для полного годового регулирования местного стока				Характеристика емкости водохранилищ, предусмотренных в схемах		Сумма регулируемых емкостей (вместе с дополнительно предлагаемыми), км ³
	модульный коэффициент годового стока — обеспеченность 95% $k_{95} = \frac{W_{\text{год}95}}{W_{\text{год}}}$	коэффициент, регулирующий емкости при равномерной отдаче $\beta_p = \frac{V_{\text{плз.р}}}{W_{\text{год}}}$	то же при неравномерной отдаче $\beta_{\text{нр}} = \frac{V_{\text{плз.нр}}}{W_{\text{год}}}$	необходимая регулирующая емкость $V_{\text{плз.нр}}, \text{ км}^3$	сумма полезной емкости водохранилищ и прудов, км ³ $\Sigma V_{\text{плз}}$	удельные затопления $\omega_d = \frac{\Sigma \Omega_{\text{нпу}}}{\Sigma V_{\text{плз}}}$, м ² /м ³	
Зап. Двина	0,55	0,30	0,45	3,19	1,07 ¹	0,34 ²	1,55 ³
Неман (с Вилией)	0,68	0,16	0,24	2,23			2,34 ⁴
Днепр (в пределах БССР)	0,49	0,21	0,31	1,08	0,84 ⁵	0,23 ⁵	3,08
Березина	0,70	0,19	0,29	1,30	0,67 ⁶	0,16 ⁶	1,52
Сож	0,57	0,26	0,39	1,42	1,07	0,34	1,43
Зап. Буг	0,50	0,19	0,29	0,43	0,68	0,44	0,31
Припять	0,58	0,26	0,39	2,72	0,26	0,51	1,54
					1,24 ⁷	0,61 ⁷	11,77
					+ 0,3 ⁸	0,50 ⁸	

¹ Действующие и намеченные водохранилища на притоках р. Зап. Двина в пределах БССР. ² Для водохранилищ, в состав акватории которых не входят озера. ³ Без учета Витебского водохранилища. ⁴ С учетом Вилейского водохранилища. ⁵ Намеченные схемой 1980 г. для регулирования стока бассейна Днепра в пределах БССР. ⁶ Намеченные схемой 1977 г. для аккумуляции стока р. Днепр с целью использования в бас. Сожа. ⁷ Для водохранилищ и прудов. ⁸ В составе польдерных систем.

В бассейне Немана предлагается создать на р. Виляя Листвянское водохранилище (выше границы с ЛитССР: $V_{\text{плз}} = 0,35 \text{ км}^3$, $\omega_3 = 0,32 \text{ м}^2/\text{м}^3$), которое вместе с Вилейским водохранилищем ВМВС ($V_{\text{плз}} = 0,22 \text{ км}^3$, $\omega_3 = 0,29 \text{ м}^2/\text{м}^3$) способно осуществить годовое регулирование стока этой реки. На р. Неман предполагается создание Мостовского водохранилища (выше г. Мосты: $V_{\text{плз}} = 1,53 \text{ км}^3$, $\omega_3 = 0,38 \text{ м}^2/\text{м}^3$) и Гродненского водохранилища (ниже впадения р. Котра: $V_{\text{плз}} = 0,245 \text{ км}^3$, $\omega_3 = 0,62 \text{ м}^2/\text{м}^3$).

В бассейне Березины целесообразно дополнительно создать Бобруйское водохранилище на основной реке (выше г. Бобруйск: $V_{\text{плз}} = 0,45 \text{ км}^3$, $\omega_3 = 0,44 \text{ м}^2/\text{м}^3$).

На основе принятого в бассейновой схеме Сожа (1977 г.) решения о подаче в этот бассейн вод Днепра оценку необходимых регулирующих емкостей целесообразно производить совместно для этих двух бассейнов с учетом зарегулирования свободных ресурсов воды, поступающих по р. Днепр из РСФСР и формирующихся в данных бассейнах в пределах БССР. Для этого целесообразно дополнительно создать следующие водохранилища: на р. Днепр — Оршанское (выше г. Орша: $V_{\text{плз}} = 0,17 \text{ км}^3$); Виляховское (между г. Могилевом и Рогачевом: $V_{\text{плз}} = 0,6 \text{ км}^3$); Речицкое (выше г. Речица: $V_{\text{плз}} = 0,8 \text{ км}^3$); на р. Сож — Ветковское (выше г. Ветка: $V_{\text{плз}} = 0,75 \text{ км}^3$).

Следует отметить, что для намечаемого зарегулирования стока бассейнов Сожа, Днепра и Немана необходимы меньшие полезные емкости водохранилищ, чем рекомендованные в схемах водноэнергетического использования. После разработки бассейновой схемы Немана и выявления эффективных водохранилищ на его притоках можно будет соответственно снизить регулируемую емкость и другие параметры Мостовского и Гродненского водохранилищ.

В бассейне Западного Буга предлагается создать водохранилище на р. Лесная (ниже р. Лютая: $V_{\text{плз}} = 0,05 \text{ км}^3$, $\omega_3 = 0,6 \text{ м}^2/\text{м}^3$).

В бассейне Припяти вследствие принятого решения о польдерном осушении поймы основной реки создание водохранилищ на ней, видимо, нереально.

Как видно из табл. 2, в бассейнах Западного Буга и Припяти отсутствуют возможности зарегулировать местный сток до желаемого уровня. Потребности в воде здесь превышают все местные ресурсы воды. Это обостряет проблему водообеспечения. С учетом всех указанных факторов в табл. 1 рассчитаны значения перебросок стока.

При разработке схемы регулирования и перераспределения стока следует выделить бассейны-резервы речных вод для питьевого водоснабжения крупнейших центров республики. Практика показывает, что и в условиях БССР имеются города, в которых наряду с подземными приходится привлекать и речные воды для питьевого водоснабжения. Поэтому следует выделить речные бассейны, в пределах которых не должно допускаться: создание новых городов и увеличение численности населения существующих; расширение действующих и создание новых промышленных предприятий (за исключением необходимых для коммунально-бытового обслуживания местного населения). При этом следует предусмотреть совершенную очистку и сельско-

хозяйственное использование сточных вод, включая стоки дождевых и других вод с застроенных территорий, не допускать других видов загрязнения вод, исключить прямое попадание в речные воды этих бассейнов вод из других бассейнов. Предлагается для городов с числом жителей более 100 тыс.чел. выделить восемь бассейнов с общей площадью, составляющей примерно 15% территории БССР: Дрисса—для гг.Полоцка и Новополоцка; р. Лучеса — для гг. Витебска и Орши; р. Друть — гг. Могилева и Бобруйска; р. Беседь — г. Гомель; р. Виляя (выше г. Вилейки) — г. Минск; р. Щара — (до впадения р. Свидровка) — г. Барановичи; р. Котра — г. Гродно; р. Лесная — г. Бреста.

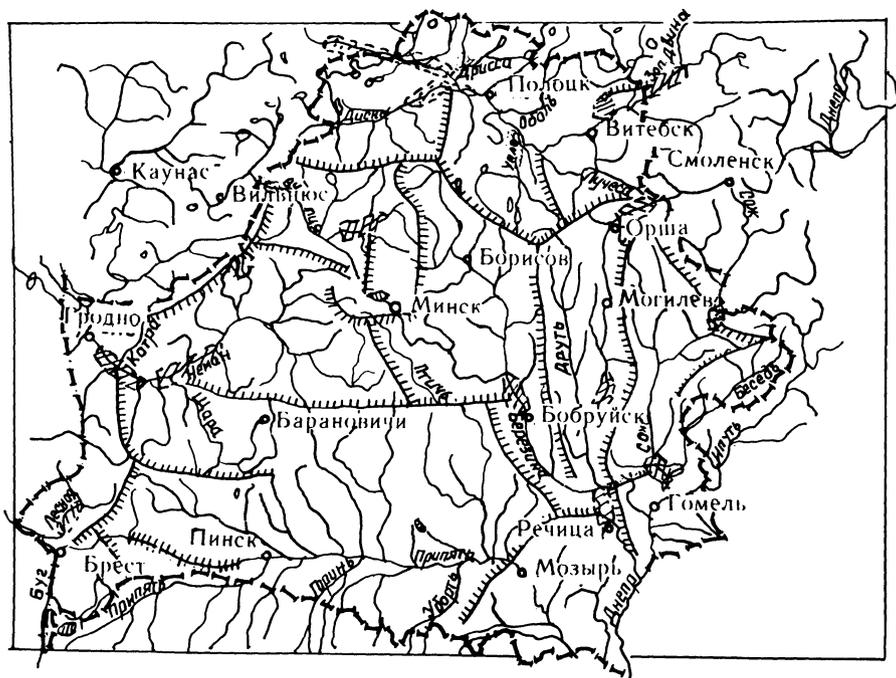


Рис. 1. Схема размещения основных водохранилищ и трасс распределения стока.

Система регулирования и перераспределения речного стока на территории Белоруссии предполагается как сочетание местных и крупных водохранилищ с системой распределительных водоводов, проложенных, как правило, по водораздельным зонам (рис. 1). Когда потребуется обратиться к длительному регулированию стока бассейнов в целом и межбассейновому его перераспределению, и эти меры станут приемлемы экономически, основную роль будут играть крупные водохранилища на основных реках. Они позволят возможно полнее зарегулировать и использовать как бытовой сток, так и возвратные воды любого происхождения со всего бассейна при минимальных удельных затоплениях земель. Часть местных водохранилищ сохранит свою роль для водного благоустройства и регулирования стока.

Прокладка водоводов по водораздельным зонам позволит одновременно питать оба склона водоразделов. В свою очередь прокладка ответвлений водоводов по водораздельным зонам притоков различного порядка даст возможность самотечной подачи воды на обводняемые склоны. Основным должно оставаться общее направление подачи вод с севера на юг с ответвлениями в других направлениях. Величина отдельных потоков может быть установлена на основе детальных расчетов с учетом размещения потребителей воды [15]. Водные ресурсы, перебрасываемые на юг из северных бассейнов, необязательно должны проходить транзитом через промежуточные бассейны. Наоборот, они максимально будут использованы в их северных частях, а высвобождающиеся и концентрирующиеся в крупных водохранилищах местные ресурсы промежуточных бассейнов направляться южнее. Важнейшим звеном системы должен стать канал, проложенный по водораздельной зоне между бассейнами Немана и Припяти, по которому будут направлены воды из Бобруйского водохранилища (на Березине) и Мостовского (на Немане), чтобы питать Припятский и Неманский склоны. Кроме обеспечения интересов гидромелиорации и охраны природы, канал может быть использован для водного транспорта и промышленного водоснабжения.

Система регулирования и перераспределения стока будет развиваться поэтапно, по мере появления потребности в воде. Например, в настоящее время поднят вопрос широкого освоения речных пойм с применением орошения для возделывания на них трав и других кормовых культур [16]. Для водообеспечения этого мероприятия было бы целесообразным уже сейчас создать некоторые из водохранилищ, например: на р. Улла, Оршанское — на р. Днепр, некоторые в водораздельной зоне между Днепром и Сожем, возможно, Бобруйское — на Березине, Мостовское — на Немане, а также Неманско-Березинский канал. Для начала воду можно было бы подавать в речные русла обводняемых бассейнов, отложив создание водораздельных водоводов.

Заблаговременная разработка развития Единой системы регулирования и перераспределения стока (ЕСРПС) предупредит нерациональные решения. Так, в последнее время было разработано ТЭО уже упоминавшейся подпитки Вилейского водохранилища (ВМВС) водой, забираемой из р. Дисны в ее устье в Зап. Двину. Однако отобранные здесь воды могут быть признаны пригодными для технических, но не для питьевых целей. С течением времени и ростом отборов это будет усугубляться. Поэтому эти воды нельзя транспортировать через Вилейское водохранилище, ставшее источником питьевого водоснабжения г. Минска. Возможности для увеличения отбора воды из ВМВС для питьевого водоснабжения г. Минска имеются. Что же касается повышения в перспективе подачи в г. Минск воды для других целей, то этот вопрос может быть рационально решен лишь в масштабе ЕСРПС.

Другой пример. Составлен технический проект ССВС, давно стоит вопрос о ее строительстве. Положение осложняется в связи с неудовлетворительным качеством воды р. Свислочь в районе намеченного набора. Если бы была признана целесообразность создания ЕСРПС, водообеспечение бассейнов Птичи и Случи нужно было бы рассматривать как элементы ЕСРПС и Неманско-Березинского канала.

Приведенные оценочные значения потребностей в воде, регулирующих емкостей и удельных показателей затоплений при конкретном проектировании будут уточнены. Однако без создания ЕСРПС рек Белоруссии практически невозможно всесторонне обеспечить растущие потребности народного хозяйства в воде и соблюсти интересы охраны природы.

Для увеличения подачи воды народному хозяйству без истощения рек и в более отдаленной перспективе (после завершения формирования системы) следует сохранить возможность повышения степени регулирования стока основными водохранилищами до многолетнего.

ЛИТЕРАТУРА

1. Регулирование водного режима мелиорируемых земель / В.И.Зубец, В.Ф.Шебеко, К.П.Лундин, А.И.Михальцевич. — Тр. БелНИИМиВХ, т. XX. Минск, 1972.
2. Гатилло П.Д., Мурашко М.Г. Ресурсы поверхностных вод [Полесья]. — В сб.: Проблемы Полесья. Минск, 1972, вып. 1.
3. Салагубов Н.Я. Составление бассейновых схем комплексного использования водных ресурсов в условиях Белорусской ССР. — Тез. докл. Всесоюз. науч.-техн. совещ. "Комплексное использование водных ресурсов": Секция схем компл. исполыз. водн. ресурсов. Минск, 1975.
4. Гатилло П.Д., Прокудин Ф.Д. Вопросы оценки свободных эксплуатационных ресурсов воды для переброски в другие бассейны. — Там же.
5. Гвоздеў В. Бегагчы прыроды дар. — Родная прырода, 1980, № 1.
6. Широков В.М., Пенюковская А.М., Плужников В.Н. Водохозяйственный баланс бассейна Днепра. — Минск, 1980.
7. Леонович А.И. Проектирование водохозяйственных объектов комплексного назначения. — НТИ "Мелиорация и водное хозяйство". Минск, 1980, № 7.
8. Косяков Н.Е. Планирование мелиорации в системе агропромышленного комплекса республики. — НТИ "Мелиорация и водное хозяйство". Минск, 1980, № 12.
9. Булавко А.Г. Водные ресурсы и человек. — Минск, 1976.
10. Беляев В.И. Перспективы развития рыбного хозяйства в Полесье — Проблемы мелиорации Полесья: Тез. докл. НТК по мелиорации земель Полесья. Минск, 1970, ч. II.
11. Гатилло П.Д., Филиппович И.М. Область применения предложений о минимально допустимом расходе воды в реках для охраны природы. — В сб.: ВНИИГиМ "Комплексное использование водных ресурсов". — М., 1977, вып. 5.
12. Азява Г.В. Комплексное использование водных ресурсов в бассейне Западной Двины. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1981, вып. 11.
13. Эмпирические характеристики емкостей длительного регулирования стока рек с длительными наблюдениями / П.Д.Гатилло, В.И.Попруга, Г.П.Самойленко, И.М.Филиппович. — Водное хозяйство Белоруссии. Минск: Ин-т водн. проблем Госплана БССР, 1963.
14. Гатилло П.Д. Методика выявления возможностей длительного регулирования стока в речных бассейнах Белоруссии. Вопросы водного хозяйства Белоруссии. Минск, 1965, вып. 7.
15. Велкевич П.А. Структура математических моделей для составления схем комплексного использования и охраны водных ресурсов бассейнов малых и средних рек. — В сб.: Комплексное использование водных ресурсов. М., 1977, вып. 5.
16. Машеров П.М. Советская Белоруссия. — М., 1980.

ВОДНЫЙ БАЛАНС Г. МИНСКА

На современном этапе развития водоснабжения г. Минска решаются вопросы совершенствования платы за воду для компенсации эксплуатационных затрат Вилейско-Минской водной системы, обеспечивающей обводнение р. Свислочь. Для промышленных предприятий введена плата за речную воду. Эксплуатационные организации полагают, что надо вводить плату и за подземную воду, забираемую из собственных скважин предприятий, поскольку ее пополнение в той или иной степени обеспечивается из реки. Непременным условием введения такой платы должно стать уточнение количественных связей между речной и подземной водой. Иными словами, следует уточнить источники пополнения подземной воды и определить ущерб, наносимый речному стоку действием водозаборов подземной воды.

В работе Р.А.Станкевича и М.М.Черепанского [1] указывается, что ущерб, наносимый речному стоку ряда малых рек Белоруссии, может достигать 70–92%. Однако при этом не устанавливаются различия между сельскими и урбанизированными территориями, влияющими на изменение речного стока.

В работе В.В.Куприянова [2] при составлении водного баланса учтена инфильтрация воды из русла реки, однако не рассматривается перехват грунтового питания реки работающими скважинами. По этой причине допущена большая неувязка водного баланса.

В настоящей работе величину ущерба речному стоку предлагается определять по уточненному водному балансу территории, которую занимает г. Минск с окрестностями, в пределах водосбора, ограниченного створами водпостов "Дрозды" (на входе в город) и "Королищевичи" (на выходе реки из города) за начальный трехлетний период эксплуатации Вилейско-Минской водной системы (1976–1978 гг.). При этом в основу расчета водного баланса г. Минска вводятся официальные данные измерений расхода р. Свислочь, производимых службами Госкомгидромета.

Формулу водного баланса г. Минска с выделением ущерба, наносимого речному стоку, запишем следующим образом (в м³/с):

$$\begin{aligned}
 Q_{p.c} = & (Q_{б.п}^{непр} - \Delta Q_{б.п}^{исп} + \sum_1^n \Delta Q_i^{ув.с} - \sum_i^m \Delta Q_i^{ум.с}) + (Q_D + Q_{в.в} + \\
 & + Q_{мса}) - (Q_k + Q_{р.в}) \pm \sum Q_{проч} \pm Q_{неучт}
 \end{aligned} \quad (1)$$

где $Q_{б.п}^{непр}$ – речной сток, определяемый с учетом прироста поверхностного стока от наличия непроницаемых поверхностей территорий города; $\Delta Q_{б.п}^{исп}$ – величина уменьшения стока от испарения воды из-за расширения площади водной поверхности водоемов; $\sum_1^n \Delta Q_i^{ув.с}$ – сумма величин прироста стока от учета "п" факторов; $\sum_1^m \Delta Q_i^{ум.с}$ – сумма величин снижения стока от уче-

та " \bar{m} " факторов; Q_D — расход реки на входном створе по водпосту "Дрозды"; $Q_{в.в}$ — расход воды промышленных водовыпусков; $Q_{МСА}$ — расход очищенных сточных вод Минской станции аэрации; Q_K — расход реки на выходном створе по водпосту "Королищевичи"; $Q_{р.в}$ — расход воды промышленных речных водозаборов; $\Sigma Q_{проч}$ — величины, учитывающие прочие статьи водного баланса, например изменение объема водохранилищ; $Q_{неучт}$ — возможные неучтенные статьи баланса, которые могут рассматриваться в виде погрешности расчета.

Величину $Q_{б.п}^{непр}$ определим по формуле

$$Q_{б.п}^{непр} = M \frac{F_K - F_D}{10^3} + (0,6 \cdot 0,95 \frac{h_{ос} F_H}{10^3}), \quad (2)$$

где M — модуль стока р. Свислочь в естественном состоянии (до урбанизации); F_K, F_D — соответственно площади водосборов р. Свислочи по створам водпостов "Королищевичи" и "Дрозды"; $0,6$ — коэффициент пересчета максимального коэффициента дождевого стока для непроницаемых покрытий в среднегодовой. Коэффициент $0,6$ определен за 4 года наблюдений за осадками в г. Минске, исходя из условия, что поверхностный сток образуется после заполнения водой западин и смачивания поверхностей. На это расходуется до 3 мм осадков, выпадающих за одни сутки; $0,95$ — коэффициент дождевого стока для непроницаемых поверхностей (СНИиП II-Г. 6—62); F_H — площадь непроницаемых покрытий территории г. Минска; h — годовой слой осадков.

Модуль стока M водосбора р. Свислочь в естественном состоянии определен по створу бывшего водпоста "Заречье". Среднемноголетний модуль стока, соответственно проведенным измерениям Гидрометеослужбы за 1933—1954 гг. [3], составил $6,9$ л/с·км². Ошибка вычисления среднемноголетнего модуля стока из-за короткого ряда наблюдений, согласно теории ошибок [4], находится в пределах $\pm 4,06\%$.

Из 329 км² водосборной площади между водпостами "Дрозды" и "Королищевичи" территория г. Минска на 01.01.1977 г. составляла 168 км². Площадь непроницаемых покрытий города, включая площади кровель, асфальтированных улиц, производственных и складских территорий, которые непосредственно связаны с ливневой канализацией, равна 27 км². Для других видов покрытия с увеличенными коэффициентами общего дождевого стока по сравнению с естественными условиями (бульжные и плиточные мостовые, спланированный и укатанный грунт и др.) полагаем возможным ввести понятие эквивалентной площади, приведенной к максимальному коэффициенту стока — $0,95$. Эквивалентная площадь для всех видов покрытий 10 км².

При учете дополнительных факторов, увеличивающих речной сток, проанализированы: прирост осадков над городом по сравнению с окружающей местностью, мойка улиц; орошение зеленых насаждений, сельхозугодий за счет источников, не связанных с поверхностным и подземным стоком реки (например, из городского водопровода); переток воды из других водосборов.

Оценены следующие факторы, уменьшающие сток: орошение сельхозугодий за счет источников, связанных со стоком реки; интенсификация испарения воды с повышением температуры воздуха в черте города; вывоз снега за пределы водосбора; использование дренажных вод и атмосферных осадков в техническом водоснабжении; переток воды в другие водосборы.

Проведенная оценка значимости рассмотренных факторов и их сравнительный анализ показали, что влияние ряда из них относительно мало. В условиях г. Минска наиболее значительное воздействие на изменение стока может оказать прирост осадков.

Так, за 1976–1979 гг., по данным наблюдений двух постов, в черте города выпало на 322 мм осадков больше, чем в его окрестностях (в среднем за год более 80,5 мм осадков). Это обусловило прирост речного стока примерно на 0,15–0,20 м³/с. Остальные факторы могут изменить речной сток на один-два порядка меньше. Исходя из этого, полагаем возможным исключить из дальнейших расчетов величину влияния рассмотренных и, возможно, неучтенных дополнительных факторов.

Расчет баланса поверхностных вод г. Минска за 1976–1978 гг. представлен в табл. 1.

При расчете боковой приточности были приняты фактические значения модуля условноестественного или восстановленного стока реки Свислочь по водпосту "Гонолес" (учитывая влияние Заславльского водохранилища на изменение естественного стока реки). Средний за 3 года модуль стока р. Свислочь оказался выше среднемноголетнего на 7%.

Величины Q_{MCA} , $Q_{p.v.}$ и $Q_{v.v.}$ за расчетный период принимались в соответствии с их динамикой. На рис. 1 представлен график изменения этих величин. Характерно, что величина $Q_{v.v.}$ значительно уменьшилась (начиная со второго квартала 1975 г.) после прекращения непосредственного сброса в реку недостаточно очищенных сточных вод предприятий (с переброской их

Таблица 1

Водный баланс г. Минска за 1976–1978 гг.

Статьи баланса	Условные обозначения	Годы			В среднем за 3 года
		1976	1977	1978	
Приходная часть					
Боковая приточность	$Q_{нпр.б.п}$	2,37	2,56	2,51	2,48
Расход реки на входе (в.п. "Дрозды")	Q_D	7,76	9,69	11,80	9,75
Расход условно чистых вод промышленных водовыпусков	$Q_{v.v.}$	0,16	0,16	0,16	0,16
Расход станции аэрации	Q_{MCA}	5,20	5,50	5,80	5,50
Итого		15,49	17,91	20,27	17,89
Расходная часть					
Расход речных водозаборов предприятий	$Q_{p.v.}$	0,73	0,73	0,73	0,73
Расход реки на выходе (в.п. "Королищевичи")	Q_K	12,60	15,20	16,96	14,92
Итого		13,33	15,93	17,69	15,65
Ущерб речному стоку	$Y_{p.c}$	2,16	1,98	2,58	2,24

в общегородскую канализацию). Пока практически не увеличивается забор речной воды предприятиями. Расход сточных вод, проходящих через станцию аэрации, возрастает ежегодно на 5–6%, что соответствует росту города и промышленного производства.

Полученная из баланса величина ущерба, наносимого речному стоку, ($Y_{p.c} = 2,24 \text{ м}^3/\text{с}$) относится на действие водозаборов подземных вод. Погрешности в определении этой величины могли возникнуть из-за принятия $Q_{б.п}^{исп} = 0$, неизменной величины объема воды в водохранилищах в пределах расчетного срока, неточности расчета $Q_{б.п}^{непр}$, неравенства воздействия дополнительных факторов, увеличивающих или уменьшающих сток, а также из-за обычной неточности измерения гидрологических величин. При этом, очевидно, наибольшую погрешность содержит расчет величины боковой приточности с учетом дополнительных факторов, влияющих на сток.

Анализ показал, что величиной $Q_{б.п}^{исп}$ можно пренебречь в связи с ее незначительностью. Объем воды в водохранилищах в начале и в конце расчетного периода был практически одинаковым. Учет увеличения боковой поверхности приточности из-за наличия в городе непроницаемых поверхностей дал прирост речного стока только на $0,21 \text{ м}^3/\text{с}$, или на 9%, и полагался реальным.

Тем не менее ошибка в определении $Q_{б.п}^{непр}$ в соответствии с формулой (2) и допуск возможной погрешности каждого члена формулы соответственно [4] оценена в пределах $\pm 8\%$.

Имея в виду что измеряемые расходы воды обычно определяются с неточностью $\pm 2\%$, полагаем возможным принятая общую ошибку определения $Y_{p.c}$ в пределах $\pm 10\%$.

На основании проведенного анализа и данных табл. 1 можно оценить ущерб наносимый речному стоку действием водозаборов подземных вод (в среднем за 1976–1978 гг.) в размере $2,24 \pm 0,22 \text{ м}^3/\text{с}$. В дальнейшем будем исходить из величины $2,24 \text{ м}^3/\text{с}$, что соответствует годовому объему воды, равному 70 млн. м^3 .

С учетом фактического объема переброски воды за три года по Вилейско-Минской водной системе в количестве 510 млн. м^3 , получим: ущерб, наносимый речному стоку составил $\approx 40\%$. Относительно среднего стока, формируемого на водосборе между створами водпостов "Королищевичи" и "Дрозды", этот ущерб составил 83%. Относительно суммарной производительности всех подземных водозаборов, действующих на водосборе р. Свислочь между створами водпостов "Королищевичи" и "Дрозды", он равнялся 85%. Следовательно, только 15% подземных запасов воды не имеют гидравлической связи с рекой или ее стоком.

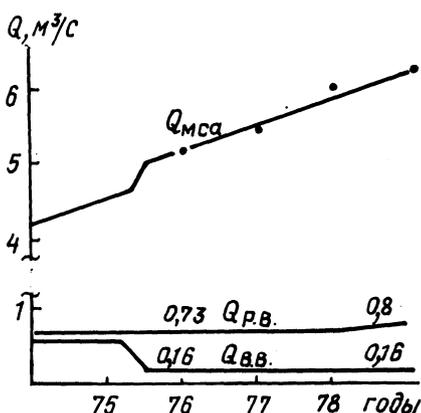


Рис. 1. Расходы очищенных сточных вод Минской станции аэрации ($Q_{мса}$); речных водозаборов ($Q_{р.в.}$); ведомственных выпусков условно чистых вод ($Q_{в.в.}$).

Поскольку подземное питание реки в естественных условиях равняется 54% от всего стока [5], или $1,2 \text{ м}^3/\text{с}$, а в настоящее время даже меньше (под непроницаемыми покрытиями подземный сток не формируется), можно считать, что водозаборы подземных вод пополняются почти наполовину за счет перехвата подземного стока реки, а остальная часть поступает из русла реки путем инфильтрации. Инфильтрационный режим р. Свислочь в зоне действия подземных водозаборов обуславливается наличием нескольких общих депрессионных воронок с уровнями воды ниже уровня воды р. Свислочь. Имеется общая депрессионная воронка в районе концентрации ведомственных промышленных скважин.

В случае расположения одиночных скважин вне общей депрессионной воронки вода к скважине может поступать не только от реки. В таком случае у реки, теряющей воду за счет инфильтрации, прирусловые скважины питаются преимущественно речной водой. Поэтому по источнику пополнения запасов воды прирусловые скважины можно приравнять к обычным поверхностным водозаборам.

Доля речной воды в водозаборе прирусловых скважин может находиться в пределах 85–100%. Для удаленных от русла скважин доля речной воды (за счет инфильтрации и перехвата грунтового питания), очевидно, составляет 70–85%.

Для более точного учета долевого ущерба каждой скважины, наносимого речному стоку, нужны специальные гидрогеологические исследования.

В связи с полученными выводами о подпитке водозаборов подземных вод, расположенных в черте города, за счет перехвата подземной части речного стока и непосредственной инфильтрации русловых вод при условии приравнивания прирусловых водозаборов подземных вод по источникам пополнения воды к поверхностным водозаборам становится возможным решение вопроса о введении платы за подземную воду в счет компенсации эксплуатационных затрат Вилейско-Минской водной системы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Станкевич Р.А., Черепанский М.М. Проблемы оценки влияния водозаборов подземных вод на сток рек Белоруссии. — В сб.: Особенности формирования гидрогеологических и инженерно-геологических условий Белоруссии. Минск, 1979.
2. Куприянов В.В. Водный баланс городов и урбанизированных территорий. — В сб.: Проблемы современной гидрологии. Л., 1979.
3. Гидрологический ежегодник. — М., 1963–1977.
4. Яковлев К.П. Математическая обработка результатов измерений. — М., 1953.
5. Дрозд В.В. Водный режим реки Свислочь и его изменение. — В сб. науч. тр. "Комплексное использование водных ресурсов". М., 1975, вып. 3.

В.Ф. КАРЛОВСКИЙ, д-р техн. наук, директ.,
 П.К. ЧЕРНИК, канд. техн. наук, зам. директ.,
 И.В. МИНАЕВ, канд. техн. наук, зав. лаб.,
 Ф.В. САПЛЮКОВ, канд. техн. наук, зав. лаб. (БелНИИМивХ)

РЕГУЛИРОВАНИЕ РЕЖИМА И КАЧЕСТВА СТОКА МАЛЫХ РЕК В СИСТЕМЕ ПРИРОДООХРАННЫХ МЕРОПРИЯТИЙ ПРИ МЕЛИОРАЦИИ ЗЕМЕЛЬ

Новое направление в проектировании мелиоративных систем связано с формированием экологически и технически совершенных систем. Особое значение приобретают вопросы сохранения режима и качества вод малых рек, служащих водоприемниками осушительно-увлажнительных систем. Инженерными мероприятиями можно вернуть чистоту воде, загрязненной вымытыми удобрениями и ядохимикатами, а также сохранить и улучшить режимы рек.

На рис. 1 приводится схема организации сброса воды из осушительно-увлажнительной системы. Основные задачи природоохранного характера,

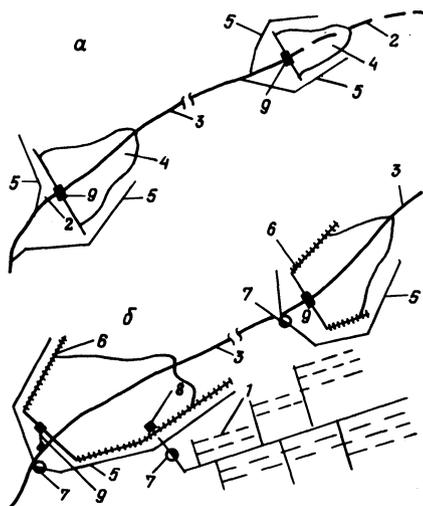


Рис. 1. Схемы организации сброса воды из осушительно-увлажнительной системы:

а — водохранилища без обвалования; б — с обвалованием; 1 — дренажная система; 2 — тальвег; 3 — нерегулируемая часть русла реки; 4 — водохранилища (пруды); 5 — фильтрационные каналы; 6 — дамбы обвалования; 7 — насосная станция; 8 — водовыпуск; 9 — паводковый водосброс.

решающиеся в этой схеме: сохранить русло реки в нижнем бьефе водохранилища в естественном состоянии и не допустить загрязнения воды. Для этого предусматриваются глубокие фильтрационные каналы по обе стороны (возможно с одной) водохранилища.

Профильровавшаяся вода поступает в нижнее течение реки. Рассчитывается ее количество. Для регулирования фильтрационного стока канал разбивается на бьефы подпорными сооружениями. С осушаемых площадей осуществляется сброс воды в реку выше водохранилища или в водохранилище.

По исследованиям БелНИИМивХ, в паводковых водах на подъеме и в первой половине периода спада половодья концентрация главных ионов, био-

генных и органических веществ оказывается ниже предельно допустимых. Эти воды из магистральных каналов самотеком сбрасываются в реку по фильтрационному каналу. На спаде паводка сток с мелиоративной системы насосной установкой подается в водохранилище. Здесь следует устанавливать аэрационные установки для быстрого разложения органических примесей. В качестве аэраторов можно использовать конические вставки (насадки) в напорном трубопроводе. Вода из глубоких фильтрационных каналов сбрасывается в реку самотеком при положительном напоре или насосной станцией — при отрицательном (в вегетационный период).

В качестве примеров такой организации служат уже построенные водохранилища.

Прежде всего следует рассмотреть вопрос очистки воды, профильтрованной из водохранилища и поступившей затем в реку ниже плотины.

В табл. 1 приведен химический состав воды в верхнем и нижнем бьефах водохранилища "Красная Слобода", совмещенного с одноименным полносистемным рыбхозом. Все проточные воды рыбхоза поступают в р. Морочь на приплотинном участке протяжением 9,4 км, на котором происходит смешение фильтрационных вод и вод, сбрасываемых через водовыпуски. В связи с этим концентрация химических веществ в водах р. Морочь в нижнем бьефе водохранилища в 1,5—2,6 раза выше, чем в фильтрационных водах (см. табл. 1). И все-таки, несмотря на поступление проточных вод из рыбхоза, содержание химических элементов в самом водохранилище значительно выше (в 1,31—1,52 раза), чем в нижнем бьефе, когда отсутствуют подпуски и происходит фильтрация только из водохранилища. В чисто дренажных водах, профильтрованных через тело и основание плотины, минерализация воды в 2,52 раза ниже, чем в водохранилище. Так же значительно снижается содержание большинства основных ионов (см. табл. 1). По своему качеству дренажные воды не уступают грунтовым. Последние, например в зоне водохранилища "Красная Слобода", имеют общую минерализацию 150—190 мг/л. Биологическое поглощение кислорода (БПК₅) как для грунтовых, так и для поверхностных вод колеблется в пределах 2,2—

2,6 мг/л и O₂. Нефтепродукты, СПАВ и другие загрязняющие вещества в водах не обнаружены.

Аналогичный процесс самоочистки воды наблюдается в нижнем бьефе Солигорского водохранилища на р. Случь. Фильтрационные расходы (0,4—0,75 м³/с) через плотину и дамбы Д-1 и Д-1¹ поступают в р. Случь на приплотинном участке протяжением около 2 км и учитываются измерениями на водпосту "Старобин".

Анализ данных УГМС БССР по химическому составу проб воды, отобранных в самом водохранилище и на водпосту "Старобин", показал, что минерализация воды (сумма ионов) в нижнем бьефе при расходах Q > 5,5 ÷ 6,0 м³/с практически не отличается от минерализации в водохранилище. При уменьшении расхода Q отношение минерализации воды в водохранилище

минерализации в нижнем бьефе $\frac{\sum И_{вб}}{\sum И_{нб}}$ возрастает. Минимальные значения

расходов в нижнем бьефе Q, при которых определялся химический состав воды, находятся в пределах 0,7—0,83 м³/с, т.е. близки к величине фильтрационного расхода через плотину и дамбы Д-1 и Д-1¹ при НПУ в верхнем бьефе.

Этим расходам соответствует отношение $\frac{\sum И_{вб}}{\sum И_{нб}} = 1,53$. Следовательно, мож-

но утверждать, что в условиях Солигорского водохранилища в фильтрационных водах содержится химических веществ в 1,53 раза меньше, чем в водохранилище. При сбросах воды из водохранилища происходит разбавление более минерализованных сбросных вод менее минерализованными филь-

рационными водами: отношение $\frac{\sum И_{вб}}{\sum И_{нб}}$ уменьшается с увеличением расхода

Q и при Q > 5,5 ÷ 6 м³/с значение его равно единице.

Количество воды, профильтрованной из водохранилища в канал, зависит от параметров последнего, напора и гидрогеологических условий. Не-

Химический состав воды

Даты взятия проб воды	Место отбора проб воды	рН	Содержание		
			Ca ^{II}	Mg ^{II}	НСО ₃ ^I
26.06.1974	Верхний бьеф	8,0	42,69	17,2	201,3
26.06.1974	Нижний бьеф				
	р. Морочь	7,32	32,67	11,41	164,7
10.04.1975	Верхний бьеф	8,11	51,42	16,22	256,0
10.04.1975	Нижний бьеф				
	р. Морочь	8,5	44,65	14,85	238,0
12.05.1975	Верхний бьеф	—	50,0	20,74	220,0
12.05.1975	Нижний бьеф				
	дренаж	—	30,0	2,44	36,6
09.09.1977	Верхний бьеф	8,52	83,9	17,9	331,8
09.09.1977	Нижний бьеф				
	р. Морочь	7,73	42,4	10,5	231,8

водохранилища "Красная Слобода"

ионов, мг/л				Сумма ионов ΣИ, мг/л	$\frac{\sum И_{вб}}{\sum И_{нб}}$
SO ₄ ^{II}	Ca ^I	Na ₃ ^I	Na ^I + K ^I		
18,50	12,48	0,35	9,0	301,52	1,31
6,16	8,64	0,30	6,8	230,68	
44,1	14,7	1,55	48,1	432,09	1,15
29,5	10,5	0,82	38,7	377,02	
37,5	14,0	0,07	36,8	379,04	2,52
37,5	5,25	—	38,9	150,69	
11,1	16,8	—	—	461,5	1,52
5,6	12,4	—	—	302,7	

обходимо учитывать и поступление в канал грунтовых вод со стороны водосбора в нижнем бьефе. В ряде случаев оно невелико. Например, в условиях водохранилищ "Красная Слобода", "Солигорское" и "Любанское" при глубине дренажных каналов 2,5–3,0 м уклоны кривых депрессии со стороны нижнего бьефа колеблются в пределах 0,001–0,003, что в 30–50 раз меньше, чем на участках между водохранилищем и каналами.

Параметры фильтрационного канала определяются типом землеройных машин, инженерно-геологическими условиями, экономическими показателями и водохозяйственным использованием водоема. Поэтому весьма важно оценить долю фильтрационных вод в расходной части водохозяйственного баланса водохранилища с целью использования их в качестве попусков в реку ниже плотины.

Рассмотрим, как складывается фактическая структура расходной части водохозяйственного баланса некоторых водохранилищ в зоне Полесья, установив технические возможности изменения ее с целью улучшения качества воды предлагаемым способом.

В табл. 2 и 3 для водохранилищ "Солигорское" и "Красная Слобода" приведены месячные значения основных элементов расходной части баланса (кроме испарения): суммарной фильтрации через плотины и дамбы (W_{ϕ}), водопотребления рыбхоза ($W_{рх}$) и попусков в реку ниже водохранилища ($W_{п}$).

По правилам эксплуатации Солигорского водохранилища попуски из него производятся круглый год. Наибольшие сбросы наблюдались в апреле 1976 и 1979 гг. (соответственно 75,0 и 78,0 млн.м³). В летний период, осенью и зимой объемы попусков $W_{п}$ составляли от 2,3 до 26,3 млн.м³ в месяц.

Наименьшие величины фильтрации и попусков имели место обычно в июле. В этот период соотношение между ними оказывалось наименьшим

$$\left(\frac{W_{п}}{W_{\phi}} < 3,1\right).$$

В условиях Солигорского водохранилища месячная величина фильтрации при НПУ 3,5–4,0 млн.м³. Путем устройства фильтрационных каналов по схеме рис. 1, б ее можно увеличить до 20–25 млн. м³. Следовательно, практически все попуски через водосброс в летний, осенний и зимний периоды были бы прекращены, и в р. Случь ниже водохранилища поступали только фильтрационные воды, выполняющие роль попусков. Оперативно управлять ими можно было бы с помощью шлюзов-регуляторов на фильтрационных каналах.

Для водохранилища "Красная Слобода" характерными являются незначительные попуски редкой повторяемости (табл. 3). Повышенный сброс воды осуществлялся только в апреле 1979 г., что было вызвано прорывом правобережной дамбы обвалования Семежевского перепуска р. Морочь. Месячные объемы попусков колебались в пределах 1,0–6,8 млн.м³, общий объем их за 1974–1980 гг. составил 32,4 млн.м³.

Расходы фильтрации и сбросов воды из прудов, а также местный сток с незарегулированной водосборной площади частично возвращаются в водохранилище насосной станцией и повторно используются для водоснабжения

Таблица 2

**Расходная часть водохозяйственного баланса
Солигорского водохранилища, млн. м³**

Элементы расхода	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII		
						1972								
w_{ϕ}	3,1	2,7	3,1	3,0	2,7	2,3	2,6	2,5	2,2	2,3	2,6	3,0		
w_n	4,4	2,0	15,6	23,5	16,3	4,0	5,1	4,2	6,8	9,9	14,4	15,4		
						1974								
w_{ϕ}	2,7	2,6	2,9	2,3	2,4	2,3	2,5	3,0	3,0	3,5	3,6	3,7		
w_n	10,1	15,2	24,2	12,2	7,9	10,6	5,2	4,4	6,4	18,9	38,1	31,2		
						1976								
w_{ϕ}	2,0	1,7	2,3	2,5	2,5	2,2	2,2	2,5	2,4	2,4	2,0	2,1		
w_n	10,3	5,6	21,7	75,0	16,8	14,5	2,3	2,6	8,2	9,8	10,2	7,7		
						1978								
w_{ϕ}	2,9	2,2	2,4	2,4	2,5	3,1	3,1	2,9	3,0	2,9	2,4	2,6		
w_n	16,4	10,1	53,7	32,7	26,3	10,3	9,8	15,8	10,9	25,6	17,3	10,7		
						1980								
w_{ϕ}	2,4	2,2	1,9	2,6	2,4	2,5	2,8	2,8	2,6	2,8	2,3	2,7		
w_n	7,8	14,6	7,9	58,2	12,7	7,1	5,7	20,6	15,5	22,1	23,72	2,7		

Таблица 3

**Расходная часть водохозяйственного баланса
водохранилища "Красная Слобода", млн.м³**

Элементы расхода	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII		
						1974								
w _ф	1,8	1,8	2,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,8	2,0	2,5		
w _{рх}	1,0	0,9	6,6	8,3	8,7	9,4	7,6	6,5	2,5	0,1	0,1	0,1		
						1976								
w _ф	2,0	1,6	2,2	2,0	2,2	1,8	1,7	1,6	1,4	1,4	2,1	2,1		
w _{рх}	6,7	7,5	9,4	11,7	10,5	7,4	3,8	3,7	3,6	4,7	4,5	4,7		
	—	—	—	4,0	—	—	—	—	—	—	—	—		
						1978								
w _ф	3,1	2,7	3,2	2,6	2,7	2,4	2,1	1,8	1,7	2,0	2,0	1,9		
w _{рх}	6,7	7,1	12,6	12,2	3,0	11,6	8,3	5,7	3,7	5,0	4,0	6,7		
						1980								
w _ф	0,6	0,6	0,7	1,3	2,0	1,6	1,5	1,5	1,4	1,7	1,7	1,8		
w _{рх}	7,3	6,9	6,1	5,9	7,0	6,8	7,0	6,2	7,8	6,7	6,5	8,9		

рыбхоза. Остальные объемы воды (в межень около 3–4 млн.м³ в месяц) создают проточность на ниже расположенном участке р. Морочь. Эти проточные воды являются более минерализованными, чем дренажные (см. табл. 1). Поэтому в результате разбавления их фильтрационными водами, поступающими из водохранилища, улучшается качество проточной воды, а также увеличивается степень проточности в р. Морочь. Для этого расходы фильтрации из водохранилища необходимо направить по фильтрационным каналам в нижний бьеф.

При обычных условиях эксплуатации водохранилища "Красная Слобода" минимальный месячный объем фильтрации составляет 1,1 млн. м³, максимальный — 3,8 млн. м³ (см. табл. 3). Следовательно, коэффициент водообмена в р. Морочь можно увеличить на 30–90%.

Из анализа приведенных выше материалов следует, что очищающая способность грунта при фильтрации воды из водохранилища в каналы достаточно высока и стабильна, но зависит от гидрогеологических условий района и требует дальнейшего изучения. При этом необходимо, чтобы расстояние между урезами воды в водохранилище и каналах было не менее 60 м. Сохранение паводковых в водохранилищах и постепенное их расходование через фильтрационные каналы позволит существенно улучшить качество воды малых и средних рек. Водоохранилища могут служить накопителями дренажных вод, а насосно-силовое оборудование для перекачки дренажных вод — для их аэрации. Инженерные методы позволяют не только сохранить, но и улучшить природную среду.

УДК 556.18

**В.В. ДРОЗД, канд.геогр.наук,
зав. лаб. (ЦНИИКИВР)**

ОЦЕНКА ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК МЕЖЕНИ ПО КАРТОГРАФИЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ

Гидрологическое обоснование водохозяйственных проектов при отсутствии данных наблюдений часто встречает затруднения. В особенности это относится к небольшим рекам, которые слабо изучены. Гидрологические расчеты в этих условиях ведутся обычно на основе кратковременных изысканий или метода аналогии.

Однако для многих гидрологических расчетов целесообразно использование картографической информации, получаемой с топографических карт крупного масштаба. Эта информация находит широкое применение при определении гидрографических характеристик речных водосборов. Опыт показывает, что положительные результаты дает также использование топографических карт для оценки гидравлико-морфометрических характеристик и стока в период межени.

Известны предложения и попытки оценки гидравлико-морфометрических характеристик и расходов воды по теоретическим зависимостям пара-

метров русла и потока [1, 2, 3]. Эти зависимости основаны на существующем в природе равновесии расхода воды потока и размеров его русла. Однако они не универсальны и имеют свои ограничения. Высказываются также предложения по использованию упрощенных замеров элементов расхода воды для его расчета [4] и оценки расхода по связи с морфометрическими элементами русла [5].

Поэтому привлечение информации топографических карт, которая до сих пор почти не использовалась в гидрологии, имеет перспективное направление. Гидрологические данные, приведенные на топографических картах, могут использоваться для различных целей. Так, в различные расчетные формулы входит величина скорости потока, которая оценивается по картам крупного масштаба. Время добегания как одна из расчетных характеристик может быть получена на участке реки по данным скорости добегания, приравниваемой к скорости потока.

Применение карт, относящихся к периодам с различным уровнем хозяйственного использования и хозяйственного освоения речных водосборов, открывает возможность оценки антропогенных изменений водного режима. Например, уже установлено, что меняются характеристики русел при одностороннем изменении и особенно повышении водоносности вследствие антропогенных факторов.

Прогнозирование качества воды с учетом процессов самоочищения, смешения и разбавления требует информации о гидравлично-морфометрических характеристиках на участках рек. Однако их распределение по длине рек весьма сложно; не установлено определенной закономерности в данном явлении [6]. Рассмотрено распределение скоростей потока по рекам Белоруссии на участках гидрологических постов [7].

Рациональным способом оценки гидравлично-морфометрических характеристик потока на участках рек в межень является использование топографических карт крупного масштаба. Для определения скоростей, глубин и ширины на участке реки с топографических карт снимаются их значения. Затем производится осреднение этих характеристик на конкретном участке. На картах показаны наибольшие скорости и глубины, которые отнесены к межённому уровню воды [8]. На новых картах вся эта информация относится к медианному значению межённого уровня 84%-ной обеспеченности летнего периода [9].

Переход к средним значениям скоростей и глубин основан на использовании связи расхода воды с наибольшими и средними значениями этих характеристик по гидрологическим постам изучаемого района или по данным единичных замеров. Затем определяется расход воды, соответствующий среднемежённому уровню, на основе обобщения данных по соседним изученным водосборам. По значению расхода воды снимаются с графика связи величины средних и наибольших скоростей и глубин. После этого строится связь средних и наибольших скоростей и глубин, что позволяет перейти от наибольших значений характеристик на участке к средним значениям. На рис. 1 показана связь средних и наибольших скоростей в межень средней водности и средних в маловодную по участкам верхнего течения р. Десны. Подобный характер имеют и связи глубин в межень разной водности. Ширина

осредняется по длине участка для условий средней по водности межени, соответствующей меженному уровню на топографических картах.

Полученные гидравлико-морфометрические характеристики: средняя скорость (v) и глубина (h), ширина (B) дают возможность оценить и расход воды (Q) на участке:

$$Q = v h B.$$

Объективность такой оценки зависит от правильности оценки водности и перехода от наибольших скоростей (v_H) и глубин (h_H) к средним значениям. Для этого в рассматриваемом районе привлекается вся информация о стоке, на основании которой оценивается водность. Соотношение наибольших и средних величин характеристик определяется типом русел, что необходимо иметь в виду при анализе и оценке стока.

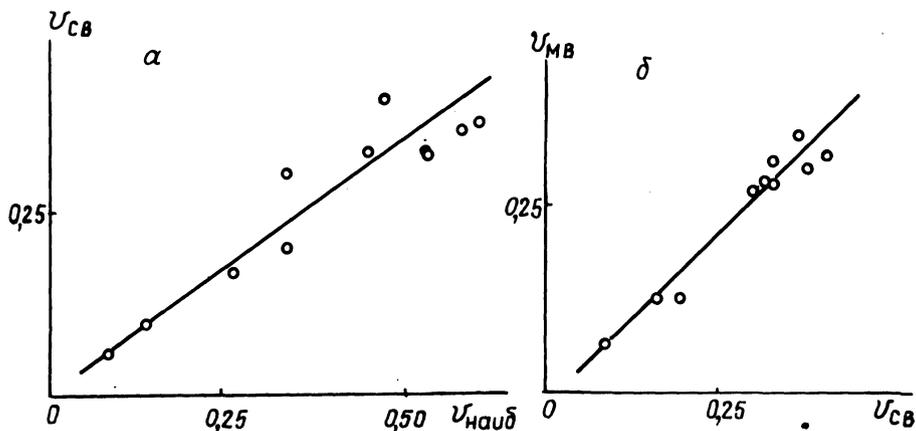


Рис. 1. Связь скоростей течения в летнюю межень. а — средней ($v_{св}$) и наибольшей ($v_{наиб}$) для межени средней водности; б — средних для межени маловодной ($v_{мв}$) и средней ($v_{св}$) по водности.

Можно также оценить фиктивные расходы воды (Q_K) непосредственно по гидравлико-морфометрическим характеристикам, снятым с топографической карты:

$$Q_K = v_H h_H B.$$

Тогда фактический расход воды

$$Q = \kappa v_H h_H B.$$

Переходный коэффициент (κ) определяется по связи вида $Q_H = f(Q_K)$ (Q_H — расходы воды по данным наблюдений в рассматриваемом гидрологическом районе или на отдельной реке).

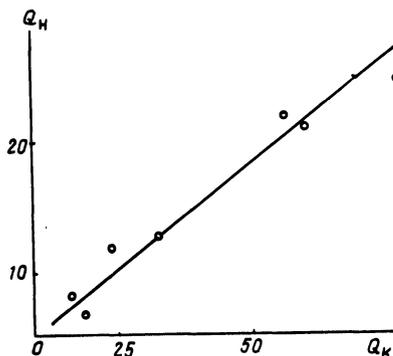


Рис. 2. Связь расходов воды, рассчитанных по наблюдениям (Q_n) и определенных по картографической информации (Q_k) в межень.

В качестве примера на рис. 2 представлена связь расходов воды с их значениями, полученными по данным гидравлико-морфометрических характеристик, снятых с карт по участкам Верхней Десны. Наличие такой связи позволяет оценивать сток межени в любых створах или на реках гидрологического района, для которого характерна подобная зависимость расходов воды.

Надежность предлагаемого метода оценки расходов воды подтверждается путем сравнения этих данных с полученными по связи расхода воды с площадью водосбора ($Q = f(F)$). Результаты сравнения по створам в верхнем течении Десны (от притока р. Сеща до р. Нерусса) представлены в табл.1.

Данные таблицы являются приемлемыми, тем более что скорости и глубины на картах приводятся с точностью до 0,1, а ширина до 1.

Этот метод был проверен при оценке расхода воды р. Нерусса, водосбор которой расположен в карстовой области, а водный режим отличается от соседних рек. Оказалось, что расходы воды, полученные по связи ($Q = f(F)$), не увязываются по длине и гидрографическим узлам, а на устьевом участке расход воды, определенный по картам, дал удовлетворительную сходимость.

Метод оценки стока межени по картографической информации может использоваться самостоятельно для рек, по которым не имеется наблюдений, или как дополнительный — для определения стока и надежного обоснования расчетных значений стока, полученных другими методами, основанными на косвенных приемах.

Такой метод получения информации по картам крупного масштаба может найти применение и при оценке характеристик стока в районах с аномальными условиями его формирования, когда традиционные методы не

Метод оценки стока межени по картографической информации может использоваться самостоятельно для рек, по которым не имеется наблюдений, или как дополнительный — для определения стока и надежного обоснования расчетных значений стока, полученных другими методами, основанными на косвенных приемах.

Такой метод получения информации по картам крупного масштаба может найти применение и при оценке характеристик стока в районах с аномальными условиями его формирования, когда традиционные методы не

Таблица 1.

Погрешности оценки расходов воды

Створы по длине реки	Расходы воды, определенные разными методами			
	$Q = f(F)$	Q_k	ΔQ	$\frac{\Delta Q}{Q} \cdot 100\%$
1	6,80	8,00	1,20	17,7
2	8,00	7,50	0,50	-6,3
3	11,8	9,60	2,20	-18,6
4	12,7	12,5	0,20	-1,6
5	21,0	21,5	0,50	2,4
6	21,5	20,0	1,50	-6,8
7	24,3	27,0	2,70	11,1

могут дать положительных результатов. Он будет полезен также для створов и участков с резким изменением стока, которое наблюдается при слиянии водотоков или впадении крупного притока в главную реку.

Использование карт, относящихся к разным периодам в зонах активного антропогенного влияния, дает возможность оценить его масштабы. Особенно это относится к случаям перераспределения площадей водосборов и стока при мелиорации заболоченных территорий.

Таким образом, использование топографических карт в гидрологии может быть расширено для гидрологического обоснования водохозяйственных проектов, включая проекты комплексного использования и охраны водных ресурсов с учетом антропогенного воздействия на водный режим.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гришанин К.В. Устойчивость русел рек и каналов. — Л., 1974.
2. Железняков Г.В. Теоретические основы гидрометрии. — Л., 1968.
3. Лучшева А.А. Практическая гидрометрия. — Л., 1972.
4. Сергутин В.Е. О гидравлично-гидрометрическом способе определения расхода воды в открытых потоках. — Метеорология и гидрология, 1976, № 6.
5. Невский В.В. Использование гидроморфометрических зависимостей для определения максимальных расходов воды. — Транспортное строительство, 1971, № 11.
6. Барышников Н.Б., Субботина Е.С. Об изменении морфометрических характеристик по длине реки. — Метеорология и гидрология, 1976, № 3.
7. Филиппович И.М. О средних скоростях течения рек. — В кн.: Вопросы водохозяйственного строительства. Минск, 1969.
8. Крят В.М. Методика оценки водных преград. — М., 1978.
9. Можухин О.А. Расчет среднемеженного уровня рек при изображении их на топографических картах. — Геодезия и картография, 1973, № 5.

УДК 628.111

Б.М. ГОНЧАРОНОК, и.о. доц. (БПИ)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕКТОРА СМЕЩЕНИЯ ДОЖДЯ

Смещение дождя является одним из факторов, определяющих условия формирования стока. Причем, как это показано в [1], значение имеет как модуль, так и направление, т.е. вектор скорости смещения дождя.

В настоящей работе рассматривается возможность определения вектора смещения дождей по данным плювиографических наблюдений. Использование этих данных позволит уже теперь сделать предварительные выводы о значимости этого явления, целесообразности организации специальных наблюдений. Под смещением дождя в настоящей работе понимается направленное перемещение его фаз по территории.

Предварительный анализ данных плювиографических наблюдений на Прибалтийской воднобалансовой станции показывает, что дожди могут иметь устойчивый вектор смещения (постоянные во всех точках водосбора модуль и направление), неустойчивый вектор смещения или быть несмещающимися (одноименные фазы дождя наблюдаются во всех точках водосбора одновременно либо момент прохождения этих фаз носит случайный характер).

При устойчивом векторе для установления самого факта смещения дождя достаточно иметь данные одновременных плевниографических наблюдений по двум пунктам. Однако для определения вектора смещения этих данных недостаточно. Поясним это на примере. Пусть в пунктах А и В (рис. 1), расстояние между которыми L , прохождение одной и той же фазы дождя (например, максимума интенсивности) наблюдалось в моменты T_A и T_B , причем $T_B > T_A$. Тогда условный вектор смещения дождя (условность в том смысле, что направление смещения дождя предполагается совпадающим с направлением прямой, соединяющей пункты А и В) будет определяться направлением от В к А и модулем $|\vec{AB}| = \frac{L}{T_B - T_A}$. Полученное направление

и модуль не определяют, однако, действительный вектор смещения дождя. Так, если фронт дождя проходит по линии BM , то действительное направление смещения дождя будет совпадать с направлением прямой AB' (нормаль к прямой BM), а его модуль $|\vec{AB}| = |\vec{AB}'| \cos \alpha'$. Если же фронт дождя проходит по линии BN , то направление смещения будет совпадать с направлением прямой AB'' (нормаль к прямой BN) а его модуль $|\vec{AB}''| = |\vec{AB}| \cos \alpha''$. Эта неопределенность устраняется, если имеются данные одновременных наблюдений по трем (А, В, С) или более пунктам. В случае трех пунктов

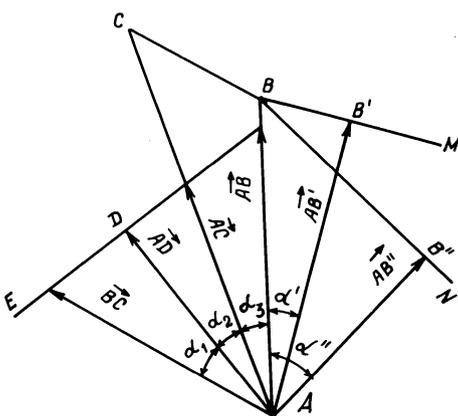


Рис. 1. Определение вектора смещения дождя графическим способом.

наблюдений будут известны три условных вектора \vec{AB} , \vec{AC} , \vec{BC} (при двух пунктах наблюдений известен только один условный вектор).

Модуль $|\vec{AD}|$ действительного вектора смещения дождя связан с условными векторами уравнением $|\vec{AD}| = |\vec{BC}| \cos \alpha_1 + |\vec{AC}| \cos \alpha_2 + |\vec{AB}| \cos \alpha_3$. При этом концы условных векторов, приведенных к общему началу (за общее начало принята точка А), будут лежать на одной прямой DE , определяющей положение фронта дождя в некоторый момент времени. Прямая AD , нормальная к прямой DE , устанавливает действительный вектор смещения дождя. Таким образом, при устойчивом векторе смещения дождя направление его будет определяться нормалью к прямой, проходящей через концы условных векторов, приведенных к общему началу. Модуль вектора смещения равен произведению модуля условного вектора на косинус угла между условным и действительным векторами.

При неустойчивом векторе смещения дождя его можно характеризовать осредненным модулем и направлением. При этом правило определения осредненного вектора остается таким же. Однако в этом случае концы условных векторов, приведенных к общему началу, не лежат на одной прямой.

Будет иметь место некоторое отклонение. Ошибка в определении осредненного вектора зависит от числа использованных пунктов наблюдений: чем их больше, тем меньше ошибка.

Число получаемых условных векторов равно числу сочетаний, которые можно составить из n пунктов наблюдений по два и определяется известной

$$\text{формулой } C_n^{(2)} = \frac{n!}{2!(n-2)!} .$$

При большом числе пунктов наблюдений определение вектора лучше производить аналитически. Методику определения рассмотрим на примере дождя, наблюдавшегося на Прибалтийской водно-балансовой станции 14 августа 1969 г. Для определения вектора смещения дождя были построены плювиограммы, полученные на 8 постах этой станции, и по ним определены моменты прохождения характерной фазы на каждом посту.

В качестве характерной фазы принималось начало 10-минутного периода с наибольшей средней интенсивностью дождя. Затем для каждого из 28 сочетаний постов были определены расстояния между ними (расстояния определялись по схеме расположения постов), разность моментов прохождения характерной фазы, модули и направления условных векторов. Координаты Y_K и X_K концов условных векторов приведены к общему началу в выбранной системе координат $X-Y$. За общее начало принята точка $X=0$; $Y=0$. Методом наименьших квадратов определены постоянные K и a уравнения прямой регрессии $Y_K = KX_K + a$, проходящей через концы условных векторов и указывающей положение фронта характерной фазы в некоторый момент времени. Значения постоянных $K = -0,526$ и $a = -1,44$ найдены путем решения системы нормальных уравнений вида

$$K \sum_1^{28} X_i^2 + a \sum_1^{28} X_i - \sum_1^{28} X_i Y_i = 0;$$

$$K \sum_1^{28} X_i + 28a - \sum_1^{28} Y_i = 0.$$

Устойчивость вектора смещения дождя оценена коэффициентом корреляции между координатами Y_K и X_K . При устойчивом векторе коэффициент равен 1. В данном примере коэффициент корреляции равен $0,81 \pm 0,13$ при доверительной вероятности 0,99.

Направление вектора смещения дождя будет параллельно прямой $Y = -\frac{1}{K} X$, проходящей через начало координат перпендикулярно к прямой

$Y = KX + a$. Точка пересечения прямых $Y = KX + a$ и $Y = -\frac{1}{K} X$ ($X_0 = -0,594$,

$Y = -1,13$) определяет положение конца вектора смещения дождя, за начало которого принята точка $X = 0$; $Y = 0$. Модуль вектора $|\vec{V}|$ установлен по формуле

$|\vec{V}| = \sqrt{X_0^2 + Y_0^2}$, равен 1,27 м/с. Полученному значению $-\frac{1}{K} = 1,9$ соот-

ветствует азимут вектора смещения дождя 118 град (в данном примере направление вектора смещения дождя противоположно направлению прямой

$$Y = -\frac{1}{K} X).$$

Подводя итоги, можно сказать, что для определения вектора смещения дождя необходимо иметь данные определенных плевниографических наблюдений не менее чем по трем пунктам территории. Ошибка в определении неустойчивого вектора смещения дождя зависит от числа пунктов наблюдений и уменьшается с увеличением этого числа.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гончаронок Б.М. Особенности формирования стока в условиях смещающихся дождей. — В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1981, вып. 11.

УДК 532.517.4

Э.П. КОВАЛЕНКО, канд. техн. наук, зам. директ. (ЦНИИКИВР)

К ПОСТРОЕНИЮ ПЛАНА ПОВЕРХНОСТНЫХ СКОРОСТЕЙ ПРИ ПЛАВНО ИЗМЕНЯЮЩЕМСЯ НЕУСТАНОВИВШЕМСЯ ДВИЖЕНИИ ВОДЫ

Знание осредненных поверхностных скоростей, кроме теоретического, представляет существенный практический интерес. Так, знание распределения осредненных поверхностных скоростей важно для организации защиты от загрязнения и очистки потока от плавающих загрязнителей, а также для лесосплава и судоходства.

При решении таких задач широкое применение находит способ, основанный на линеаризации системы дифференциальных уравнений неустановившегося движения воды для решения этой системы методом итерации [1, 4].

Базисным вопросом, на который необходимо дать ответ при использовании такого способа, является наличие совместимости и единственности решения линеаризованной системы уравнений. В статье анализируются условия, при которых такая система уравнений совместна и имеет единственное решение при построении плана поверхностных скоростей плавно изменяющегося неустановившегося движения воды в случае, когда решение плановой задачи распределения средних на вертикали скоростей известно [1].

Система дифференциальных уравнений движения в рассматриваемом случае приводится к виду [2]:

$$\begin{cases} \frac{\partial H}{\partial x} = i_{0x} - \frac{1}{g} (v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} + \frac{\partial v_x}{\partial t}) - \frac{v v_x}{K_M^2}; \\ \frac{\partial H}{\partial y} = i_{0y} - \frac{1}{g} (v_x \frac{\partial v_y}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_y}{\partial t}) - \frac{v v_y}{K_M^2}, \end{cases} \quad (1)$$

где H — глубина; v — осредненная поверхностная скорость; i_0 — уклон; g — ускорение силы тяжести; K_M — гидравлическая проводимость русла в рассматриваемой точке; x, y — координаты.

При допущении, что $\frac{\partial H}{\partial x}$ и $\frac{\partial H}{\partial y}$ равны значениям, полученным при решении

плановой задачи распределения средних на вертикали скоростей [1], построение планов осредненных поверхностных скоростей сводится к решению системы уравнений (1).

В виде допущения будем считать, что

$$\begin{cases} v_{x, i, j, l+1} = 2v_{x, i, j, l} - v_{x, i, j, l-1} ; \\ v_{y, i, j, l+1} = 2v_{y, i, j, l} - v_{y, i, j, l-1} , \end{cases} \quad (2)$$

где l — номер расчетного шага во времени (рис. 1).

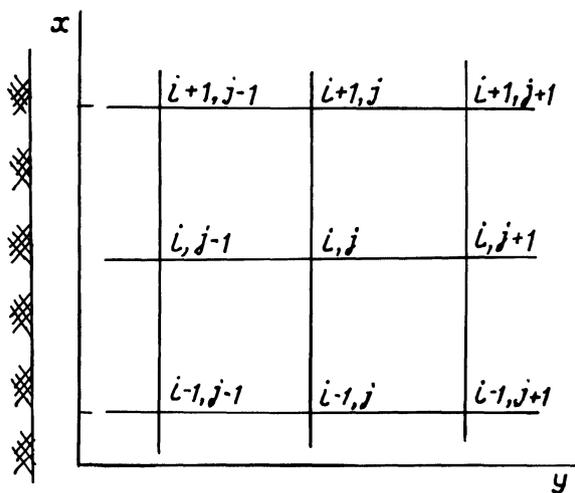


Рис. 1. Схема расчетной сетки для момента времени t_l .

Тогда в конечно-разностном виде систему уравнений (1) можно привести к виду для момента времени t_l

$$\frac{H_{i+1, j, l} - H_{i-1, j, l}}{x_{i-1, j} - x_{i+1, j}} = i_{0x, i, j} - \frac{1}{g} \left(v_{x, i+1, j, l} \frac{v_{x, i+1, j, l} - v_{x, i-1, j, l}}{x_{i+1, j} - x_{i-1, j}} + v_{y, i, j, l} \frac{v_{x, i, j+1, l} - v_{x, i, j-1, l}}{y_{i, j+1} - y_{i, j-1}} + 2 \frac{v_{x, i, j, l} - v_{y, i, j, l-1}}{t_{l+1} - t_{l-1}} \right) - v_{ijl} \frac{v_{x, i, j, l}}{K_{M, i, j}^2} ; \quad (3)$$

$$\frac{H_{i,j+1,l} - H_{i,j-1,l}}{v_{i,j+1} - v_{i,j-1}} = i_{oyi,j,l} - \frac{1}{g} (v_{yi,j,l} \frac{v_{yi,j+1,l} - v_{yi,j-1,l}}{v_{ij+1} - v_{ij-1}} + v_{xi,j,l} \frac{v_{yi+1,j,l} - v_{yi-1,j,l}}{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}} + 2 \frac{v_{yi,j,l} - v_{yi,j,l-1}}{t_{l+1} - t_{l-1}}) - v_{i,j,l} \frac{v_{yi,j,l}}{K_{M,i,j,l}^2}$$

Систему уравнений (3) записываем как

$$b_j v_{xi+1,j,l} + C_{1j+1} v_{xi+1,j+1,l} + C_{2j-1} v_{xi+1,j-1,l} + f_1 v_{xi+1,j,l} + g_{3j} = 0;$$

$$d_{1j+1} v_{yi+1,j+1,l} + d_{2j-1} v_{yi+1,j-1,l} + l_j v_{yi+1,j,l} + f_j v_{yi+1,j,l} + g_{4j} = 0. \quad (4)$$

где

$$b_j = \frac{v_{xi,j,l}}{g} \frac{1}{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}}; \quad C_{1j+1} = \frac{v_{yi,j,l}}{2g(v_{ij+1} - v_{ij-1})};$$

$$C_{2j-1} = -\frac{v_{yi,j,l}}{2g} \frac{1}{(v_{ij+1} - v_{ij-1})}; \quad g_{3j} = \frac{H_{i+1,j,l} - H_{i-1,j,l}}{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}} -$$

$$- i_{oxi,j} - \frac{v_{xi,j,l} v_{xi-1,j,l}}{g(x_{i+1,j} - x_{i-1,j})} + \frac{v_{yi,j,l} v_{xi-1,j+1,l}}{2g(v_{ij+1} - v_{ij-1})} -$$

$$- \frac{v_{yi,j,l} v_{xi-1,j-1,l}}{2g(v_{ij+1} - v_{ij-1})} + 2 \frac{v_{xi,j,l} - v_{yi,j,l-1}}{t_{l+1} - t_{l-1}} + v_{i,j,l} \frac{v_{xi-1,j,l}}{2K_{M,i,j,l}^2};$$

$$f_j = \frac{v_{i,j,l}}{2K_{M,i,j,l}^2}; \quad d_{1j+1} = \frac{v_{yijl}}{2g(v_{ij+1} - v_{ij-1})}; \quad d_{2j-1} = -\frac{v_{yijl}}{2g(v_{ij+1} - v_{ij-1})};$$

$$l_j = \frac{v_{xi,j,l}}{g} \frac{1}{x_{i,j+1} - x_{i,j-1}};$$

$$g_{4j} = \frac{H_{i,j+1,l} - H_{i,j-1,l}}{v_{i,j+1} - v_{i,j-1}} - i_{oyi,j} + \frac{v_{yi,j,l}}{2g} \frac{v_{yi-1,j+1,l} - v_{yi-1,j-1,l}}{v_{ij+1} - v_{ij-1}} -$$

$$- \frac{v_{xi,j,l}}{g} \frac{v_{yi-1,j,l}}{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}} + \frac{v_{yi,j,l} - v_{yi,j,l-1}}{t_{l+1} - t_{l-1}} - v_{i,j,l} \frac{v_{yi,j,l}}{K_{M,i,j,l}^2}.$$

Учитывая, что осредненные скорости у стенок равны нулю, система уравнений (4) содержит $2n$ уравнений с $2n$ неизвестными и является замкнутой. В рассматриваемом случае можно полагать, что [2]

$$v_{xi,j,l} = \frac{K_{M,i,j,l}^2 J_{xij,l}}{v_{mij,l}}; \quad (5)$$

$$v_{yi,j,l} = \frac{K_{Mi,j,l}^2 J_{yi,j,l}}{v_{Mi,j,l}}, \quad (6)$$

где

$$v_{Mij,l} = \sqrt{v_{xi,j,l}^2 + v_{yi,j,l}^2};$$

$$J_{x,i,j,l} = i_{oxi,j} - \frac{H_{i+1,j,l} - H_{i-1,j,l}}{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}} - \frac{u_{xi,j,l}}{g} \frac{u_{xi+1,j,l} - u_{xi-1,j,l}}{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}} - \frac{u_{yi,j,l}}{g} \frac{u_{xi,j+1,l} - u_{xi,j-1,l}}{y_{i,j+1} - y_{i,j-1}}; \quad (7)$$

$$J_{y,i,j,l} = i_{oyi,j} - \frac{u_{yi,j,l}}{g} \frac{u_{yi,j+1,l} - u_{yi,j-1,l}}{y_{i,j+1} - y_{i,j-1}} - \frac{u_{xi,j,l}}{g} \frac{u_{yi+1,j,l} - u_{yi-1,j,l}}{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}} - \frac{H_{i,j+1,l} - H_{i,j-1,l}}{y_{i,j+1} - y_{i,j-1}}, \quad (8)$$

где u — средняя скорость на вертикали.

В правой части (7) и (8) из решения плановой задачи распределения средних на вертикали скоростей нам известны значения всех составляющих.

Соотношения (5) и (6) при наличии решения плановой задачи распределения средних на вертикали скоростей способствуют нахождению значений v_x и v_y в заданных точках створа $i+1$.

Значения проекций поверхностных скоростей в точке i, j можно считать, равны

$$v_{x,i,j,l} = \frac{v_{xi+1,j,l} + v_{xi-1,j,l}}{2}$$

$$\text{и} \quad v_{y,i,j,l} = \frac{v_{yi+1,j,l} + v_{yi-1,j,l}}{2}. \quad (9)$$

Если в створе $i-1$ значения v_x и v_y нам заданы или получены в процессе расчета, то из (9) определяем v_x и v_y в створе i .

Если значения v_x и v_y в створе $i-1$ нам неизвестны, то за таковые можно принять v_x и v_y , подсчитанные по (5) и (6).

Принимая полученные таким образом значения v_x и v_y в створе i в первом приближении заданными, определяем значения коэффициентов $b_j, C_{1j+1}, C_{2j-1}, f_j, g_{3j}, d_{1,j+1}, d_{2,j-1}, l_j, f_j, g_{4j}$. В полученную систему линейных алгебраических уравнений входит n уравнений, содержащих n неизвестных (учитывая, что осредненные скорости у стенок равны нулю и являются замкнутой системой).

В общем виде эту систему уравнений можно записать следующим образом:

$$\frac{\begin{matrix} \alpha(a_1, a_2 \dots a_n) \\ \beta(b_1, b_2 \dots b_n) \end{matrix}}{(c_1, c_2 \dots c_n)} \quad (13)$$

Это означает выполнение n числовых равенств:

$$\alpha a_i + \beta b_i = c_i \quad (i = 1, 2, \dots, n). \quad (14)$$

Если A и B являются предыдущими строками матрицы (12) или их линейной комбинацией, а C — последующей строкой, то в строке C всегда имеется коэффициент $C_i \neq 0$, аналоги которого в (13) $a_i = 0$ и $b_i = 0$. В случае симметричности потока рассматривается только часть симметрии.

Следовательно, если коэффициенты α и β не являются бесконечными величинами, условие (14) не может быть выполнено. Это доказывает, что строки матрицы D линейно независимы.

Каждый столбец матрицы D имеет элемент, отличающийся от нуля. Аналоги же его во всех предыдущих столбцах равны нулю. Следовательно, как это сделано и для строк, доказываем, что столбцы матрицы D являются линейно независимыми.

Согласно теореме о базисном миноре, всякий столбец матрицы является линейной комбинацией ее базисных столбцов, а всякая ее строка — линейной комбинацией базисных строк.

Так как в рассматриваемом случае ни один столбец и ни одна строка не являются, как доказано выше, линейной комбинацией ее (матрицы) базисных столбцов, то базисный минор матрицы D совпадает с самой матрицей D , а ее ранг равен числу уравнений.

В соответствии со следствием теоремы о базисном миноре, которое является необходимым и достаточным условием равенства нулю определителя, определитель тогда и только тогда равен нулю, когда его столбцы линейно зависимы.

В рассматриваемом случае матрицы D столбцы определителя являются линейно независимыми, поэтому он не равен нулю.

Но определитель матрицы D является определителем системы уравнений (11). Тогда в соответствии с теоремой Крамера (утверждающей, что если определитель D системы (11) отличен от нуля, то система совместна и имеет единственное решение [3]) система уравнений (11) совместна и имеет единственное решение.

Решение задачи практически возможно только с помощью современных ЭВМ. Алгоритм решения рассмотренной системы уравнений аналогичен, например, приведенному в работе [4].

Необходимо обратить внимание на то, что x_1 и x_2 в системе уравнений (11), а также x_{n+3} и x_{n+4} равен нулю из условия равенства нулю осредненных скоростей на стенке русла.

Поэтому число неизвестных в системе (11) равно не $n+4$, а лишь n .

Значения x_1, x_2, x_{n+3} и x_{n+4} не исключены для общности, так как их присутствие, не меняя существа, добавляет наглядность проведенным доказательствам.

Если нам известны решения плановой задачи неустановившегося движения в створах $i-1$ в моменты t и $t+\Delta t$, а в момент t в створе $i+1$, то решение задачи для створа $i+1$ в момент времени $t+\Delta t$ имеется и оно является единственным при вышеназванных условиях и допущениях.

Расчетная схема решения задачи является аналогичной приведенной в статье [1].

ЛИТЕРАТУРА

1. К о в а л е н к о Э.П. Построение планов течений плавно изменяющегося неустановившегося потока. — В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1981, вып. 11. 2. К о в а л е н к о Э.П. Исследование движения воды в открытых руслах. Минск, 1963. 3. Карпелович Ф.И., Садовский Л.Е. Элементы линейной алгебры и линейного программирования. — М., 1963. 4. Connor I.I. Brebbia C.A. Finite Element Techniques or Fluid Flow. — Newnes — Butterworths. London, Baston, 1976.

УДК 712.5 (282) +627.41

И.В. ФИЛИППОВИЧ, канд. техн. наук, зав.каф.,
Е.М.ЛЕВКЕВИЧ, канд. техн. наук, доц.,
Н.М. КУНЦЕВИЧ, канд. техн. наук, доц.,
В.Н. ПЕНЬКЕВИЧ, ст. препод. (БПИ)

ВОПРОСЫ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ УЧАСТКА ПОЙМЫ, СТЕСНЕННОЙ НАМЫВАЕМОЙ ТЕРРИТОРИЕЙ

Инженерная защита территорий, примыкающих к берегам морей, озер, водохранилищ, рек и каналов, представляет собой сложную техническую проблему, к которой в настоящее время, и в особенности в будущем, все чаще и чаще обращаются градостроители.

Постоянно растущие масштабы и темпы строительства новых, расширение и развитие существующих городов, охрана земель, пригодных под сельскохозяйственное использование, охрана недр и лесных массивов настоятельно требуют освоения территорий, не включаемых в сельскохозяйственное производство со сложными природными условиями, ранее считавшихся непригодными и для городской застройки.

Вовлечение этих земель в использование народным хозяйством позволит на длительный период сохранить площади пахотных земель, не прибегая к мелиорации новых территорий.

Для условий Белорусской ССР, Прибалтики и значительной части Нечерноземной зоны РСФСР к категории неудобных земель под городскую застройку относятся бедные пойменные, затапливаемые в паводок территории, расположенные вблизи городов. Такие территории часто заболачиваются, зарастают мелким кустарником и камышом; в засушливые периоды года, пересыхая, они могут стать очагом болотных пожаров. Естественно, что такие территории должны переустраиваться в инженерном отношении в соответствии с противопожарными и санитарно-гигиеническими требованиями.

Переустройство пойменных территорий под застройку в виде намыва или подсыпки затопляемых участков грунтом может изменить гидрологический и гидравлический режим русла и поймы как на благоустраиваемом, так и на прилегающих к нему участках. Прогнозирование этих изменений, а также водообмена и русловых деформаций, выработка мероприятий по защите русла и берегов от русловой эрозии должны опираться на теоретическую базу или на экспериментальные исследования с применением, например, физических моделей. Актуальными в связи с этим будут вопросы целесообразности тех или иных инженерных решений (например, применения обвалования территории дамбами с устройством дренажной системы или подсыпки (гидронамыва) грунта по всей площади под городскую застройку), гидравлического обоснования способности русла и сжатой поймы пропускать паводки, лед, шугу.

Для изучения вопросов стеснения поймы р. Березины в г. Бобруйске в лаборатории гидротехнических сооружений Белорусского политехнического института выполняются гидравлические исследования на жесткой модели участка, предназначенного для инженерной подготовки под городскую застройку. Намечается гидронамыв исследуемого участка и освоение его в три этапа.

Территория поймы, предназначенная для инженерной подготовки под городскую застройку, с подходным и низовым участками, руслом и поймой в натуре длиной 11,2 км и шириной 3,8 км, в масштабах: вертикальном 1:60 и горизонтальном 1:700 размещена на закрытой русловой площадке 18,5х5,5 м.

Долина р. Березины на исследуемом участке шириной 5,0–6,0 км трапециевидная, умеренно извилистая. Правый склон ее высотой 6–7 м (местами 10–12 м) крутой, преимущественно обрывистый, левый – пологий, незаметно сливающийся с прилегающей местностью. Левобережная пойма шириной до 4,0 км луговая, сильно пересечена старицами, протоками, блюдцеобразными понижениями [1].

Русло реки в основном извилистое, неразветвленное, ровное, песчаное. Правый берег коренной, высокий, левый – низкий пологий; оба сложены песчаными и супесчаными грунтами, открытые (рис. 1). При высоких уровнях воды берега подмываются и обваливаются, на них наблюдается выклинивание грунтовых вод.

В межень русло реки имеет следующие размеры: ширина 100–130 м, средняя глубина – 1,5–2,2 м, средняя скорость течения 0,3–0,5 м/с; в период весеннего половодья средняя скорость течения 1,5–2,0 м/с. Река судоходная, длительность навигационного периода 233–269 сут.

Стационарные наблюдения на реке ведутся с 1876 г.: измеряются уровни, расходы, толщина льда, загрязненность, химический состав и температура воды, изучаются ледовые явления.

В годовом ходе уровней реки выделяются весеннее половодье, низкая летне-осенняя и устойчивая зимняя межень. Весенний подъем уровня длится 3–4 недели, весенний максимум держится 1–2, иногда 3–4 дня. Согласно данным наблюдений, за 100 лет высота весеннего половодья изменяется от 436 см до 138 см.

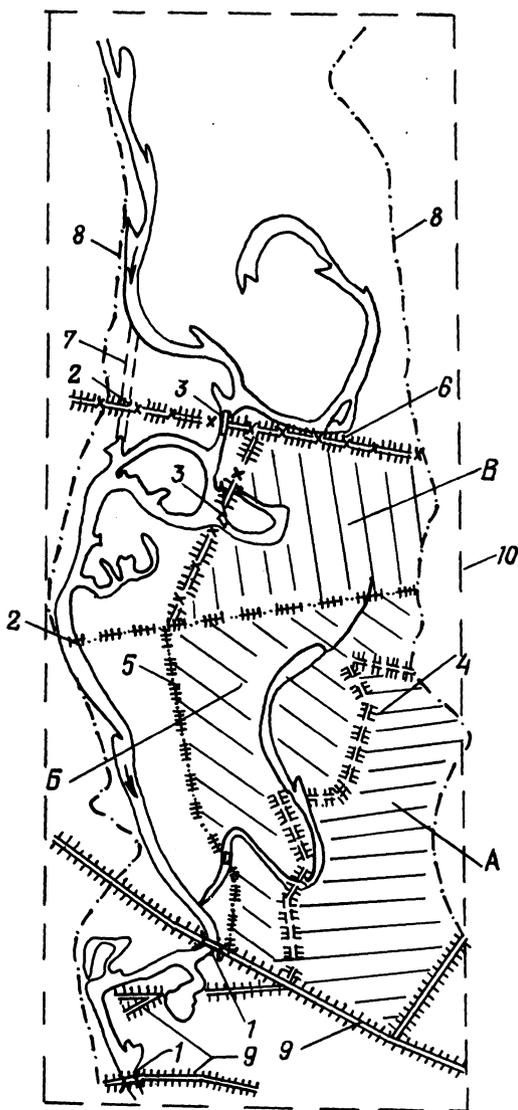


Рис. 1. Схема запроектированных мероприятий по инженерной подготовке территорий под городскую застройку. А — 1-й этап; Б — 2-й; В — 3-й; 1 — существующие мосты на дорогах; 2 — проектируемые мосты; 3 — водорегулирующие сооружения; 4 — дамба 1-го этапа намыва территории; 5 — то же 2-го этапа; 6 — то же 3-го этапа; 7 — предполагаемое спрямление русла; 8 — граница затопления территории паводковым расходом 1% обеспеченности до намыва; 9 — существующие дороги и насыпи; 10 — граница модели.

Высоты весенних максимумов различной обеспеченности, а также характерные уровни периода с ледовыми явлениями, представляющие наибольший интерес для исследований, указаны в табл.1.

Наибольшие дождевые паводки проходят при превышении уровня на 238 см над "нулем" графика. Толщина ледяного покрова достигает 35—40 см, в суровые зимы до 63 см. Вскрытие реки сопровождается ледоходом средней продолжительности 6 дней, максимальной — 22 дня.

Река Березина относится к водотокам смешанного питания с преобладанием снегового.

Норма мутности р. Березины равна 13 г/м^3 , среднесуточный расход

взвешенных наносов — 1,55 кг/с. Это означает, что в среднем по водности году в створе исследуемого участка пройдет 49 тыс. т взвешенных наносов.

Краткие гидрологические сведения по реке приведены для того, чтобы наметить тот необходимый для исследований минимум вопросов, который может возникнуть при разработке мероприятий к проекту по инженерной подготовке пойменных затопляемых территорий под городскую застройку.

Исходя из этого, в задание по исследованию на гидравлической модели мероприятий по инженерной подготовке намываемой территории под город-

скую застройку в Приберезинском районе г. Бобруйска были включены следующие вопросы:

1. Изучение поля поверхностных и донных скоростей при выходе потока на пойму, а также уровня режима реки и границ затопления паводками в естественных (до осуществления намыва) условиях.

2. Прогноз уровней воды в паводок в связи со стеснением поймы: на 1-м этапе — защитной дамбой, под прикрытием которой будет осуществляться гидронамыв, 2-м этапе — намываемой территорией и строящимися автодорогой через оставшуюся часть поймы и мостом через русло, 3-м этапе — стеснением поймы за счет расширения намыва, строительства дороги и моста.

3. Исследование целесообразности спрямления излучины реки, строительства на спрямленном участке под автодорогу на 3-м этапе взамен моста на излучине основного русла.

4. Прогноз в связи с изменением гидрологического и гидравлического режимов русловых деформаций и береговой эрозии на всех трех этапах инженерной подготовки территории под городскую застройку.

5. Исследование и разработка инженерных мероприятий и конструкций защитных сооружений, предотвращающих или ограничивающих на длительный период разрушительное воздействие потока и льда на откосы берегов, дорожные насыпи, мосты, защитные дамбы.

6. Изучение влияния измененной гидрологической и геоморфологической обстановки русла и поймы на установившуюся экологическую систему с целью предотвращения нежелательных проявлений водной среды (образование застойных зон в рукавах и старицах; прекращение транспорта наносов, задержание льда и мусора, образование заторов, зарастание русла, цветение воды и др.).

Моделирование участка поймы выполнено по Фрудру с автоматизированностью по Рейнольдсу [2].

Опыты по исследованию на модели уровня режима, поля поверхностных и донных скоростей в условиях естественного русла, а также на

Таблица 1

Уровни весеннего половодья и периоды с ледовыми явлениями на р. Березине в г. Бобруйске

Обеспеченность	Расход	Высота весеннего половодья над "нулем" графика, см	Уровни ледохода
1	2550	450	—
2	2210	427	—
5	1760	387	—
10	1410	350	—
25	951	303	—
50	748	266	—
—	1650	378	Высший весенний
—	420	233	Средний "
—	132	95	Низший "
—	400	223	Высший зимний
—	165	128	Средний "
—	100	55	Низший "

1-м этапе инженерной подготовки участка под городскую застройку выполнены при пропускаемых расходах, равных 2550 м³/с, 2210, 1760, 1410 и 951 м³/с, а также максимальных уровнях ледохода, превышающих "нуль" графика на 378 и 233 см.

Анализ поверхностных и придонных скоростей и их траекторий в естественном русле указывает на то, что на участке предполагаемого намыва образуется тиховодье со скоростями на поверхности, не превышающими 1 м/с с весьма незначительными (до 0,20 м/с) придонными скоростями.

Гидродинамическая ось потока в паводок 1 и 2% обеспеченности не совпадает с основным руслом и проходит на середине поймы, что следует учитывать при проектировании защитной дамбы на 1-м этапе намыва территорий под застройку.

Пропуск ледохода в естественном русле указывает на возможность захода отдельных льдин и ледяных полей, движущихся по пойме левого берега ближе к урезу воды, на участок предполагаемого намыва, что потребует на 1-м этапе ограждения участка намыва защитными дамбами.

Пропуск паводковых расходов на 1-м этапе намыва при проектном расположении дамбы не вызывает опасений. Расположение защитной дамбы в виде выдвинутой на ее середине (по длине) шпоры в сторону динамической оси потока позволило последнюю отклонить в сторону русла, что благоприятно повлияло на пропуск льда. Пропуску льда в значительной степени способствует и ликвидация тиховодья в зоне намыва, которая отгорожена от поймы защитной дамбой.

Незначительное стеснение поймы защитной дамбой почти не повлияло на изменение уровней и поверхностных скоростей. Однако наблюдается тенденция к снижению уровней воды в расчетном створе, расположенном на 60 см (для натуры 420 м) выше автодорожного моста, по сравнению с естественными, а также незначительному увеличению придонных скоростей. Объясняется это тем, что в связи со стеснением и ликвидацией тиховодья движение потока на пойме в основном совпадает с его динамической осью без образования поперечных вальцов, водоворотов, косых течений. Это увеличивает общий уклон потока, придонные скорости и незначительно снижает уровень воды в расчетном створе.

Стеснение потока защитной дамбой способствует также ликвидации мертвой зоны на левобережной пойме перед автомобильной дорогой, в которой в естественных условиях русла лед скапливается.

Выбор участка на 1-м этапе инженерной подготовки территории под городскую застройку не вызывает особых затруднений в гидрологическом, геоморфологическом и гидравлическом отношениях. Судя по результатам исследований, намечаемые инженерные мероприятия, рекомендуемые на основе исследований лаборатории, являются надежными в отношении как пропуска паводков и льда, так и обеспечения нормального процесса намыва территории под городскую застройку.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ресурсы поверхностных вод СССР: Стат. ежегодник. — Л., 1971, т. 5, ч. 1. 2. Справочник по гидравлическим расчетам/Под общ.ред. П.Г.Киселева. — М., 1975.

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТЕЧЕНИЙ НА МАЛЫХ РАВНИННЫХ ВОДОХРАНИЛИЩАХ

Изучению влияния течений на береговые процессы в условиях морей и крупных водохранилищ посвящен ряд работ [1, 2, 3], для условий же малых водохранилищ оно практически не изучалось. В общем случае в водохранилищах выделяют поверхностные (дрейфовые) течения, возникающие под воздействием ветра, и стоковые — в результате действия водосброса, насосных станций и т.д. [2, 3]. Возможно наличие градиентных, стратификационных [2, 4] вдольбереговых ветровых, волновых и прочих течений.

Задачей же наших исследований явилось изучение характера распределения скоростей течений как по акватории малых водохранилищ, так и вдоль берега. Кроме того, оценивалась роль течений как берегообразующего фактора в процессе переработки берега.

Наблюдения и исследования проводились на водохранилищах: "Заславльском", "Криницы", "Дрозды", "Чижовском" — на р. Свислочь, "Волковичи" — на р. Птичь и "Вяча" — на р. Вяча. Их морфометрические характеристики представлены в табл. 1. Изучение режима течений выполнялось в безледные периоды 1979—1980 гг. и состояло в съемке, картировании акватории водохранилищ и проведении стационарных наблюдений за вдольбереговыми течениями. Наблюдения включали регистрацию скоростей и направлений течений и факторов, оказывающих влияние на их развитие: величины расходов (Q) сбрасываемых в нижний бьеф водохранилищ, скорости и направления ветра (w) на высоте 2 м над поверхностью воды, высоты ($h_{1\%}$) и направления движения берега, величины расходов, сбрасываемых в нижний бьеф, а также отметки уровня верхнего бьефа принимались на основании данных службы эксплуатации Вилейско-Минской водной системы. Для регистрации параметров ветра использовались автоматическая метеостанция М-47 и ручной анемометр МС-3. Характеристики ветрового волнения определялись по максимально-минимальной вехе. Скорости течений измерялись при помощи

Таблица 1

Морфометрические характеристики водохранилищ

Водохранилище	Площадь при НПУ, км ²	Полный объем, млн.м ³	Глубина средняя, м	Ширина, км	Длина, км
"Заславльское"	31,1	105,5	3,50	4,50	10,0
"Криницы"	1,15	3,0	2,60	0,40	3,20
"Дрозды"	2,38	6,38	2,70	0,50	5,10
"Чижовское"	2,80	5,60	2,0	0,50	6,10
"Волковичи"	0,85	2,80	3,30	0,20	3,0
"Вяча"	1,68	5,10	2,0	0,61	5,33

измерителя течений ГР-42 и привязных поверхностных и глубинных поплавков по стандартной методике [5].

Число промерных вертикалей в створе изменялось от 4 до 9. На каждой вертикали число точек измерения равнялось 3—5. По материалам съемок были построены поперечные разрезы водохранилищ с нанесенными эпюрами скоростей и направлений течений, продольные разрезы, а также линии распространения наибольших скоростей и планы течений по акватории водоемов.

Анализ эпюр и планов течений при скоростях ветра до 5 м/с показал, что на акватории малых водохранилищ можно выделить два вида течений: поверхностное и донное. При этом параметры их зависят от конкретных морфологических особенностей чаши, берегов и дна водоемов, гидрометеорологических характеристик и сбрасываемых расходов. Поверхностные (дрейфовые) течения, развивающиеся в результате воздействия ветра на поверхность водохранилища и турбулентного перемешивания верхних слоев потока, в зависимости от направления ветра могут совпадать или не совпадать со стоковыми, направленными всегда в сторону водосброса (рис. 1, 2). Развитие поверхностного течения определяется как скоростью ветра и интенсивностью ветрового волнения, так и их длительностью [2, 6].

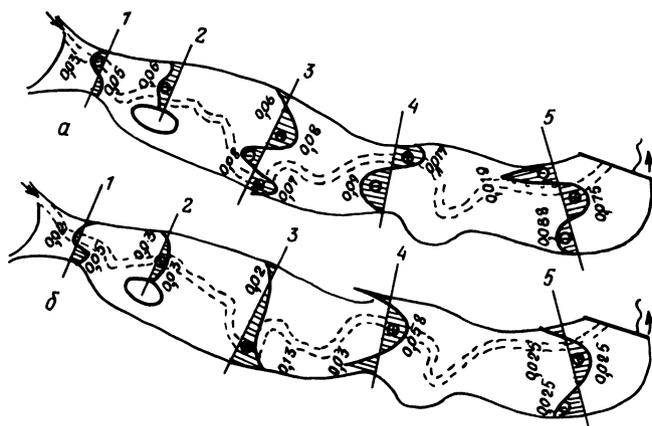


Рис. 1. Распределение скоростей течений по акватории водохранилища:
а — поверхностные; б — донные.

Результаты, приведенные в табл. 2, а также анализ эпюр скоростей течений указывает, что в наблюдаемых условиях (скорость ветра 1—5 м/с, высота волн 0,1—0,3 м, глубины — до 8 м) поверхностные течения охватывают 0,5 площади сечения водохранилища, а их значения достигают 0,28 м/с.

В ряде случаев наблюдалось по оси водохранилища увеличение значений скоростей поверхностных течений в конце разгона (см. рис. 2).

Рассматривая стоковые течения, следует отметить, что под ними понимается перенос жидкости, происходящий в придонной области и приуроченный затопленному руслу водотока. При этом однонаправленное движение жидкости в сторону водосброса зависит лишь от величины сбрасываемого в нижний бьеф расхода и типа водосброса.

Значение скоростей поверхностных течений, м/с

Водохранилище	Номер створа	Вертикаль				
		I	II	III	IV	V
"Криницы"	III	0,04	0,03	0,08	0,07	0,03
"Дрозды"	IV	0,03	0,12	0,17	0,13	—
"Чижевское"	II	0,05	0,05	0,07	0,2	—
"Волковичи"	IV	0,03	0,07	0,02	0,13	—
"Вяча"	I	0,04	0,04	0,04	0,05	—

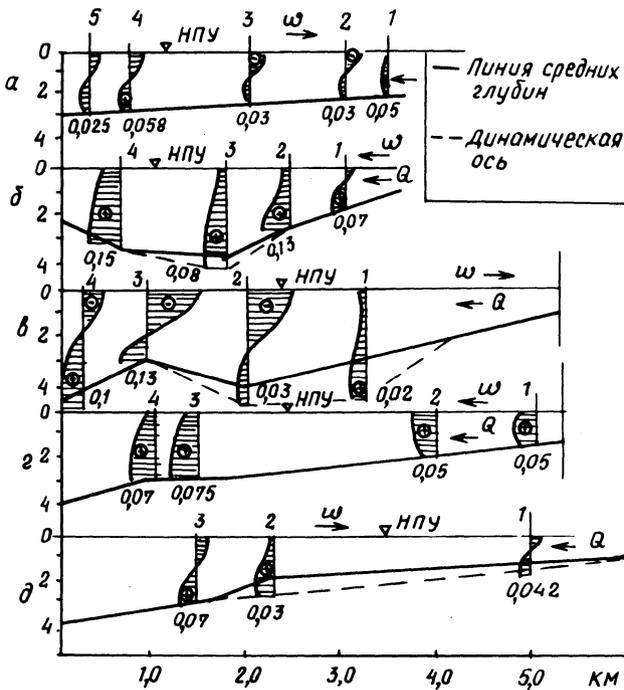


Рис. 2. Распределение максимальных скоростей течений по длине водохранилищ: а — "Криницы", б — "Волковичи"; в — "Дрозды"; г — "Вяча"; д — "Чижевское".

Изменения направления ветра, как показали наблюдения, не оказывают влияния на стоковые течения. Значение скоростей стоковых течений, в силу возникающих поперечных и продольных циркуляций по живому сечению водохранилища и его длине, могут изменяться и достигать 0,14 м/с (табл. 3).

Было установлено, что течения поверхностные, развивающиеся на акватории водохранилища, воздействуют на береговой склон в виде вдольбереговых ветровых течений, развивающихся по всей ширине береговой отмели,

**Значения средних скоростей стоковых течений (м/с)
по длине водохранилища**

Водохранилище	Величина расхода, м ³ /с	Зона водохранилища		
		верховая	средняя	приплотинная
"Криницы"	13,9	0,04	0,10	0,3
"Дрозды"	14,0	0,10	0,10	0,05
"Чижовское"	14,0	0,04	0,04	0,05
"Вяча"	0,27	0,04	0,10	0,05

в приузовской зоне, складываясь с другими видами течений, в частности волновыми, которые и доминируют.

Что касается стоковых течений, то они даже в случае приближения к одному из береговых склонов, как правило, проходят гораздо ниже береговой отмели.

Исходя из вышесказанного, в дальнейшем нами были выполнены наблюдения за вдольбереговыми ветровыми течениями.

Для исследования параметров вдольбереговых ветровых течений в приузовской зоне были выполнены специальные измерения, включающие регистрацию скорости ветра (w_2), высоту 1% волны ($h_{1\%}$) и скорость вдольберегового течения ($\bar{V}_{в.б}$). Наблюдения осуществлялись с эстакад длиной до 30 м на закрепленных вертикалях и охватывали всю ширину береговой отмели до глубины 1,5 м. Принятая методика измерений позволила регистрировать параметры скоростей течений лишь до зоны обрушения волны. Величины средних скоростей вдольбереговых течений в условиях наблюдений изменялись в пределах 0,02–0,07 м/с. Поток в зоне береговой отмели имел чаще однородное строение; при этом наибольшие значения скоростей наблюдались у поверхности. По ширине отмели величина скоростей изменялась от 0,06 м/с на свале до 0,1 м/с и более в приузовской зоне.

Стационарные наблюдения, выполненные на вышеуказанных водохранилищах, позволили выявить зависимость между параметрами $\bar{V}_{в.б}$, w_2 , $h_{1\%}$.

$$\bar{V}_{в.б} = f(w_2); \quad (1)$$

$$\bar{V}_{в.б} = f(h_{1\%}). \quad (2)$$

Обработка информации, выполненная при помощи ЭВМ, дала возможность установить коррелятивные соотношения и тесноту связей между параметрами ветроволнового режима и скоростью вдольберегового течения:

$$\bar{V}_{в.б} = 1,614 + 0,498w_2, R = 0,60; \quad (3)$$

$$\bar{V}_{в.б} = 2,909 + 5,472h_{1\%}, R = 0,40, \quad (4)$$

где R – коэффициент корреляции.

Таким образом, наблюдения показали, что размыв берегов и перенос продуктов размыва происходит под действием волновых течений, а вдольбереговые ветровые активного влияния на них не оказывают.

ЛИТЕРАТУРА

1. Караушев А.В. Неустановившиеся и стационарные ветровые течения и нагоны в водоемах. — Тр. ГГИ. Л., 1952, вып. 35 (89). 2. Богословский Б.Б. Озероведение. — М., 1960. 3. Богачев А.Г., Филатова Т.М. Течения в мелководных нестратифицированных водоемах (на примере Чудско-Псковского озера). — Тр. VI Всесоюз. гидролог. съезда, т. 5. Гидрология озер, водохранилищ и устьев рек. Л., 1975. 4. Гидрология озер Воже и Лача (в связи с переброской северных вод в бассейн р. Волги). — Л., 1979. 5. Наставление гидрометеорологическим станциям и постам. — Л., 1973, вып. 7, ч. I. 6. Ширков В.М. Влияние гидрометеорологических факторов на формирование берегов и ложа Куйбышевского водохранилища. — Тр. 7-го Байкальск. науч.-координац. совещ. по изучению берегов водохранилищ. Т. 1. М., 1961.

УДК 628.152

В.П.СТАРИНСКИЙ, канд. техн. наук, доц.

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ МЕТОДОМ БАЛАНСА РАСХОДОВ ВОДЫ В УЗЛАХ

Гидравлический расчет водопроводных сетей является одной из наиболее сложных и трудоемких операций при проектировании. Он ставит своей задачей найти для заданной схемы сети и величин узловых и сосредоточенных отборов Q_{yi} и Q_{ci} значения расходов воды Q_{ij} в линиях и наметить стандартные диаметры d_{ij} труб этих линий, при которых как для сети в целом, так и для отдельных ее узлов и контуров соблюдаются два известных условия Кирхгофа:

$$\begin{aligned} p_i \\ \sum_{j=1} Q_{ij} - Q_{yi} - Q_{ci} = 0; \end{aligned} \quad (1)$$

(i = 1,2,3, ..., m - 1)

$$\begin{aligned} p_k \\ \sum_{L_k} \Delta h_{ij} = 0, \end{aligned} \quad (2)$$

(k = 1,2,3, ..., n),

где Q_{ij} — расходы воды в отдельных линиях сети; Q_{yi} и Q_{ci} — соответственно узловые и сосредоточенные отборы (или подачи с противоположными знаками) воды в узлах; p_i — число водопроводных линий в рассматриваемом i-ом узле сети; m — число узлов в сети; Δh_{ij} — потери напора в отдельных водопроводных линиях; p_k — число линий, входящих в рассматриваемый контур сети; k — число рассматриваемых контуров или колец сети.

Число расчетных уравнений вида (1) и (2), из которых можно определить искомые неизвестные, равно $n+m-1 = p$, где p — общее число линий в

сети. Число же искомым неизвестных равно $2p$, т.е. оно в два раза больше числа расчетных уравнений. Поэтому рассматриваемую задачу принципиально можно решить лишь в том случае, если половиной каких-либо неизвестных предварительно задаться. При этом полученное решение задачи будет носить частный характер. А чтобы оно было оптимальным или близким к нему, предварительно принимаемые неизвестные назначаются оптимальным образом. Традиционно в качестве этих неизвестных принимают расходы воды Q_{ij}^0 в линиях сети, назначая в ней предварительное потокораспределение таким образом, чтобы выполнить условие (1). Затем для этих расходов принимают экономически наивыгоднейшие диаметры линий d_{ij}^0 и находят для них соответствующие потери напора Δh_{ij}^0 . После этого проверяют соблюдение условия (2). Если оно не соблюдается, принятое предварительное потокораспределение в сети корректируется путем проведения в ее основных контурах или кольцах некоторых увязочных расходов воды ΔQ_k , чтобы разгрузить их перегруженные и догрузить недогруженные линии. С учетом этих корректировок находят новые значения Q_{ij}^1 в линиях, уточняют при необходимости их диаметры d_{ij}^1 и определяют новые значения потерь напора Δh_{ij}^1 . Затем снова проверяют соблюдение условия (2). Такие операции продолжают до тех пор, пока оно не будет выполнено с необходимой точностью. Постоянная проверка соблюдения условия (1) необязательна, если оно выполнено на стадии назначения предварительного потокораспределения. Объясняется это тем, что проведение увязочных расходов в контурах сети не нарушает принятого ранее баланса расходов воды в узлах. Оно только корректирует отдельные составляющие этого баланса.

Для облегчения этих многократно повторяющихся однотипных расчетов широко используются ЭВМ.

Однако из изложенного следует, что гидравлический расчет водопроводных сетей по изложенной схеме, несмотря на полученные в последнее время новые предложения по его упрощению [1, 2, 3 и др.], остается еще недостаточно совершенным. Отсюда становится понятным постоянное стремление специалистов к совершенствованию методов расчета сети. В частности, в качестве одного из путей такого совершенствования заслуживает внимание предложение, изложенное в [4]. Однако в отношении реализации задачи расчета сети оно, как и все остальные, связано с большими затруднениями в определении гидравлического сопротивления водопроводных линий.

В настоящей работе предлагается более простой и надежный, по мнению автора, способ решения рассматриваемой задачи: для водопроводной сети в качестве исходной информации задаются не только схемой сети, ее узловыми и сосредоточенными расходами и предварительным потокораспределением, но и предполагаемыми или желаемыми пьезометрами P_i в узлах. Последние намечают из топографических особенностей территории обслуживаемого сетью объекта, этажности жилой застройки и других аналогичных факторов, определяющих необходимые напоры в сетях. Их можно принять также и исходя из предполагаемых или желаемых гидравлических уклонов пьезометрических линий в элементах сети.

Увязку водопроводной сети предусматривается осуществлять с помощью требований условий (1), т.е. по методу баланса расходов воды в уз-

лах сети, а не по условию (2), как это принято в большинстве известных и широко применяемых методов расчета.

Действительно, если в любой водопроводной сети задаться произвольными пьезометрами Π_i^0 в узлах, то при полном использовании разности этих пьезометров $\Delta \Pi_{ji}^0 = \Pi_j^0 - \Pi_i^0$ на преодоление сопротивления при перемещении в них расходов воды Q_{ji} ; условие (2) будет соблюдено в любых случаях, т.е. при любых значениях величин Π_i^0 и Π_j^0 в узлах. Что же касается условия (1), то оно будет иметь место лишь при определенном сочетании Π_i^0 и Π_j^0 , которое и необходимо найти при расчете водопроводной сети с предварительно намеченными величинами Q_{ij}^0 , d_{ji} и Π_i^0 .

Основываясь на известных законах гидравлики водопроводных труб, для каждой линии сети можно написать, что

$$\Pi_j - \Pi_i = \Delta h_{ji} = s_{oji} l_{ji} Q_{ji}^\beta = S_{ji} Q_{ji}^\beta, \quad (3)$$

где Π_i и Π_j — пьезометры в рассматриваемом и соседнем с ним узле сети; s_{oji} — коэффициент удельного гидравлического сопротивления соединяющей эти узлы линии; l_{ji} — длина рассматриваемой линии; Q_{ji} — расход протекающей по ней воды; β — показатель степени, принимаемый в пределах 1,8—1,9 в зависимости от типа используемых труб; S_{ji} — коэффициент полного гидравлического сопротивления линии.

Из выражения (3) легко найти, что расходы воды в линиях сети будут равны

$$Q_{ji} = \left(\frac{\Pi_j - \Pi_i}{s_{oji} l_{ji}} \right)^{\frac{1}{\beta}} = \left(\frac{\Pi_j - \Pi_i}{S_{ji}} \right)^{\frac{1}{\beta}}. \quad (4)$$

Если выражение (3) представить в виде

$$\Pi_j - \Pi_i = s_{oji} l_{ji} Q_{ji}^{\beta-1} Q_{ji} = R_{ji} Q_{ji}, \quad (5)$$

то из него следует, что

$$Q_{ji} = \frac{\Pi_j - \Pi_i}{R_{ji}} = \rho_{ji} (\Pi_j - \Pi_i), \quad (6)$$

где

$$\rho_{ji} = \frac{1}{R_{ji}} = \frac{1}{s_{oji} l_{ji} Q_{ji}^{\beta-1}}. \quad (7)$$

Величины $R_{ji} = s_{oji} l_{ji} Q_{ji}^{\beta-1}$ и $\rho_{ji} = 1/R_{ji}$ представляют собой соответственно полное гидравлическое сопротивление и водопроводимость линии.

На основании приведенных выражений условие (1) для сети можно представить в виде

$$\sum_{j=1}^n \rho_i \left(\frac{\Pi_j - \Pi_i}{s_{oji} l_{ji}} \right)^{\frac{1}{\beta}} - Q_{yi} - Q_{ci} = 0 \quad (8)$$

или

$$\sum_{j=1}^{P_i} \rho_{ji} (\Pi_j - \Pi_i) - Q_{yi} - Q_{ci} = 0. \quad (9)$$

$$(i = 1, 2, 3, \dots, m-1)$$

Решая полученную систему уравнений относительно Π_i и Π_j , можно найти те искомые значения пьезометра в узлах сети, при которых одновременно удовлетворяются условия Кирхгофа (1) и (2), т.е. имеет место динамическое равновесие сети. При этом из $m-1$ уравнений определяют $m-1$ значений узловых пьезометров сети, так как величина Π_i в ее диктующей точке всегда будет задана. Поэтому в рассматриваемой постановке задача гидравлического расчета сети вполне конкретна и разрешима. Однако ее реализация с использованием системы уравнений (8) или (9) и применением известных математических способов их решения все же затруднительна ввиду нелинейности (8) и зависимости коэффициентов ρ_{ji} от Q_{ji} и определяющих их искомых величин Π_i в (9).

В данной работе предлагается более простой способ решения задачи, основанный на последовательной и целенаправленной корректировке принятых ранее узловых пьезометров Π_i^0 . Суть его состоит в том, что если при принятых Q_{ji}^0 , d_{ji}^0 и Π_j^0 условие (1) для рассматриваемого i -го узла сети не выполняется и уравнение (9) или условие (1) для него получает вид

$$\sum_{j=1}^{P_i} \rho_{ji}^0 (\Pi_j^0 - \Pi_i^0) - Q_{yi} - Q_{ci} = \Delta Q_i^0, \quad (10)$$

то введением соответствующей поправки $\Delta \Pi_i^0$ к пьезометру Π_i^0 рассматриваемого узла можно достичь такого положения, при котором условие (1) в данном узле будет обеспечено. Это означает, что путем введения соответствующей поправки $\Delta \Pi_i^0$ к пьезометру Π_i^0 мы можем получить условие

$$\sum_{j=1}^{P_i} \rho_{ji}^0 [\Pi_j^0 - (\Pi_i^0 + \Delta \Pi_i^0)] - Q_{yi} - Q_{ci} = 0. \quad (11)$$

Из этого выражения следует, что поправка $\Delta \Pi_i^0$

$$\Delta \Pi_i^0 = \frac{\sum_{j=1}^{P_i} \rho_{ji}^0 (\Pi_j^0 - \Pi_i^0) - Q_{yi} - Q_{ci}}{\sum_{j=1}^{P_i} \rho_{ji}^0} = \frac{\Delta Q_i^0}{\sum_{j=1}^{P_i} \rho_{ij}^0}. \quad (12)$$

Действительно, если по выражениям (8), (9) или (10) разбаланс расходов в рассматриваемом узле получился положительным, то это значит, что при принятом Π_i^0 и намеченных диаметрах d_{ji}^0 водопроводных линий приток воды к узлу больше оттока. Чтобы их сбалансировать, необходимо увеличить на величину $\Delta \Pi_i^0$ пьезометр Π_i^0 . Тогда приток воды к рассматриваемому узлу вследствие уменьшения гидравлического уклона в его подводящих линиях

уменьшится, а отток из-за возрастания гидравлического уклона в отводящих линиях — увеличится.

Найденная по формуле (12) величина ΔP_i^0 дает возможность получить сбалансированное решение данной задачи. При этом величину P_i^0 необходимо корректировать до тех пор, пока относительное значение разбаланса расходов воды ϵ_i в узле не достигнет допустимой величины, т.е. пока не будет соблюдено условие

$$\epsilon_i = \frac{|\Delta Q_i^N|}{\rho_i \sum_{j=1}^N |Q_{ji}^N| + |Q_{yi}| + |Q_{ci}|} \leq [\epsilon], \quad (13)$$

где N — порядковый номер корректировки первоначального значения пьезометров P_i^0 ; Q_i^N и ΔQ_i^N — расходы воды в линиях сети и абсолютная величина разбаланса расходов воды в узлах, соответствующие этому номеру корректировки P_i^0 ; $[\epsilon]$ — допустимая относительная величина разбаланса расходов воды в узлах, обычно равная 0,025.

Аналогичные операции по корректировке предварительно принятых пьезометров производят для всех узлов сети и тем самым добиваются ее динамического равновесия.

Гидравлический расчет водопроводной сети по рекомендуемому методу осуществляется по следующему алгоритму:

1. Для рассматриваемой схемы водопроводной сети, ее узловых и сосредоточенных отборов (подач) Q_{yi} и Q_{ci} намечают предварительное потокораспределение Q_{ji}^0 и величину желаемых пьезометров P_i^0 в узлах. При этом предварительное потокораспределение может приниматься приближенно, при примерном соблюдении условия (1).

2. По принятому предварительному потокораспределению в сети намечают необходимые экономически наиболее выгодные диаметры d_{ji}^0 , определяют соответствующие им коэффициенты гидравлического сопротивления S_{ji}^0 и проводимости ρ_{ji}^0 всех линий сети. При этом учитывают возможные переброски расчетных расходов воды с одной линии на другую во время возникновения в сети вероятных аварийных ситуаций, а также при необходимости пропуска по ним расчетных пожарных расходов воды.

3. Используя принятые d_{ji}^0 , S_{ji}^0 и P_i^0 , определяют по формуле (4) фактические расходы воды в линиях Q_{ji}^{01} и с помощью (8) находят величины разбалансов ΔQ_i^0 расходов воды в узлах.

4. По формуле (13) устанавливают относительную величину разбалансов ϵ_i расходов воды в узлах и сопоставляют ее с допустимым значением.

5. В узлы, для которых условие (13) не выполняется, вводят поправки ΔP_i^0 к их первоначальным пьезометрам, определяемые по формуле (8).

6. По полученным уточненным значениям пьезометров $P_i^1 = P_i^0 + \Delta P_i^0$ с помощью выражения (4) находят новые значения расходов воды Q_j^1 в ли-

ниях, по формуле (8) определяют соответствующие им значения ΔQ_1^1 , устанавливают, насколько ΔQ_1^1 удовлетворяет условию (13), и при необходимости продолжают дальнейшее уточнение решения задачи по изложенному алгоритму, пока во всех узлах сети не будет соблюдаться указанное условие.

При этом найденные в начале расчета величины $\sum_{j=1}^m \rho_{ji}^0$ для отдельных узлов с изменением Q_{ji} в их линиях не корректируются, так как в конечном счете они изменяются незначительно и особого влияния на процесс увязки сети не оказывают. Корректируются эти величины только в том случае, если в процессе расчета сети меняются диаметры некоторых ее линий.

Процесс такого расчета является быстроходящимся и весьма устойчивым. Кроме того, он легко контролируется и просто переводится на язык любой ЭВМ.

Важным достоинством данного метода гидравлического расчета сетей является простота подготовки исходных данных и описания водопроводных сетей. С его помощью весьма удобно производить гидравлические расчеты любых водопроводных сетей, включая плоские и пространственные кольцевые сети с фиксированными и нефиксированными подачами и отборами воды, а также сети, имеющие внутренние повысители напора и дроссели. Для этого достаточно каждое из перечисленных устройств представить, как это показано на рис. 1, двумя отдельными точками, характеризующими вход и выход. Насосные станции и повысители напора рекомендуется представлять в виде суммы расходов установленных на них насосных агрегатов. Все указанные

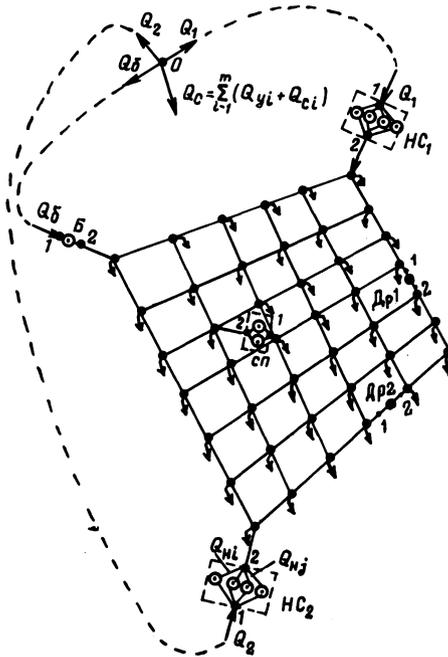


Рис. 1. Расчетная схема питания и отбора воды сети.

точки рассматриваются как обычные узлы сети. Исходя из этого величина подачи воды насосными станциями и повысителями напора определяются по формуле

$$Q_z = \sum_{i=1}^{n_i} Q_{zi} + \sum_{j=1}^{n_j} Q_{zj} = \sum_{i=1}^{n_i} \sqrt{\frac{\Pi_{oi} - \Pi_{z2}}{S_{Hi} + S_{Vi}}} + \sum_{j=1}^{n_j} \sqrt{\frac{z_{Hi} + \beta_j^2 \Pi_{oj} - \Pi_{z2}}{S_{Hj} + S_{Vj}}}, \quad (14)$$

где Q_{zj} и Q_{zi} — подача воды в сеть соответственно качественно регулируе-

мыми и нерегулируемыми насосами; n_j и n_i — число этих насосов, включенных на совместную работу для подачи в сеть расхода воды Q_z ; H_{oj} и P_{oi} — напоры и пьезометры соответственно регулируемых и нерегулируемых насосных агрегатов станций, развиваемые ими при работе на закрытую задвижку; P_{z2} — пьезометр на выходе из рассматриваемой насосной станции; S_{Hj} и S_{Hi} — коэффициенты внутреннего гидравлического сопротивления соответственно регулируемых и нерегулируемых насосов; S_{Bj} и S_{Bi} — коэффициенты гидравлического сопротивления внутристанционных трубопроводов для этих типов насосов; $\beta_j = \frac{\omega_{jx}}{\omega_{jo}}$ — коэффициент относительного изменения числа оборотов рабочих колес регулируемых насосных агрегатов рассматриваемых станций; z_{Hj} — отметка уровня воды в резервуарах насосных станций с регулируемыми агрегатами.

При определении Q_z , Q_{zi} и Q_{zj} величины P_{oi} и H_{oj} принимаются постоянными, и поправки ΔP_i к ним не вводятся. Значения Q_z , Q_{zi} и Q_{zj} регулируются путем изменения количества работающих насосных агрегатов и числа оборотов рабочих колес регулируемых насосов.

Подача воды в сеть водонапорными башнями определяется по формуле

$$Q_6 = \left(\frac{P_{об} + \Delta H_6 - P_{62}}{S_{вб}} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (15)$$

где $P_{об}$ — пьезометр расчетной высоты башни (до ее днища); ΔH_6 — величина наполнения баков башни; P_{62} — пьезометр в точке подсоединения башни к горизонтальному участку ее линии подключения к водопроводной сети; $S_{вб}$ — коэффициент гидравлического сопротивления вертикальных линий подключения водонапорной башни к сети.

По этой же формуле определяются и отборы воды башнями в тот период, когда они заполняют свои баки и выступают в качестве нефиксированных отборов воды. Величина P_{62} в этом случае должна быть больше суммы $P_{об} + \Delta H_6$.

Понижение напора в дросселях определяется по формуле

$$\Delta H_{др} = P_{др.1} - P_{др.2} = S_{др} Q_{др}^2 \quad (16)$$

где $P_{др.1}$ и $P_{др.2}$ — пьезометры на входе в дроссель и выходе из него; $S_{др}$ — коэффициент гидравлического сопротивления дросселя; $Q_{др}$ — расход воды, протекающей через дроссель.

Поскольку во всех случаях для сети в целом сумма подач воды должна быть равна сумме ее отборов, то при гидравлическом расчете сети (а в этом случае уже при расчете системы подачи и распределения воды) вводится некоторая дополнительная контрольная точка (названная Л.Ф.Мошным "фиктивным узлом сети"), в которой должно соблюдаться условие

$$\sum_{z=1}^{n_z} Q_z = \sum_{i=1}^m Q_{отб.i} \quad \text{или} \quad \sum_{z=1}^{n_z} Q_z - \sum_{i=1}^m Q_{отб.i} = 0. \quad (17)$$

Расчет осуществляется табличным методом. Он может выполняться и на самой расчетной схеме сети, подобно способу М.М.Андряшева при расчете сетей методом баланса потерь напоров в отдельных контурах сети. На основе этого метода, и в частности вытекающего из него условия (9), можно рекомендовать чисто графический способ расчета водопроводных сетей по аналогии с методом расчета статически определимых ферм путем построения диаграмм Максвелла—Кремоны.

В заключение определяются конкретные значения пьезометров P_i и напоров $H_i = P_i - z_i$ в узлах, расходов воды Q_{ji} , скоростей ее движения v_{ji} и потерь напора Δh_{ji} в отдельных водопроводных линиях сети.

При этом удобно воспользоваться разработанными номограммами для выбора экономически наиболее выгодных диаметров труб водопроводных линий, их гидравлического расчета и определения водопроводимости.

На основании полученных окончательных данных рекомендуется найти следующие основные критерии рациональности запроектированной водопроводной сети

$$\begin{aligned}
 &1) P_i \geq z_i + H_{i\text{св}}; \\
 &2) 0,5 \leq \frac{v_{ji}}{v_0 + a \sqrt{\frac{d_{ji}}{\alpha}}} \leq 1,0; \\
 &3) \frac{\sum_{i=1}^m (Q_{yi} + Q_{ci}) H_{i\text{св}}}{\sum_{i=1}^m (Q_{yi} + Q_{ci}) H_i} \geq 0,7,
 \end{aligned}$$

где v_0 и a — параметры, определяющие величину предельной экономической скорости движения воды для отдельных типов водопроводных труб и принимаемые по данным [5]; H_i — полученные расчетные напоры в рассматриваемых узловых точках сети; $H_{i\text{св}}$ — необходимые свободные напоры в этих точках. Остальные величины соответствуют ранее принятым их обозначениям.

Если эти условия в некоторых местах сети не соблюдаются, прибегают к необходимой корректировке диаметров отдельных ее линий, и весь изложенный выше расчет сети повторяется.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абрамов Н.Н. Водоснабжение. — М., 1974.
2. Койда Н.У. Вычислительная техника в инженерных и экономических расчетах водоснабжения и канализации железнодорожного транспорта. Л., вып. 1, 1972; вып. 2, 1973.
3. Мошин Л.Ф., Сомов М.А. Руководство по использованию расчетов систем подачи воды с применением ЭЦВМ для выбора оптимальных решений при вариантном проектировании. М., 1970.
4. Гидравлический расчет систем водоснабжения на ЭВМ серии ЕС методом узловых напоров/А.П.Сытин, Н.М.Ногай, Ю.С.Петунин, В.М.Шмарakov. — Водоснабже

ние и санитарная техника, 1977, № 6. Старинский В.П. Проектирование водоводов минимальной приведенной стоимости и заданной надежности подачи воды потребителям. — В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1980, вып. 10.

УДК 626/627.001.57

С.П.Г а т и л л о, асп. (БПИ)

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ МАСШТАБОВ ФИЗИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ ТРУБЧАТЫХ ВОДОСБРОСОВ

При исследовании гидравлики трубчатых водосбросов необходимо знать, каким условиям должны отвечать параметры моделей, чтобы полученные результаты можно было перенести на натурные сооружения.

Вопросам моделирования гидротехнических сооружений посвящено много работ, наиболее обобщающие из них — А.П.Зегжды [1], И.И. Леви [2], А.Д.Альтшуля [3].

В работах [1, 2] рассматриваются условия автомодельности, приводятся рекомендации по определению минимального допустимого числа Рейнольдса $Re_{д'}$, при превышении которого для обеспечения подобия явлений можно пользоваться законом моделирования по Фрудру. Здесь показывается: чтобы определяющими были силы тяжести, а влияние сил вязкости было незначительным, минимальный линейный масштаб модели должен определяться выражением

$$\alpha_l = \left(\frac{Re_{гр}}{Re_H} \right)^{2/3}, \quad (1)$$

где $\alpha_l = \frac{R_M}{R_H}$ — минимальный масштаб модели; $Re_{гр} = Re_{д'}$ — граничное (допустимое) значение числа Рейнольдса; Re_H — число Рейнольдса для потока в натуре; R_H и R_M — гидравлические радиусы потоков натурального и модельного сооружений.

При этом в работах [1–3] указывается на то, что при равенстве коэффициентов сопротивления модельного и натурального потоков

$$\lambda_M = \lambda_H \quad (2)$$

будет обеспечено подобие природы и модели в том случае, когда модельный поток относится к гладкой, переходной или квадратичной, а натуральный — к переходной или квадратичной областям сопротивления.

Для учета области сопротивления, в которой проводится моделирование, предложено большое количество зависимостей для определения значения граничных чисел Рейнольдса, например для докватричной области

$$Re_{гр} = \frac{14R}{k\sqrt{\lambda}} \quad [2]; \quad (3)$$

$$Re_{гр} = \frac{10D}{k} [3], \quad (4)$$

а для квадратичной

$$Re_{гр} = \frac{84R}{k\sqrt{\lambda}} [2]; \quad (5)$$

$$Re_{гр} = \frac{500D}{k} [3], \quad (6)$$

где R и D – гидравлический радиус и диаметр потока; λ – коэффициент гидравлического трения; k – эквивалентная шероховатость.

Однако, как показывает анализ, в таком виде выражение (1) затруднительно использовать для определения минимального масштаба модели во всех указанных областях сопротивления, так как при моделировании в докватричной области без применения дополнительных условий не будет выдерживаться равенство (2).

Заменой в выражении (1) $Re_{гр}$ зависимостью (3) и $Re_H = \frac{V_H R_H}{\nu_H}$ И.И.Левин получает следующую формулу [2]:

$$\alpha_1 = \left(\frac{14\nu_H}{V_H k_M \sqrt{\lambda_H}} \right)^2. \quad (7)$$

Индексы n и m относятся соответственно к натурному и модельному потокам.

При определении минимального масштаба модели по выражению (7) необходимо установить зависимость характеристик потока от Re [2], что не всегда удобно.

Для получения зависимости между геометрическим масштабом модели и характеристиками потока воспользуемся условием (2) и предложенными в литературе связями коэффициента трения, шероховатости и числа Рейнольдса.

А.Д.Альтшуль [3] для круглых труб с длиной тракта не менее (25–50) D предложил следующую обобщенную формулу для определения коэффициента сопротивления:

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{k}{D} + \frac{68}{Re} \right)^{0,25}. \quad (8)$$

Решая (2) и (8) совместно, получаем

$$\frac{k_H}{D_H} + \frac{68}{Re_H} = \frac{k_M}{D_M} + \frac{68}{Re_M}. \quad (9)$$

Обозначим введенный А.Д.Альтшулем [3] показатель зоны турбулентности, соответствующий принимаемому для расчетного случая числу Рейнольдса Re , через Π :

$$\operatorname{Re} \frac{k}{D} = \frac{\nu k}{\nu} = \Pi. \quad (10)$$

Из (10)

$$\operatorname{Re}_M = \frac{\Pi_M D_M}{k_M} \quad (11) \quad \text{и} \quad \operatorname{Re}_H = \frac{\Pi_H D_H}{k_H}. \quad (12)$$

Решая вместе (9), (11) и (12), получим выражение для масштаба

$$L = \frac{D_H}{D_M} = \frac{k_H}{k_M} \frac{\left(1 + \frac{68}{\Pi_H}\right)}{\left(1 + \frac{68}{\Pi_M}\right)}, \quad (13)$$

которым удобно пользоваться для определения пределов варьирования геометрических размеров модели, если выбран определенный материал для ее изготовления, принято расчетное Re_H для натурального сооружения и известна область сопротивления, в которой работает модель.

Величина L будет минимальной при максимально возможном $\Pi_H \rightarrow \infty$ (квадратичная область сопротивления) и минимально возможном Π_M (по данным А.Д.Альтшуля, $\Pi_M = 10$ [3] для доквадратичной области сопротивления), т.е.

$$L_{\min} = \frac{D_H}{D_M} = \frac{k_H}{k_M \left(1 + \frac{68}{\Pi_M}\right)}. \quad (14)$$

При перенесении зоны работы модели в квадратичную область величина L_{\min} будет возрастать.

Для примера рассчитаем, в каком минимальном масштабе можно моделировать трубу из сборного железобетона. В качестве материала модели выберем оргстекло.

Принимаем $\Pi_M = 10$ [3], $k_H = 0,25$ см [4], на основании работ [5–7] $k_M = 0,0015$ см. Тогда геометрические размеры модели, по (14), должны быть меньше размеров трубчатого водосброса не более чем в $L_{\min} = \frac{0,25}{0,0015 \left(1 + \frac{68}{10}\right)} = 21,4$ раза.

Если решим совместно выражения (9), (11) и $\operatorname{Re}_H = \frac{\nu_H D_H}{\nu_H}$, то получим зависимость для минимально допустимого масштаба модели в следующем виде (для конкретных параметров потока в натуре):

$$L = \frac{D_H}{D_M} = \frac{1}{1 + \frac{68}{\Pi_M}} \cdot \frac{k_H}{k_M} + \frac{68}{1 + \frac{68}{\Pi_M}} \cdot \frac{\nu_H}{\nu_H k_M}. \quad (15)$$

Выразив k_M из (10) и приняв $\nu_H = \nu_M$, получим:

$$\frac{D_H}{D_M} = \frac{\Pi_M}{\Pi_M + 68} \cdot \frac{k_H}{k_M} + \frac{68}{\Pi_M + 68} \cdot \frac{V_M}{V_H}; \quad (16)$$

$$\frac{k_H}{k_M} = \frac{\Pi_M + 68}{\Pi_M} \cdot \frac{D_H}{D_M} - \frac{68}{\Pi_M} \cdot \frac{V_M}{V_H}; \quad (17)$$

$$\frac{V_H}{V_M} = \frac{\Pi_M + 68}{68} \cdot \frac{D_H}{D_M} - \frac{\Pi_M}{68} \cdot \frac{k_H}{k_M}. \quad (18)$$

Если учесть, что $\frac{V_M}{V_H} = \frac{1}{\sqrt{L}}$ [3], получим из (17)

$$\frac{k_H}{k_M} = \frac{\Pi_M + 68}{\Pi_M} L - \frac{68}{\Pi_M} \cdot \frac{1}{\sqrt{L}} = L + \frac{68}{\Pi_M} \left(L - \frac{1}{\sqrt{L}} \right). \quad (17')$$

Полученные зависимости (15)–(18) полнее раскрывают взаимоотношения характеристик двух гидравлически подобных труб, ими удобно пользоваться при подборе материала модели и ее размеров.

ЛИТЕРАТУРА

1. З е г ж д а А.П. Теория подобия и методика расчета гидротехнических моделей. — Л. —М., 1938.
2. Л е в и И.И. Моделирование гидравлических явлений. — Л., 1967.
3. А л ь т ш у л ь А.Д. Гидравлические сопротивления. — М., 1970.
4. И д е л ь ч и к Е.И. Справочник по гидравлическим сопротивлениям. — Л., 1975.
5. Гидравлические расчеты tunnelных и трубчатых водосбросов гидроузлов/А.Ф.Б у р к о в, Р.С.Г а л ь п е р и н, М.Я. Г и л ь д е н б л а т и др. Под общ. ред. Ф.Г.Г у н ь к о. — Л., 1974.
6. О ф ф е н г е н д е н Ю.С. Формулы для гидравлического расчета пластмассовых труб. — Научные записки МГМИ, т. 32, 1968.
7. Ш е в е л е в Ф.А., Л о б а ч е в П.В., Р у д и н М.Я. Исследование гидравлических сопротивлений при движении воды по трубам из пластмасс. — Сб.тр.НИИ санитарной техники Академии строительства и архитектуры СССР, 1960, № 5.

УДК 626/627

В.Д.КЕРНИЦКИЙ, ст.инж. (ЦНИИКИВР)

ОЦЕНКА МАСШТАБНОГО ЭФФЕКТА ПРИ РАСЧЕТЕ СИФОННОГО ВОДОВЫПУСКА С ЗАРЯДНОЙ ТРУБКОЙ

Работа сифонного водовыпуска с зарядной трубкой [1] обусловлена захватом и выносом воздуха струей воды. Такое явление наблюдается и в других гидротехнических сооружениях. Однако до сих пор не имеется общего теоретического решения, описывающего все разнообразие условий захвата воздуха и движения азрированных потоков.

В связи с этим исследования гидротехнических сооружений обычно проводят на моделях, основываясь на законах динамического подобия. В случае

же двухфазного аэрированного потока, как отмечают ряд авторов [2–4], моделирование по критерию Фруда приводит к искажению результатов при пересчете опытных данных с модели на натуру.

Так, в ТНИИСГЭИ [4] проведены опыты по определению величины расхода воздуха, захватываемого струей в результате удара ее о поверхность воды в шахтном водосбросе. Опытные данные показали, что величина масштабного коэффициента для расхода захватываемого воздуха, в отличие от рассчитанного по критерию Фруда, определяется по формуле

$$\alpha_{Q_a} = P a_1^{5/2} \quad (1)$$

где P – поправочный коэффициент, который, по данным А.Г.Чанишвили [4] и В.А.Храпковского [3], зависит от высоты падения струи в шахте и масштабного коэффициента a_1 .

В сифонном водовыпуске с зарядной трубкой захват воздуха происходит также вследствие удара струи о противоположную стенку сифона и о "водяную подушку". Однако в отличие от шахтных перепадов аэрированная струя выносит воздух из полости сифона, создавая в нем разрежение, которое обуславливает подъем уровня воды в сифоне.

Для исследования процесса зарядки сифона были проведены опыты на модели водовыпуска с поперечным сечением сифона 7,5х7,5 см. (рис. 1).

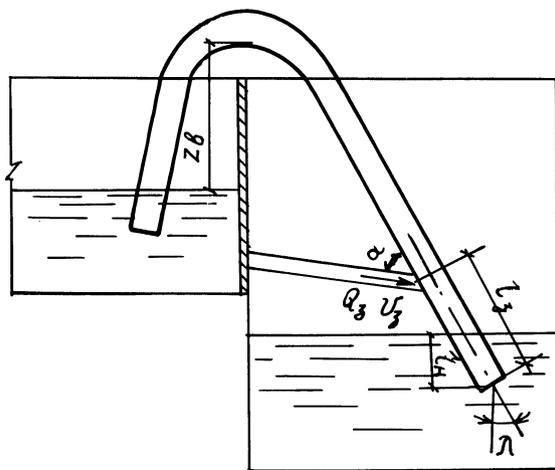


Рис. 1. Схема модели сифонного водовыпуска с зарядной трубкой.

Сифонная труба устанавливалась на опоре с возможностью изменения угла наклона низовой ветви к вертикали ($\lambda = 0^\circ - 20^\circ$). Заглубление сифона под уровень нижнего бьефа (h_N) изменялось в опытах от 2,5 до 20 см, а величина z_B , характеризующая превышение гребня сифона над уровнем воды верхнего бьефа, – от 25 до 60 см. Зарядная трубка подключалась к отдельному источнику воды и оснащалась задвижкой, позволяющей устанавли-

вать необходимый расход воды ($Q_3 = 0,2 - 2 \text{ л/с}$). Выходной участок зарядной трубки был выполнен в виде металлического патрубка, который мог располагаться под различными углами ($\alpha = 30^\circ - 90^\circ$) к сифонной трубе, а также с помощью вкладышей менять диаметр выходного сечения, что позволило при фиксированном расходе изменять скорость струи ($V_3 = 0,5 - 4 \text{ м/с}$). Длину участка сифонной трубы от центра тяжести выходного сечения зарядной трубки до сечения сифона на выходе (l_3) можно изменять с помощью специальной плиты от 25 до 50 см.

Анализ экспериментальных данных показал, что подъем уровня воды до отметки гребня в сифоне в процессе его зарядки может быть описан следующей зависимостью:

$$h = h_0 [1 - e^{-k(T + \tau)}], \quad (2)$$

где $h = h_n + l_n$ — высота столба воды в низовой ветви сифона за время $T + \tau$; h_n — высота подъема уровня воды в сифоне за время T ; h_0 — высота столба воды в низовой ветви сифона, при которой прекратился вынос воздуха из полости сифона; k — характеристика интенсивности подъема уровня воды в процессе зарядки; τ — время, которое было бы необходимо зарядной струе, чтобы обеспечить подъем уровня в сифонной трубе на высоту, численно равную l_n , если выходное сечение сифона расположено на уровне нижнего бьефа; T — время подъема уровня воды в сифоне.

Обобщение и анализ опытных данных позволили получить следующие эмпирические зависимости для определения величин h_0 и k (l_3 — в метрах, Q_3 — в $\text{м}^3/\text{с}$, V_3 — в м/с , α и λ — в градусах):

$$h_0 = 4259,8\sqrt{l_3} \frac{1 + \cos^2(\alpha + \lambda) / 16 l_3^2}{1 + 16 l_3^2 \sin^2 \lambda} Q_3^{5/4} V_3^{1/4} \sigma; \quad (3)$$

$$k = \left[\frac{0,0106}{\sqrt{l_3}} + \frac{11,31 Q_3}{\sqrt{l_3}} \left(1 + \frac{\sqrt{2 V_3 \cos \alpha}}{1,5} \right) \left(1 + \frac{0,039 l_3 \sqrt{V_3 \sin \lambda}}{\sqrt{Q_3}} \right) \right] \sigma', \quad (4)$$

где σ и σ' — коэффициенты, учитывающие изменение характера захвата и выноса воздуха струей при затоплении выходного сечения зарядной трубки.

Коэффициенты σ и σ' принимаются равными единице, если величина h_0 , вычисленная по формуле (3) без учета σ , меньше l_3 . В противном случае они определяются по формулам:

$$\sigma = \frac{0,001\sqrt{l_3}(1+4l_3 \sin^2 \alpha) [1 + 0,6(\cos^2 \alpha + \cos \alpha \sin \lambda)]}{Q_3 [1 + 0,354(\sqrt{V_3} + 4,52\sqrt{Q_3}) \cos^2 \alpha / l_3]}; \quad (5)$$

$$\sigma' = \sigma \left[1 + \frac{22930 Q_3^2 \cos \alpha}{l_3^2 \sqrt{V_3} (4,5\sqrt{Q_3} + 0,1V_3 \sqrt{\sin \lambda})} \right]. \quad (6)$$

Таким образом, используя полученные эмпирические зависимости, можно рассчитать время зарядки при известных параметрах модели сифона, которое связано с расходом воздуха, выносимого из полости сифона струей воды, следующим соотношением:

$$T = \frac{W_a}{Q_a}, \quad (7)$$

где W_a — объем воздуха в сифоне, выносимый из него струей воды в процессе зарядки; Q_a — средний расхода, выносимого из полости сифона. Тогда масштабный коэффициент времени a_T с учетом формулы (1) будет равен:

$$a_T = \frac{a_{W_a}}{a_{Q_a}} = \frac{a_1^3}{\rho a_1^{5/2}} = \rho' a_1^{1/2}. \quad (8)$$

Здесь a_1 — масштаб длин при пересчете данных модели в натуру.

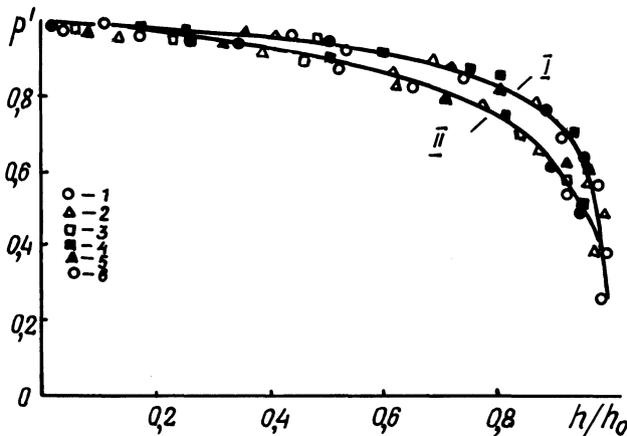


Рис. 2. Зависимость поправочного коэффициента ρ' от отношения h/h_0 при фиксированных параметрах модели: 1 — $l_3 = 0,5$ м, $\alpha = 90^\circ$, $\lambda = 0^\circ$; 2 — $l_3 = 0,5$ м, $\alpha = 30^\circ$, $\lambda = 0^\circ$; 3 — $l_3 = 0,5$ м, $\alpha = 90^\circ$, $\lambda = 20^\circ$; 4 — $l_3 = 0,5$ м, $\alpha = 30^\circ$, $\lambda = 20^\circ$; 5 — $l_3 = 0,25$ м, $\alpha = 90^\circ$, $\lambda = 0^\circ$; 6 — $l_3 = 0,25$ м, $\alpha = 30^\circ$, $\lambda = 20^\circ$ (I — для масштаба $a_1 = 2$; II — для масштаба $a_1 = 4$).

Для определения поправочного коэффициента ρ' были проведены опыты на сифонах, геометрически подобных модели, поперечные сечения которых соответственно равны 15x15 и 30x30 см, т.е. по сравнению с исследованной моделью масштаб длин у них $a_1 = 2$ и $a_1 = 4$. Во всех опытах параметры сифона и зарядной струи соответствовали условиям динамического подобия по критерию Фруда.

Анализ опытных данных показал, что величина поправочного коэффициента ρ' зависит от масштабного коэффициента a_1 и от отношения h/h_0 , вычисленного для модели. График этой зависимости приведен на рис. 2.

Она справедлива в том случае, когда характер истечения зарядной струи (незатопленное или затопленное истечение) одинаков для модели и природы. Однако в опытах, для которых отношение h/h_0 модели находится в диапазоне от $\bar{a}_1^{-1/4}$ до 1, характер истечения на модели и в природе различен, т.е. на модели имеет место незатопленное истечение зарядной струи, в природе — выходное сечение зарядной трубки затоплено. Для учета подобного явления коэффициенты \bar{C} и \bar{C}' необходимо вычислять по формулам (5) и (6), несмотря на то, что истечение зарядной струи является незатопленным. Получаемая при этом величина h_0 позволяет определять значение ρ' по графику, представленному на рис. 2.

Проведенные модельные исследования и полученные на их основе зависимости для определения величин h_0 и K , а также график для определения величины поправочного коэффициента ρ' позволяют рассчитать параметры сифонного водовыпуска с зарядной трубкой при использовании его в водорегулирующих сооружениях.

ЛИТЕРАТУРА

1. А.с. № 696095 (СССР). Водовыпускное устройство/Альферович А.Н. — Оpubл. в Б.И., 1979, № 41. 2. Евреенко Ю.П., Солнышков В.А. Моделирование потоков в сифонах. — Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура, 1974, № 1, с. 102. 3. Храповский В.А. Аэрация потока в типовых шахтных перепадах. В сб.: Гидравлика сооружений оросительных систем: Тр. НИМИ. — Новочеркасск, 1973, т. 15, вып. 5, с. 172. 4. Чанишвили А.Г. Масштабный эффект аэрации при моделировании гидротехнических сооружений. — Изв. ТНИИСГЭИ. Л., 1962, т. 14, с. 25.

УДК 626/627

М.К.ПОВАЛЯЕВ, мл. науч.сотр (ЦНИИКИВР)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ГИДРОДИНАМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА КРЕПЛЕНИЕ ОТВОДЯЩЕГО РУСЛА ВОДОРЕГУЛИРУЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ

Одной из возможностей совершенствования методов расчета жесткого крепления нижнего бьефа гидросооружений является учет динамического характера взаимодействия крепления с потоком и основанием [1, 2]. Это особенно важно при расчетах сборных креплений из элементов относительно малых плановых размеров и массы, которые вследствие своей малоинерционности в наибольшей степени испытывают воздействие пульсационной составляющей гидродинамической нагрузки.

Для расчета малоинерционных элементов сборного крепления предложен метод и получены зависимости [3], позволяющие определять толщину δ элементов соответственно в случае прямого всплывания:

$$\delta = \frac{2S}{gb^2 \tau (\rho - \rho_B)} \quad (1)$$

и в случае опрокидывания вокруг одного из нижних поперечных к потоку ребер:

$$\delta = \frac{D}{b \left[\frac{\rho l^3}{3} \arcsin \left(\frac{z\tau}{l} \right) + g \left(\frac{l\tau}{2} \right)^2 (\rho - \rho_B) \right]}, \quad (2)$$

где S — расчетный импульс момента M' пульсационного дефицита суммарной гидродинамической нагрузки, выражаемый формулой

$$S = \int_{t_0}^{t_0 + \tau} M'(t) dt; \quad (3)$$

D — параметр, характеризующий действие расчетного импульса и определяемый по формуле

$$D = \int_{t_0}^{t_0 + \tau} S(t) dt; \quad (4)$$

τ и t_0 — продолжительность и начальный момент действия расчетного импульса соответственно; b и l — ширина и длина элемента крепления; ρ и ρ_B — плотности материала крепления и воды; g — ускорение свободного падения; z_{τ} — наибольшее допустимое вертикальное перемещение элемента под воздействием расчетного импульса S , принимаемое в качестве критерия нарушения устойчивости.

Согласно предложенному методу, расчет производится на величину расчетного импульса S или импульсного параметра D , а не гидродинамической нагрузки или ее момента, что обычно принято в подобного рода расчетах [4]. Поэтому при использовании зависимостей (1) и (2) учитывается динамический импульсный характер расчетной пульсационной нагрузки. Кроме того, принятый критерий устойчивости z_{τ} , определяемый допустимым зазором между основанием и элементом крепления [2], позволяет учитывать возможный отрыв вибрирующего элемента крепления от основания.

Для реализации предложенного метода в практических расчетах необходимы данные о количественных значениях параметров S , D и τ , входящих в расчетные зависимости. С целью их получения на специально изготовленной установке были проведены экспериментальные исследования гидродинамического воздействия потока на элементы креплений.

Экспериментальная установка (рис. 1) смонтирована в остекленном гидравлическом лотке 1 с размерами поперечного сечения $0,5 \times 0,8$ м и длиной 20 м на массивной опоре 2 и включает герметический измерительный блок 3, жестко связанный с опорой трубчатыми стойками 4. Измерительный блок 3 состоит из металлического корпуса 5, закрытого сверху крышкой 6 и массивной плитой 7, в которых прорезаны прямоугольные отверстия для сменной регистрирующей плиты 8, укрепленной на одном плече рычага 9. На другом плече рычага 9, ось поворота 10 которого совпадает с нижним ребром регистрирующей плиты, установлены пружины 11. Их количество и механические

нии бьефов в форме назаопленного гидравлического прыжка. Расположение плиты в нижнем бьефе изменялось путем перемещения водоподпорной перегородки 15 (см. рис. 1) вдоль лотка. В качестве определяющего критерия подобия использовался критерий Фруда. При этом минимальное число Рейнольдса изменялось в пределах от 26000 до 100000, что обеспечивало соблюдение условия автомодельности. Расходы воды в лотке измерялись треугольным мерным водосливом. Уровни бьефов фиксировались пьезометрами и шпигенмасштабами.

Для каждого исследованного режима регистрировались пульсации момента суммарной гидродинамической нагрузки на регистрирующую плиту, удаленную от сжатого сечения на различные расстояния X : от 0,2 до $2,4l_n$, где l_n — длина незаопленного гидравлического прыжка. Таким путем были получены реализации возмущающего процесса в диапазонах относительных размеров элементов крепления $\frac{1}{l_n}$ от 0,1 до 0,4 и параметра кинетичности по-

тока в сжатом сечении Fr_1 от 3 до 26. Импульсные параметры S и D определялись в процессе обработки полученных реализаций соответственно по формулам (3) и (4) методом численного интегрирования. В результате были получены дискретные ряды значений S , D и τ , при дальнейшей обработке которых известными методами анализа случайных процессов [7] определялись расчетные значения, входящие в зависимости (1) и (2).

По данным экспериментов, на рис. 2 для сечений с наибольшей по длине отводящего русла интенсивностью возмущающего воздействия показано изменение максимальных (за время записи) значений указанных импульсных параметров. Приведенные графики могут быть использованы для расчета устойчивости элементов сборных креплений по зависимостям (1) и (2).

Полученные экспериментальные данные позволяют также оценить диапазон изменения продолжительности τ действия возмущающих импульсов, что необходимо для определения границ применимости предложенного метода [3]. Максимальные τ_{\max} и минимальные τ_{\min} значения τ , выбранные с этой целью для каждого из исследуемых гидравлических режимов и выраженные в безразмерных числах Струхала St , представлены на рис. 3, где огибающие кривые ограничивают диапазон изменения St в пределах от $St_{\max} =$

$$= \frac{\tau_{\max}}{\sqrt{\frac{h_k}{g}}} \text{ до } St_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\sqrt{\frac{h_k}{g}}} \quad (h_k - \text{критическая глубина}).$$

В табл. 1 приведены результаты пересчета полученных таким образом граничных значений чисел Струхала в значения τ в возможном для низконапорных сооружений диапазоне h_k .

Анализ данных табл. 1 показывает, что в пересчете на низконапорное сооружение частота возмущающих импульсов не превышает 3—10 Гц. Для сравнения по приближенной методике [8] был рассчитан диапазон изменения частоты собственных колебаний натуральных квадратных элементов крепления

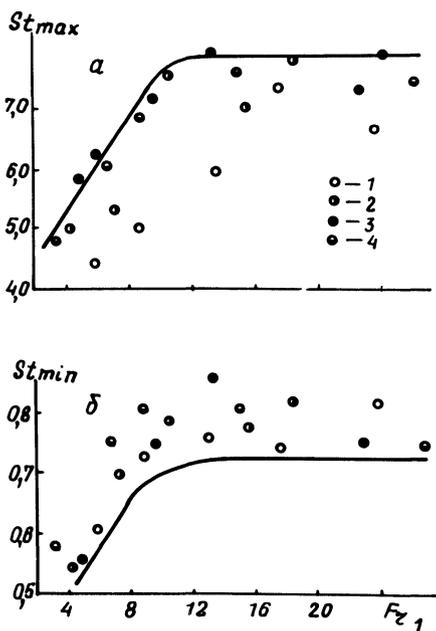
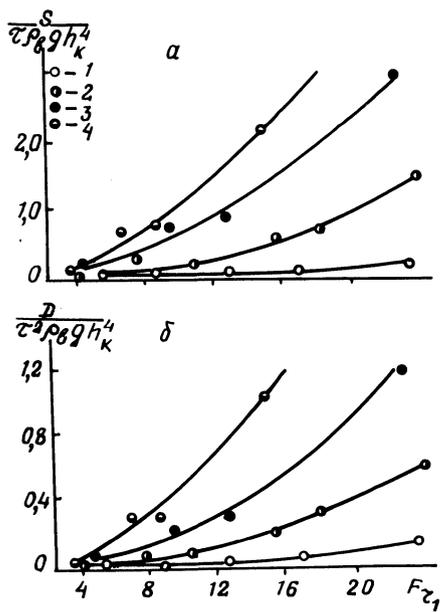


Рис. 2. Изменение расчетных значений импульсных параметров для квадратных элементов крепления с плановыми размерами $b \approx 1$ в случаях: а — прямого всплывания, б — опрокидывания; $\frac{1}{n}$: 0,1 (1); 0,2 (2); 0,3 (3); 0,4 (4).

Рис. 3. Границы диапазона изменения продолжительности возмущающих импульсов: а — верхняя, б — нижняя; $\frac{1}{n}$: 0,1 (1); 0,2 (2); 0,3 (3); 0,4 (4).

с плановыми размерами до 4 м и толщиной 0,05–0,5 м, который составил, например, для песчаных оснований 40–1560 Гц в воздухе и на 10–40% ниже в воде.

Из сопоставления определенных частотных диапазонов следует вывод, что условие квазистатического возмущения, выполняемое при 5–10-крат-

Таблица 1

Границы диапазона изменения продолжительности (τ , с) возмущающих импульсов

$h_k, \text{ м}$	Fr_1				
	4,0	6,0	8,0	10,0	12,0
0,4	0,10–1,08	0,12–1,23	0,13–1,38	0,14–1,53	0,15–1,60
0,6	0,13–1,41	0,14–1,51	0,16–1,71	0,17–1,88	0,18–1,95
0,8	0,15–1,63	0,17–1,74	0,19–1,97	0,20–2,17	0,21–2,26
1,0	0,16–1,82	0,19–1,95	0,21–2,20	0,22–2,43	0,23–2,52
2,0	0,23–2,57	0,26–2,75	0,30–3,12	0,32–3,43	0,33–3,57

ном превышении частоты собственных колебаний над частотой возмущающих импульсов и принятое при выводе расчетных зависимостей [3], заведомо выполняется для элементов с плановыми размерами до 2—3 м, для расчета которых поэтому и правомерно применение предложенного метода. Поскольку при этом, как следует из анализа данных рис. 3, экспериментально установлено отсутствие в условиях плоской задачи влияния линейных размеров элементов на диапазон изменения St , можно полагать, что ориентация элементов в данном случае не влияет на расчет и сопоставление диапазонов частот, а полученные результаты справедливы как для квадратных, так и для прямоугольных элементов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Буханов В.В. О динамическом взаимодействии жестких плит крепления нижнего бьефа с подплитной областью. — Изв. ВНИИГ, 1974, т. 105. 2. Ляхтер В.М., Черных О.Н. Оценка колебаний и устойчивости плит водобоя. — Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура, 1979, № 6. 3. Пovalaев М.К. Исследование устойчивости сборного крепления отводящего русла за водовыпусками. — В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, вып. 11, 1981. 4. Рекомендации по определению гидродинамических нагрузок, воздействующих на плиты водобоев и рисберм водосливных плотин. — Л., 1979. 5. Логинов В.Н. Электрические измерения механических величин. — М., 1976. 6. Юдицкий Г.А. Пульсация гидродинамической нагрузки на плиты водобоя и рисбермы в условиях пространственной задачи. — Изв. ВНИИГ, 1963, т. 73. 7. Бендат Дж., Пирсол А. Измерение и анализ случайных процессов. — М., 1971. 8. Власов В.З., Леонтьев Н.Н. Балки, плиты и оболочки на упругом основании. — М., 1960.

УДК 532.543

Ф.Д.ШНИПОВ, мл. науч.сотр.
(ЦНИИКИВР)

ОБОБЩЕНИЕ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО РАСПРЕДЕЛЕНИЮ НА СРЕДНЕЙ ВЕРТИКАЛИ КИНЕМАТИЧЕСКОГО КОЭФФИЦИЕНТА ТУРБУЛЕНТНОЙ ВЯЗКОСТИ

При решении трехмерной задачи о распределении осредненных скоростей в турбулентных потоках используется, как правило, система уравнений движения Рейнольдса, которая, однако, оказывается незамкнутой даже в простейших случаях. Для уменьшения числа неизвестных в систему обычно вводится кинематический коэффициент турбулентной вязкости. Как отмечает К.В.Гришанин [4], "составить гипотезу о поведении K легче, чем составить гипотезу о величине самого турбулентного напряжения". Имеется ряд предложений, позволяющих рассчитать распределение по сечению кинематического коэффициента турбулентной вязкости [1, 8], но особенно много гипотез по расчету распределения K на вертикали [2, 4, 5, 7, 11, 12, 14].

Существующие предложения отличаются применительно к одним и тем же условиям движения не только количественно, но и качественно. В связи с этим возникла необходимость сравнения между собой и с эксперименталь-

ными данными результатов расчета по различным зависимостям применительно к условиям эксперимента. Конечной целью этих сравнений является выбор достаточно обоснованной зависимости для расчета распределения K по сечению и на вертикали.

Простейшая гипотеза о величине K состоит в том, что ее можно считать постоянной по сечению. При решении внешней задачи гидродинамики такое допущение приводит к удовлетворительным результатам [10]. Для внутренних задач предположение о постоянстве K ведет к параболическому закону распределения осредненной скорости. Наиболее же обоснованным, по крайней мере в значительной части сечения, является логарифмический закон распределения скоростей.

Существуют предположения о пропорциональности K продольной осредненной скорости [5], ее квадрату [7]. Большинство же зависимостей для расчета распределения K в плоском канале (на средней вертикали) [4, 14, 12] имеет вид

$$K = \alpha f(x_2, U_*),$$

где U_* — динамическая скорость; α — постоянная Кармана; x_2 — вертикальная координата.

Гришанин К.В. [4] предположив, что логарифмическому закону распределения продольной осредненной скорости соответствует параболическое распределение кинематического коэффициента турбулентной вязкости, получил простую формулу для K :

$$K = \alpha U_* x_2 \left(1 - \frac{x_2}{H}\right). \quad (1)$$

Зависимость (1) дает нулевые значения на дне и свободной поверхности и максимальное при $H/2$.

Kleinstein G. [12] для достаточно больших чисел Re предложил универсальную модель турбулентной вязкости

$$K/\nu = \alpha R^{-1} \left[\exp\left(\alpha \frac{\bar{U}_1}{U_*}\right) - \left(1 + \alpha \frac{\bar{U}_1}{U_*} + \alpha^2 \frac{U_1^2}{U_*^2}\right) \right] \left(1 - \frac{x_2}{H}\right), \quad (2)$$

где $R = 11$ — эмпирическая константа; \bar{U}_1 — продольная осредненная скорость.

В работах [2, 11] сделана попытка получить зависимость для K через другие турбулентные характеристики. Следует отметить, что полученные выражения содержат величины, определение которых представляет собой задачу не менее трудную, чем исходная.

Существует ряд работ [1, 8], позволяющих рассчитать распределение K по сечению продольно-однородных потоков ограниченных размеров. В работе [1] сделано обобщение полуэмпирического подхода Прандтля—Кармана на случай произвольного трехмерного потока жидкости. Используя идею локального подобия, а также гипотезу о взаимодействии движущегося моля с окружающей жидкостью, автором [1] получено интегральное выражение для

$$K_{ij}(M_0) = \mu \int_D F(M_0) f_0 f_1 \varphi(M \rightarrow M_0) \cos(s \hat{x}_i) \cos(s \hat{x}_j). \quad (3)$$

Практическое использование (3) затруднено, поэтому для каждого конкретного случая оно упрощается.

Если в уравнениях Рейнольдса выразить турбулентные напряжения через турбулентную вязкость и осредненные скорости, то K окажется связанным с \bar{U}_1 посредством дифференциального уравнения. Воспользовавшись полуэмпирической формулой для распределения по сечению осредненных продольных скоростей, расчеты по которой удовлетворительно согласовываются с экспериментальными данными, автор [8] проинтегрировал полученное уравнение и получил зависимость для расчета распределения по сечению кинематического коэффициента суммарной вязкости

$$K + \nu = \frac{F_1}{\sqrt{P \cdot N}} \cdot \frac{x_2^2}{x_2 + \delta_2} \cdot \frac{x_3^2}{x_3 + \delta_3} \left\{ \ln \frac{B - \delta_3 + \sqrt{(B - \delta_3)^2 - (x_3 - \delta_3)^2} + P/N (x_2 - \delta_2)^2}{(x_3 - \delta_3) + \sqrt{P/N} (x_2 - \delta_2) + a} + \frac{B + \delta_3}{B^2} e^{G [(B - \delta_3)^2 - (x_3 - \delta_3)^2 + P/N (x_2 - \delta_2)^2]} \right. \\ \left. \times [H \sqrt{P/N} - \sqrt{(B - \delta_3)^2 - P/N (x_2 - \delta_2)^2} + \frac{G}{3} [(B - \delta_3)^2 - (x_3 - \delta_3)^2 + P/N (x_2 - \delta_2)^2]^{3/2}] \right\}, \quad (4)$$

$$\text{где } G = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{B^2} + \frac{2\delta_3}{B^3} \right); \quad N = 2,98 \frac{R^{3/2} (F + \lg \frac{R}{\delta})}{H^{3/2} (F + \lg H/\delta_2)}; \quad P = 2,98 \times$$

$$\times \frac{R^{3/2} (F + \lg R/\delta)}{B^{3/2} (F + \lg B/\delta_3)}; \delta_1, \delta_2 - \text{толщина пристенного слоя соответственно вер-$$

тикального и горизонтального плоских потоков; $f = g_i$, $F = 3,89$ — в квадратичной области сопротивления; $F = 4,91$ — в переходной области.

Многочисленность выдвигаемых гипотез о характере изменения турбулентной вязкости объясняется ограниченностью и противоречивостью имеющихся экспериментальных данных. Одни авторы [5] получили максимальное значение K на поверхности, другие [6, 9, 13, 15] — в середине потока, третьи [3] — говорят о существовании нескольких локальных максимумов на вертикали.

А.В.Караушевым [5] обработаны данные многочисленных измерений продольной осредненной скорости в естественных и лабораторных условиях. В преобладающем большинстве опытов получено монотонное возрастание K к поверхности.

Распределение характеристик турбулентности в круглой трубе (плоском канале) и пограничном слое качественно совпадают [10]. В монографии [10] представлено распределение безразмерной величины $K_M/U_*\delta$ в поперечном сечении пограничного слоя, по данным Клебанова и Таунсенда, и по радиусу круглой трубы, по данным Лауфера и Нуммера. Получено качественное сходство. В пристенной зоне величина K аппроксимируется степенным законом. Далее K линейно возрастает, достигая максимума в области $0,3 < x_2/H < 0,4$, после чего несколько убывает и при $x_2/H = 0,5$ принимает приблизительно постоянное значение. По данным же Никурадзе [9], максимальное значение K находится на $x_2/H = 0,5$ и к поверхности монотонно убывает.

Е.Н.Минским [6] впервые опубликованы данные о распределении кинематического коэффициента турбулентной вязкости в гладком канале прямоугольного сечения. Максимальное значение K получено на глубине $x_2/H = 0,303$, на поверхности — равно нулю. Аналогичный характер изменения K получили Рейхардт [9], Govinda [15], Mäsiar [13], лишь максимум находится на $x_2/H = 0,50$.

А.А.Буйкиной и др. [3] выполнена серия экспериментов по определению K на средней вертикали. Получено уменьшение кинематического коэффициента турбулентной вязкости к поверхности и ко дну, существование трех локальных максимумов на глубине $x_2/H = 0,30; 0,50; 0,82$. Результаты [3] частично подтверждают данные других авторов, а получение нескольких локальных максимумов следует отнести, пожалуй, за счет погрешности эксперимента.

Ограниченный и противоречивый характер существующих экспериментальных исследований приводит к необходимости в обработке новейших экспериментальных данных по турбулентным характеристикам с целью получения распределения K как в плоском потоке, так и в потоке ограниченных размеров. Накопление материала позволит, во-первых, экспериментально обосновать особенности распределения турбулентной вязкости и, во-вторых, проверить существующие полуэмпирические зависимости для расчета K .

Методика обработки экспериментальных данных заключалась в следующем. Распределение по вертикали кинематического коэффициента турбулентной вязкости рассчитывалось по формуле

$$K_3 = - \overline{U_1' U_2'} \frac{d\bar{U}_1}{dx_2}.$$

Вычисление производных выполнялось следующим образом. По экспериментальным точкам строился интерполяционный полином, который затем дифференцировался. В процессе вычислений установлено, что наилучшие результаты в области быстрого изменения функции (у дна) дает интерполяция сплайнами 3-го порядка, а в области медленного изменения (у поверхности) — полином Лагранжа. Поэтому, для более точного вычисления, в придонной области дифференцировался полином, построенный сплайном 3-го порядка, а у поверхности — полином Лагранжа 2-й степени. В точках наложения бралось среднее значение производной. Предложенный метод увели-

чивает точность вычисления производных dU_1/dx_2 и, следовательно, — значения K .

Получено распределение K на средней вертикали для 34 опытов. Результаты, частично представленные в табл. 1, позволяют выявить некоторые особенности в распределении кинематического коэффициента турбулентной вязкости на вертикали. Максимальное значение K находится, как правило, в области $(0,50 \div 0,75)H$ от стенки, причем существенно влияние отношения V/H на его положение. При больших V/H ($> 5,0$) K имеет максимум: для течений у гладкой стенки — $0,50H$, шероховатой — $0,60H$. Причем в первом случае при приближении к поверхности монотонно стремится к нулю, а во втором — принимает значения, отличные от нуля. При $V/H < 5,0$ максимум K расположен выше $0,5H$ и при приближении к поверхности значение кинематического коэффициента турбулентной вязкости меняется незначительно. В придонной области для любых отношений V/H получено линейное возрастание K . Следует отметить, что для течений у шероховатых стенок на распределение кинематического коэффициента турбулентной вязкости должны оказывать влияние как отношение V/H , так и степень шероховатости стенки. Ограниченность экспериментальных данных не позволяет установить характер влияния последнего.

Выполнено сравнение теоретического распределения кинематического коэффициента турбулентной вязкости по зависимостям (1, 2, 4) с экспериментальными данными (см. табл. 1). Отклонение расчетного значения K от экспериментального вычислялось по формуле относительной погрешности

$$\delta = \frac{K_{\text{э}} - K_{\text{п}}}{K_{\text{э}}} 100\%,$$

где $K_{\text{э}}$ и $K_{\text{п}}$ — соответственно, экспериментальное и расчетное значения кинематического коэффициента турбулентной вязкости.

Согласование расчетного распределения K по (4) с экспериментальным следует признать удовлетворительным. В среднем величина отклонения δ не превышает 20%, причем расчетные значения, как правило, превосходят экспериментальные. Максимальное отклонение наблюдается у свободной поверхности и достигает 80%. Последнее объясняется определенной сложностью получения экспериментального значения K в этой области. Отметим, что зависимость (4) учитывает влияние отношения V/H , степень шероховатости стенки и, кроме того, позволяет рассчитать распределение K по сечению, что важно при решении трехмерной задачи. Для течений у гладкой стенки согласование расчетного значения K по (1) с экспериментальными в основном удовлетворительное. Величина отклонения δ в среднем не превышает 25%. Для течений у шероховатой стенки δ достигает 100–150%, максимальное отклонение наблюдается в придонной области. Расчетные значения кинематического коэффициента турбулентной вязкости по (2) значительно отличаются от экспериментальных. Расчетное распределение K по (3) качественно совпадает с экспериментальным [1], но неопределенность вычисления характерного масштаба L не позволила выполнить количественное сравнение. Сравнение по остальным, представленным в обзоре зависимостям не приводится, так как расчет по одним из них дает качественно не согласующиеся с экспе-

Сравнение расчетного распределения кинематического коэффициента турбулентной вязкости с экспериментальными данными

Таблица 1

Опыт 1					Опыт 3					
x_2/H	$K_3, \text{см}^2/\text{с}$	$K_T, (5)$	$\delta, \%$	$K_T, (1)$	$\delta, \%$	$K_3, \text{см}^2/\text{с}$	$K_T, (5)$	$\delta, \%$	$K_T, (1)$	$\delta, \%$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

По А.Г.Марченко

0,05	0,0067	0,007	4,4	0,010	-49,2	0,055	0,050	9,1	0,050	9,1
0,10	0,02	0,0135	2,5	0,035	-42,8	0,116	0,105	9,5	0,106	8,6
0,15	0,033	0,028	15,1	0,047	-42,4	0,135	0,135	0	0,134	0
0,20	0,043	0,040	7,0	0,065	-51,1	0,160	0,180	-12,6	0,180	-12,6
0,30	0,0722	0,065	9,7	0,088	-22,2	0,200	0,230	-15,0	0,242	-21,0
0,40	0,093	0,081	12,8	0,100	-7,5	0,218	0,275	-26,1	0,290	-33,0
0,50	0,0935	0,086	8,0	0,103	-10,2	0,218	0,290	-33,0	0,312	-43,1
0,60	0,091	0,085	6,6	0,100	-9,9	0,208	0,275	-32,2	0,292	-40,4
0,70	0,088	0,080	9,4	0,095	-7,9	0,193	0,240	-24,3	0,257	-33,2
0,80	0,075	0,061	18,7	0,075	0	0,180	0,180	0	0,198	-10,0
0,90	0,055	0,041	25,4	0,048	12,7	0,150	0,100	33,3	0,100	33,3
1,00	0,044	0,010	77,2	0,010	-77,3	0,035	0,015	57,1	0,010	71,4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----

По Ж.Конт-Белло

По Никитину И.К.

0,05						0,200	0,190	-5,0	0,350	-75,0
0,10	15,20	11,20	26,30	17,0	-11,80	0,450	0,396	12,0	0,600	-33,3
0,15						0,750	0,820	-9,3	0,950	-26,7
0,20	19,20	20,10	-4,70	22,70	-18,20	1,050	1,115	-6,2	1,250	-19,00
0,30	21,20	26,50	-25,00	27,30	-28,80	1,500	1,849	-23,2	1,720	-14,7
0,40	25,20	30,40	-20,60	30,30	-20,20	1,900	2,480	-30,5	2,040	-7,4
0,50	25,50	31,70	-24,30	32,50	-27,40	2,180	2,955	-35,5	2,270	-4,0
0,60	23,40	30,50	-30,30	31,00	-32,50	2,319	3,247	-40,0	2,090	9,9
0,70	21,40	26,80	-25,20	27,00	-26,20	2,200	3,340	-46,5	1,800	18,2
0,80	17,00	20,50	-20,60	20,80	-22,35	1,750	3,224	-84,2	1,500	14,3
0,90	11,30	11,70	-3,50	11,70	-3,50					

риментальными данными результаты, расчет по другим невыполнимым из-за невозможности определения входящих в них параметров.

Обобщение теоретических и экспериментальных исследований по распределению на средней вертикали кинематического коэффициента турбулентной вязкости в потоках прямоугольного сечения позволяет сделать некоторые выводы:

1. Характер изменения K_z зависит, в основном, от соотношения поперечных размеров потока (B/H) и от степени шероховатости поверхности.

2. В плоском потоке ($B/H > 5$) не выявлено влияние отношения B/H на положение максимума K_z : для течений у гладкой $x_2/H|_{K_{\max}} \approx 0,50$, у шероховатой — $x_2/H|_{K_{\max}} \approx 0,60$. В потоках ограниченных размеров ($B/H = 5,0-1,0$) $x_2/H|_{K_{\max}}$ изменяется от 0,50 до 0,75. При малых отношениях $B/H (< 1,0)$ возможно максимальное значение K_z на поверхности.

3. Для расчета распределения K представляется целесообразным использование зависимостей (1), (4), расчет по которым удовлетворительно согласуется с экспериментальными данными. Область применения (1) следует ограничить плоским потоком с гладкими стенками.

ЛИТЕРАТУРА

1. Булеев Н.И. Теоретическая модель турбулентного обмена в потоках жидкости. — В сб.: Теплопередача. М., 1962.
2. Бобков В.П., Ибрагимов М.Х. Применение модели однородной диффузии к расчету касательных напряжений и поля скорости в турбулентном потоке жидкости. — Теплофизика высоких температур, 1970, № 2.
3. Букина А.А., Шелковников Н.К., Мионов П.В. О структуре коэффициента турбулентной вязкости в открытом потоке. Вестн. Моск. ун-та. Сер. Физика. Астрономия, 1975, 16, № 5.
4. Гришанин К.В. Динамика русловых потоков. — Л., 1962.
5. Караушев А.В. Распределение скоростей и коэффициентов турбулентного обмена по вертикали. — Тр. ГГИ, 1947, вып. 2 (56).
6. Минский Е.М. Турбулентность руслового потока. — М., 1952.
7. Назарян А.Г. О расчете изотак при равномерном турбулентном течении в прямоугольных каналах. — Тр. ГГИ, 1955, вып. 49 (103).
8. Рогунович В.П. Распределение суммарной вязкости в потоке прямоугольного сечения. Проблемы использования водных ресурсов. — Минск, 1971.
9. Шлихтинг Г. Теория пограничного слоя. — М., 1974.
10. Хинце И.О. Турбулентность. — М., 1963.
11. A t e s m a n K. Phillips. hypothesis for turbulent Viscosity. — AIChE Journal, 1971, 17, N 5.
12. K l e i n s t e i n G. Eddy viscosity model for turbulent pipe flow. — AJAA Journal, 1971, v. 9, p. 8.
13. M ä s i a r E. Contribution to the distribution of the turbulent exchange coefficient along the stream dept in an open channel. — Vodohosp. čas, 1971. XIX, 4.
14. M e i J., S q u e r e W. A simple eddy viscosity model turbulent pipe and channel flow. — AJAA Journal, 1972, v. 10, p. 3.
15. G o v i n d a R a o. Turbulence charachteries of open channel flow. — J. the of Eng. (India). Civ. Eng. Div., 1964, v. 44, p. 5.

ВЛИЯНИЕ ФОРМЫ ВЫХОДНОЙ ЧАСТИ НИЗКОНАПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РЕЖИМ В ОТВОДЯЩЕМ КАНАЛЕ

При резком увеличении площади сечения русла турбулентный поток отрывается от стенок русла, а между стенками и транзитным потоком образуются водоворотные области. В подобных случаях наблюдается сбойность течения. Между транзитным потоком и водоворотными областями происходит интенсивный обмен частицами. Увлекая частицы водоворотной области, транзитный поток замедляется и, постепенно расширяясь, заполняет все сечения русла. В сечении, где заканчивается водоворотная область, имеет место повышенная пульсация скоростей и давлений и сильно деформированная эпюра скоростей. На последующем участке происходит затухание пульсаций и выравнивание эпюры скоростей до тех пор, пока она принимает форму, соответствующую равномерному течению.

Для безнапорных потоков, находящихся в спокойном состоянии в размываемых руслах, участок, в пределах которого образуются водоворотные области и происходит выравнивание скоростей, подвержен размыву. И поэтому определение длины его представляет большой практический интерес.

В настоящей работе обобщаются результаты экспериментальных исследований по изучению гидравлического режима потока на начальном участке отводящего канала, проведенных на моделях низконапорных гидротехнических сооружений сотрудниками кафедры гидравлики БПИ в течение ряда лет. В этих исследованиях изучалось поле скоростей потока на начальном участке отводящего канала, что позволило установить длину участка потока, в пределах которой в основном завершилось выравнивание эпюры скоростей. Как показали исследования, длина этого участка зависит от формы сопряжения выходной части сооружения с отводящим каналом, равномерности распределения скоростей потока в выходном сечении и степени стеснения потока сооружением. Под ней условимся понимать выраженное в процентах отношение площадей живых сечений потока в выходном сечении сооружения ω_c и в отводящем канале ω_k в конце участка выравнивания скоростей в потоке ($\frac{\omega_c}{\omega_k} 100\%$). При вычислении площадей ω_c и ω_k принималась одинаковая глубина потока, соответствующая глубине в конце участка выравнивания скоростей в нем.

Исследования по установлению длины участка переформирования скоростей в нижнем бьефе низконапорных сооружений производились на моделях шлюзов и паводковых водосбросов водохранилищ: "Селец" на р. Ясельда, "Петровичи" на р. Волма и "Дубровское" на р. Усяж.

Исследования гидравлического режима в нижнем бьефе низконапорных шлюзов проводились на моделях, выполненных в масштабе 1:15. Модели шлюзов устанавливались на канале шириной по дну $b = 3,0$ м с коэффициентом откосов $m = 2$ и глубиной $h = 2,6$ м. Было исследовано четыре модели

шлюзов. Во всех моделях длина шлюза прямоугольного поперечного сечения составляла 6,0 м. Шлюз сопрягался с подводящим и отводящим каналами, симметричными в плане воронками. Размеры шлюзов и сопрягающих воронок приводятся в табл. 1.

Установлено, что длина участка переформирования скоростей в потоке зависит от степени стеснения потока шлюзом. При степени стеснения потока шлюзом, равной 50, 70, 80 и 90%, длина этого участка соответственно составила 22, 15, 8 и 5 м при расходах, равных 21,6; 31,5; 33,8 и 33,8 м³/с.

Лабораторные исследования гидравлического режима в нижнем бьефе паводкового водосброса водохранилища "Селец" на р. Ясельда производились на моделях трех вариантов сооружения. Сбросный тракт его включал водосливную часть, выполненную по типу водослива практического профиля, и донную трубу. Поток с водослива и донной трубы направлялся в двухочковую трубу, уложенную горизонтально в теле земляной плотины. Из трубы поток поступал в водобойный колодец глубиной $d = 1,5$ м с односторонним углом расширения в плане $\alpha = 11^{\circ}20'$ (1:5).

В первом варианте водосброса дно двухочковой трубы и дно водобойного колодца располагались на одной отметке. Во втором варианте двухочковая труба была поднята на 1,5 м, а отметки дна водобойного колодца и отводящего канала оставались прежними. Длина же водобойного колодца увеличилась на 5,8 м, что привело к увеличению ширины водобойного колодца на выходе и ширины по дну начального участка отводящего канала на расстоянии 46 м на 2,5 м. За пределами этого участка на длине 4,5 м ширина канала по дну уменьшалась до 10 м. Третий вариант представлял собой измененный второй вариант паводкового водосброса. В этой модели двухочковая труба была опущена на 1,5 м (как и в первом варианте), а водобойный колодец и отводящий канал оставались такими же, как и во втором варианте.

На рис. 1 представлен разрез и план выходной части первого варианта водосброса. Для первого варианта водосброса лабораторными исследованиями установлено, что расширяющийся в плане водобойный колодец прямоугольного сечения не обеспечивает равномерности распределения скоростей в выходном сечении. В этом случае наблюдается сбойность течения с образованием водоворотных областей в водобойном колодце и на значительной

Таблица 1

Размеры шлюзов и сопрягающих воронок

№ модели	Ширина шлюза, м	Размеры сопрягающих воронок		Степень стеснения потока шлюзов, $\frac{\omega_c}{\omega_k} 100\%$
		длина подводящей и отводящей воронок L, м	односторонний угол расширения воронки α°	
1	4,0	6,0	4,78	50
2	5,6	6,5	11,3	70
3	6,4	8,5	11,3	80
4	7,2	10,5	11,3	90

длине отводящего канала. Для устранения сбойности течения и получения более равномерного распределения скоростей в потоке при входе в отводящий канал экспериментальным путем были подобраны гасители энергии (см. рис. 1), состоящие из двух растекателей и водобойной стенки. Наличие указанных гасителей привело к устранению сбойности течения и сокращению длины участка переформирования до 40 м при степени стеснения потока сооружения 49% и расчетном расходе $Q = 98,0 \text{ м}^3/\text{с}$.

Исследования второго варианта водосброса показали, что заглубление колодца относительно одинаковых отметок дна двухочковой трубы и от-

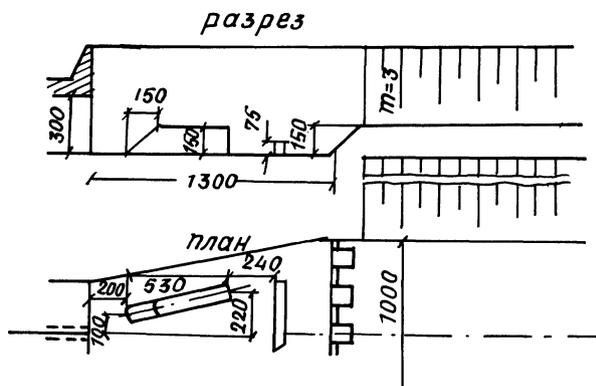


Рис. 1. Разрез и план выходной части первого варианта водосброса водохранилища "Селец" на р. Ясельда.

водящего канала при расчетном расходе не обеспечивает гашения избыточной энергии потока. В этом случае в водобойном колодце образуется поверхностный режим с застойной зоной в нем, и установка гасителей в водобойном колодце не оказывает влияния на гидравлический режим в нижнем бьефе. Уменьшение глубины в нижнем бьефе на 12% при том же пропускаемом расходе привело к образованию донного режима в водобойном колодце, при котором гасители энергии начинают оказывать влияние на гидравлический режим потока в нижнем бьефе. Второй вариант паводкового водосброса не обеспечивает благоприятного гидравлического режима в нижнем бьефе при расчетных гидравлических параметрах, поэтому он не может быть рекомендован для использования.

Лабораторными исследованиями 3-го варианта водосброса установлено, что равномерность распределения скоростей в выходном сечении водобойного колодца достигается посредством установки в нем специальной конструкции гасителей, аналогичной конструкции гасителей в первом варианте водосброса. Применение этих гасителей привело к практической ликвидации сбойности течения и сокращению длины участка переформирования скоростей в потоке до 32 м. В этом варианте степень стеснения потока сооружением по отношению к начальному участку отводящего канала шириной по дну $b = 12,5 \text{ м}$ составила 56,7%. Необходимо отметить, что наличие сужающегося участка отводящего канала в этом варианте водосброса, рас-

положенного на расстоянии 46 м от водобойного колодца, практически не оказывает влияния на длину участка переформирования скоростей в потоке.

Гидравлические исследования паводкового водосброса водохранилища "Петровичи" проводились на моделях двух вариантов водосброса.

В первом варианте водосброс осуществлялся через водосливную плотину, после чего поток направлялся в четырехсекционную трубу, уложенную горизонтально в теле земляной плотины и сопрягающуюся (дно в дно) с водобойным колодцем прямоугольного сечения в плане, глубиной $d = 1,3$ м, шириной $b = 12,0$ м и длиной $L = 20,0$ м. Из водобойного колодца поток поступал в призматический отводящий канал трапецеидального сечения шириной по дну, равной ширине водобойного колодца.

Лабораторными исследованиями первого варианта водосброса установлено, что в отводящем канале имела место значительная сбойность течения. При пропуске расчетного расхода $Q = 92,0$ м³/с длина водоворотных областей в отводящем канале соответственно составила 48 и 22 м, а участок переформирования скоростей в потоке выходил за пределы длины моделируемого участка отводящего канала, равной 80 м. В этом случае степень стеснения потока сооружением составила 48%. Попытки устранить сбойность течения и сократить длину участка переформирования скоростей путем установки различной конструкции гасителей в водобойном колодце не привели к положительным результатам, так как на выходе из водобойного колодца имело место равномерное распределение скоростей в потоке в условиях отсутствия гасителей энергии.

Для улучшения гидравлического режима в нижнем бьефе в проектный вариант водосброса внесены изменения, в соответствии с которыми длина водобойного колодца уменьшена до 14 м, а в плане водобойный колодец выполнен расширяющимся, с односторонним углом расширения $\alpha = 7^\circ$. Сопряжение выходной части водобойного колодца с отводящим каналом выполнялось симметричным, сужающимся в плане участком канала. План выходной части измененного первого варианта водосброса представлен на рис. 2. Указанные изменения конструкции выходной части водосброса и начального участка отводящего канала привели к устранению сбойности течения в отводящем канале без применения гасителей энергии и к сокращению длины участка переформирования скоростей в отводящем канале до 32 м при степени стеснения потока сооружением 62%.

Второй вариант водосброса запроектирован по типу быстротока, который заканчивался прямоугольным в плане водобойным колодцем шириной $b = 16$ м, длиной $L = 17$ м и глубиной $d = 1,0$ м. Из водобойного колодца поток направлялся в призматический отводящий канал трапецеидального сечения шириной по дну, равной ширине водобойного колодца, и с коэффициентом откосов $m = 2,5$.

Лабораторные исследования этого варианта паводкового водосброса показали, что при пропуске расчетного расхода на выходе с водобойного колодца наблюдалось равномерное распределение скоростей в потоке, а на начальном участке отводящего канала практически отсутствовала сбойность течения. Переформирование скоростей в потоке заканчивалось на участке длиной 32 м при степени стеснения потока сооружением 62%.

Водосброс на р. Усяж запроектирован в виде многоступенчатого перепада, состоящего из пяти ступеней. Лабораторные исследования проводились на модели, в которой моделировались три ступени перепада. Выходная ступень длиной $L = 16,6$ м и шириной $b = 18,1$ м сопрягалась (дно в дно) с призматическим каналом трапецидального сечения шириной по дну $b = 18,0$ м и коэффициентом откоса $m = 2$. Лабораторные исследования показали, что в выходном сечении ступени имеет место равномерное распределение скоростей, а в отводящем канале сбойность течения практически отсутствовала, длина водоворотных областей не превышала 4 м при пропуске расчетного расхода $Q = 130$ м³/с. Длина участка переформирования скоростей в отводящем канале составила 18 м при степени стеснения потока сооружением 68%.

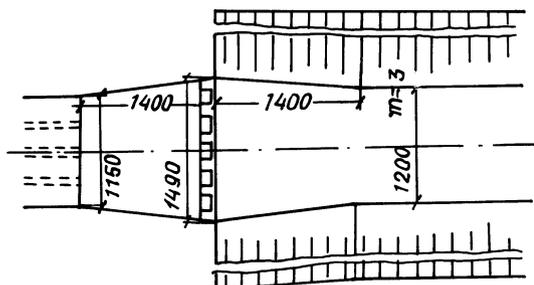


Рис. 2. План выходной части измененного первого варианта водосброса "Петровичи" на р. Волма.

Анализ результатов исследований, проведенных на одиннадцати моделях низконапорных гидротехнических сооружений, по изучению гидравлического режима на начальном участке отводящего канала позволяет сделать следующие основные выводы.

1. При сопряжении прямоугольного в плане водобойного колодца с призматическим отводящим каналом трапецидального сечения шириной по дну, равной ширине водобойного колодца, гидравлический режим на начальном участке отводящего канала зависит от степени стеснения потока сооружением.

2. Сопряжение прямоугольной в плане выходной части сооружения с отводящим каналом посредством сужающейся в плане воронки приводит к ликвидации сбойности течения в отводящем канале и сокращению длины участка переформирования скоростей в потоке.

3. В случае сопряжения расширяющегося в плане водобойного колодца с призматическим отводящим каналом образуются водоворотные области в водобойном колодце и на значительной длине отводящего канала. Для устранения сбойности течения в этом случае необходимо либо в водобойном колодце устанавливать специальные конструкции гасители, либо прилегающий к колодцу участок отводящего канала выполнять сужающимся в плане. Удаление сужающегося участка отводящего канала от водобойного колодца снижает эффект улучшения гидравлического режима в нижнем бьефе.

4. Во всех упомянутых выше случаях, когда сбойность течения в отводящем канале практически отсутствует, длина участка переформирования скоростей в потоке сокращается с увеличением степени стеснения потока сооружением.

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ КРИТИЧЕСКОЙ ГЛУБИНЫ В РУСЛЕ ТРАПЕЦЕИДАЛЬНОЙ ФОРМЫ

При проведении гидравлических расчетов неравномерного движения, например при расчете кривых свободной поверхности, сопряжении бьефов, необходимо знать так называемую критическую глубину $h_{кр}$. Как известно, глубина $h_{кр}$, соответствующая минимуму удельной энергии сечения, в общем случае определяется из уравнения

$$\frac{aQ^2}{g} = \frac{\omega_{кр}^3}{B_{кр}}, \quad (1)$$

где Q — расход жидкости; a — коэффициент Кариолиса ($a \approx 1$); $\omega_{кр}$ и $B_{кр}$ — соответственно площадь и ширина потока по верху живого сечения при критической глубине; g — ускорение силы тяжести.

Для русел прямоугольной и треугольной форм уравнение (1) может быть решено непосредственно относительно $h_{кр}$. Так, для прямоугольного русла

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{aQ^2}{gb^2}}, \quad (2)$$

где $b = B$ — ширина прямоугольного русла по дну.

Для трапецидального русла уравнение (1) в явном виде относительно $h_{кр}$ не может быть решено. Поэтому для определения $h_{кр}$ в этом случае используются методы, чаще всего графические (например, графики П.Г.Киселева, А.Н.Рахманова, Б.Т.Емцева и др.), облегчающие решение уравнения (1) [1, 2 и др.].

По аналитическому методу И.И.Агроскина [2, 3] определение $h_{кр}$ для трапецидального русла ($h_{кр.т}$) производится по уравнению

$$h_{кр.т} = f(\sigma_n) h_{кр.п}, \quad (3)$$

где $h_{кр.п}$ — критическая глубина для прямоугольного русла, определяемая по (2). Функция $f(\sigma_n)$ представляет собой зависимость

$$f(\sigma_n) = \frac{\sqrt[3]{1+2\sigma_n}}{1+\sigma_n} = \frac{\sigma_n}{\sigma_n}, \quad (4)$$

где $\sigma_n = \frac{mh_{кр.п}}{b}$ и $\sigma_n = \frac{mh_{кр.т}}{b}$; m — коэффициент откоса канала; b — ширина трапецидального русла по дну. Для определения $f(\sigma_n)$ И.И.Агроскиным предложено уравнение

$$f(\sigma_n) = 1 - \frac{\sigma_n}{3} + 0,105 \sigma_n^2. \quad (5)$$

Проведенный анализ уравнения (5) показал, что оно является уравнением кривой, имеющей минимум в точке с координатами $\sigma_n = 1,587$ и $f(\sigma_n) = 0,736$. Кривая, построенная по уравнению (5), совпадает с кривой по уравнению (4) лишь до $\sigma_n \approx 1$. Следовательно, уравнением (5) для определения $f(\sigma_n)$ можно пользоваться до значения $\sigma_n = 1$ или до $\sigma_n = 1,5$ (с погрешностью до 4%). В случае $\sigma_n > 1,587$ на кривой, построенной по уравнению (5), каждому значению $f(\sigma_n)$ соответствуют два разных значения σ_n (на левой и правой ветвях кривой). Это означает, что при заданных расходе Q и ширине по дну "b" для двух трапецидальных каналов с различными коэффициентами откосов получается одна и та же критическая глубина, что, разумеется, невозможно. Непосредственные подсчеты, которые здесь не приведены, показали: пределы возможных на практике значений σ_n при вполне допустимых скоростях и глубинах распространяются до $\sigma_n = 3,0-3,5$.

Для определения $f(\sigma_n)$ нами предлагается уравнение

$$f(\sigma_n) = 0,706 - \frac{\sigma_n - 1,5}{3,14 \sigma_n + 4,45}, \quad (6)$$

полученное на основании методов статистической обработки кривой по зависимости (4). Уравнением (6) можно пользоваться в пределах $0 < \sigma_n \leq 3,5$.

Решение уравнения (1) в целях определения критической глубины для трапецидального русла возможно получить в виде номограммы. Подставляя значения $\omega_{кр}$ и $B_{кр}$ для трапецидального русла, уравнение (1) представим в виде

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(bh_{кр} + mh_{кр}^2)^3}{b + 2mh_{кр}}. \quad (7)$$

Для построения номограммы использована методика Г.С.Хованского [4]. Уравнение (7) преобразовано к виду

$$2 \lg Q - (\lg 9,81 + 2 \lg m) = \lg \frac{(Ah_{кр} + h_{кр}^2)^3}{A + 2h_{кр}}, \quad (8)$$

где $A = \frac{b}{m}$ и приведено к канонической форме

$$f_{12} = f_3 + f_4,$$

где

$$f_{12} = \lg \frac{(Ah_{кр} + h_{кр}^2)^3}{A + 2h_{кр}}; \quad f_3 = 2 \lg Q; \quad f_4 = -(2 \lg m + 0,9917).$$

Пределы изменения переменных, входящих в уравнение (8), принимались следующими:

$$0 < m \leq 3, 0 \leq b \leq 10 \text{ м}, 1 \leq Q \leq 100 \text{ м}^3/\text{с},$$

$$0,1 \leq h_{кр} \leq 5 \text{ м}.$$

После подбора параметров получены следующие уравнения шкал номограммы:

шкала Q : $x = 50Q, y = 0;$

шкала m : $x = -55 + 25(2 \lg m + 0,9917), y = 0;$

поле $(A, h_{кр})$: $x = -55 - 25 \lg \frac{(Ah_{кр} + h_{кр}^2)^3}{A + 2h_{кр}}, y = 5A.$

Номограмма приведена на рис. 1

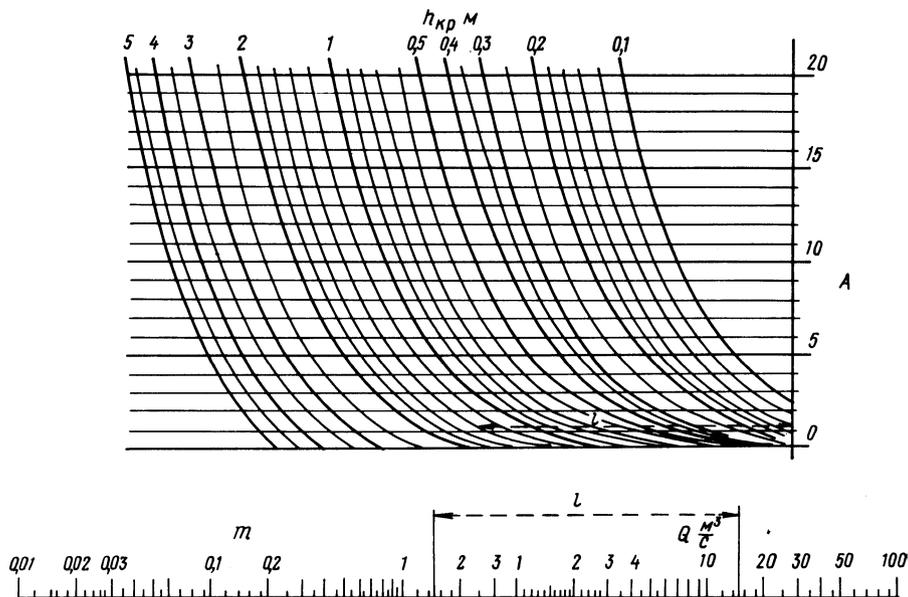


Рис. 1. Номограмма для определения критической глубины в русле трапециевидальной формы.

Пример пользования номограммой.

Дано: $Q = 15 \text{ м}^3/\text{с}, b = 1,67 \text{ м}, m = 1,5.$

Решение: $A = \frac{b}{m} = \frac{1,67}{1,5} = 1,1.$ Определяем длину отрезка l между точками шкалы m с пометкой 1,5 и шкалы Q с пометкой 15 (например, циркулем). Из отметки шкалы $A = 1,1$, параллельно горизонтальным линиям, откладываем длину l до пересечения с кривыми $h_{кр}$. Получаем $h_{кр} = 1,4 \text{ м}.$

По номограмме (рис. 1) можно определять $h_{кр}$ и в случае треугольного русла, тогда $b = 0$ и, следовательно, $A = 0.$

ЛИТЕРАТУРА

1. Примеры гидравлических расчетов/ Под ред. А.И.Богомолова. — М., 1977.
2. Справочник по гидравлическим расчетам/ Под ред. П.Г. Киселева. — М., 1972.
3. Агроскин И.И., Дмитриев Г.Т., Пикалов Ф.И. Гидравлика. — М.—Л., 1964.
4. Хованский Г.С. Основы номографии. — М., 1976.

УДК 532.528

Д.А.КОЗЛОВ, канд.техн.наук, зав.каф.,
И.В.КАРПЕНЧУК, ст.науч.сотр. (БПИ)

ВОЗНИКНОВЕНИЕ И РАЗВИТИЕ КАВИТАЦИИ В УСТРОЙСТВАХ ТИПА ТРУБКИ ВЕНТУРИ ПРИ ВЫСОКИХ СТАТИЧЕСКИХ ДАВЛЕНИЯХ

В последние годы наряду с решением задач по обеспечению надежной защиты элементов высоконапорных гидротехнических сооружений и гидромашин от разрушительной кавитационной эрозии в промышленности для интенсификации технологических процессов, протекающих в системах жидкость—жидкость, жидкость—твердое тело, жидкость—газ, находят применение установки, в которых определяющим фактором воздействия является кавитация. Наиболее перспективным методом повышения эффективности подобных установок является возбуждение кавитации в потоке движущейся жидкости. С целью совершенствования промышленных установок, использующих кавитацию и работающих при больших статических давлениях, нами исследовалось возникновение и развитие кавитации в устройствах типа трубки Вентури. Опыты проводились на вакуумно-кавитационной установке высокого давления.

Гидравлическая схема установки высокого давления для исследования кавитации, представленная на рис. 1, а, состоит из гидравлического электронасосного агрегата ПТР — 14/100, в состав которого входят трехплунжерный насос 1 и предохранительное устройство 6; исследуемое устройство 2; расходомер 3; регулируемые дроссели 4, 5; манометры 7,8; вакуумметр 9. Насос, подающий жидкость (воду) в нагнетательную магистраль, имеет возможность изменения подачи до 1,2 л/с и давления до 10МПа, в зависимости от частоты вращения вала. Плавное изменение частоты вращения осуществлялось комплексным тиристорным электроприводом.

Исследуемое устройство 2 выполнено в виде трубки Вентури, имеющей подсоединительные штуцеры для манометров 7 и 8, вакуумметра 9. Для стабилизации потока жидкости перед устройством и за ним установлены входная гидролиния *ab* и выходная *cd* внутренним диаметром 20 мм, длиной, соответственно, 700 и 650 мм.

В установке дроссель 4 предназначен для более плавного регулирования расхода через исследуемое устройство 2, а также для полной разгрузки системы при запусках установки. Дроссель 5 способствует изменению сопротивления проходящему потоку на выходе из устройства 2.

Ограничение величины давления в нагнетательных каналах, гидролиниях установки обеспечивает предохранительный клапан 6. Описываемая установка позволяет производить кавитационные исследования различных типов устройств 2 при больших статических давлениях.

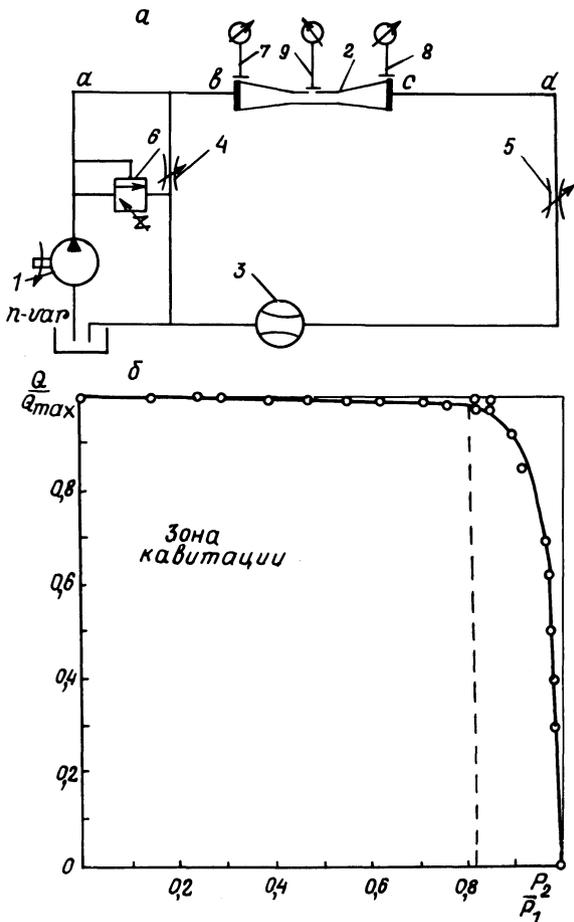


Рис. 1. а — гидравлическая схема стенда высокого давления; б — изменение расхода в зависимости от величины противодавления P_2 при постоянном давлении на входе.

Опыты производились следующим образом. Насосом подавался в нагнетательный трубопровод определенный расход, давление P_1 на входе в исследуемое устройство фиксировалось манометром 7, а давление на выходе из устройства P_2 — манометром 8. Уменьшая открытие дросселя 5, увеличивали сопротивление проходящему через него потоку и тем самым увеличивали противодавление P_2 на выходе из исследуемого устройства. При возникновении кавитации в устройстве с изменением противодавления P_2 дав-

ление на входе P_1 оставалось без изменения. При увеличении противодействия P_2 кавитационные пузырьки растворялись и степень кавитации уменьшалась. Затихали шумовые эффекты и в определенный момент, когда противодействие возрастало до критического значения P_2^{KP} , кавитация в устройстве прекращалась, шумовые эффекты исчезали и дальнейшее увеличение противодействия P_2 вызывало увеличение давления на входе в исследуемое устройство P_1 .

В литературе [1] анализируется изменение расхода трубки Вентури в зависимости от противодействия P_2 . Подобные опыты были поставлены на кавитационной установке при больших статических давлениях.

На рис.1,б показано изменение расхода в исследуемом устройстве при постоянном давлении на входе $P_1 = \text{const}$. При возникновении кавитации в устройстве расход Q , проходящий через него, остается постоянным, независимо от изменения величины противодействия P_2 , что совпадает с данным [1]. Когда противодействие достигает критической величины P_2^{KP} , при которой наблюдается прекращение кавитационного течения, происходит уменьшение расхода Q с увеличением отношения $\frac{P_2}{P_1}$ до 1. Исходя из результатов этих опытов, можно сделать вывод, что при тении жидкости через исследуемое устройство в кавитационном режиме изменение противодействия на выходе P_2 не будет сказываться на работе устройства, т.е. давление на входе P_1 и расход Q остаются неизменными при условии $P_2 < P_2^{KP}$.

С целью определения влияния сопротивления установки на возникновение кавитации были поставлены опыты по определению потерь давления при изменении расхода. Результаты показаны на рис. 2, а. В первом опыте (кр. 1) при малом открытии дросселя 5 наблюдался бескавитационный режим во всем диапазоне расходов от 0,3 до 1,2 л/с. При увеличении открытия дросселя на выходе, т.е. при уменьшении сопротивления выходного участка за устройством, давление в узкой части P_2 , определяемое по мановакуумметру 9, приблизилось к давлению насыщенных паров $P_{н.п}$. Начался небольшой треск и скрежет. И этот переходный режим (кр. 2) сохранялся во всем диапазоне изменений расхода Q . При дальнейшем открытии дросселя 5 наступал кавитационный режим, который сохранялся во всем диапазоне изменений расхода.

Анализ данных графиков позволяет сделать вывод о большом влиянии сопротивления всей гидравлической системы, включая выходной участок, на возникновение кавитационного течения. При наступлении кавитационного режима потери давления $\Delta P = P_1 - P_2$ резко возрастают.

В опытах были исследованы устройства, выполненные по типу трубки Вентури с различными углами конфузора и диффузора, различными диаметрами узкой части при различной длине центрального участка и наличии в нем конструктивных деталей, с равными входным и выходным сечениями.

Поскольку в работе ставилась задача получения кавитации при максимальном противодействии P_2 и минимальных потерях давления $\Delta P = P_1 - P_2$ с целью интенсификации процесса кавитации и детального изучения возникновения и развития кавитации, в узкое сечение устройств вводились тела, увеличивающие местное сопротивление.

По результатам экспериментов для каждого устройства при различных режимах были определены критическое число кавитации и коэффициент гидравлического сопротивления в момент перехода от кавитационного течения к бескавитационному по формулам [2,3] :

$$\sigma_k = \frac{P_1 - P_{н.п}}{\frac{\rho V_c^2}{2}} ; \quad (1)$$

$$\xi = \frac{\Delta P}{\frac{\rho V_c^2}{2}} , \quad (2)$$

где $V_c = \frac{Q}{\omega_c}$ - скорость в узком сечении. В расчетах давлением насыщенных паров $P_{н.п}$, ввиду того что значение его мало по сравнению с давлением P_1 , пренебрегли.

Как показали исследования, более значительное влияние на возникновение и развитие кавитации в устройствах типа трубки Вентури, работающих при больших статических давлениях, может иметь изменение формы устрой-

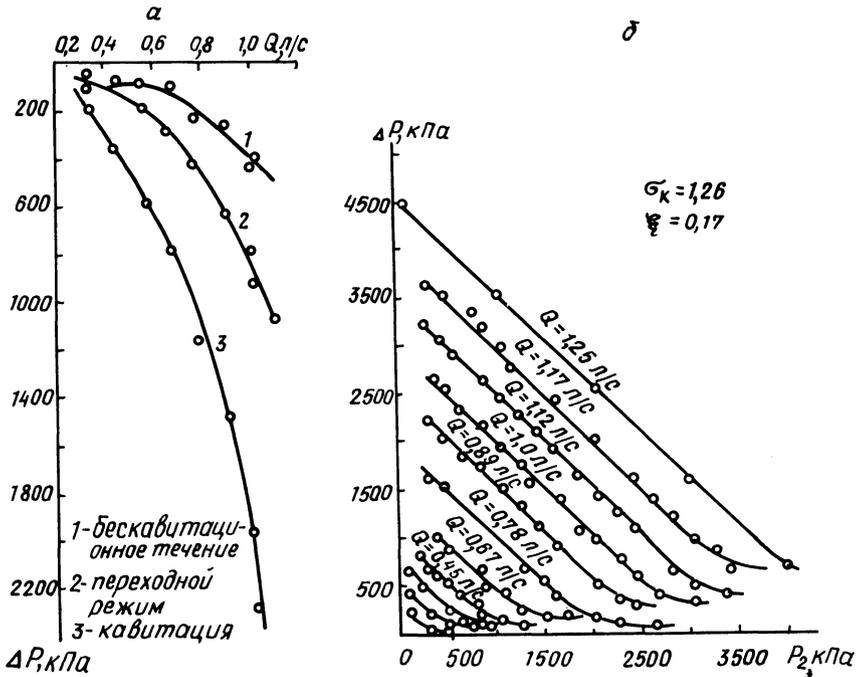


Рис. 2. а — потери в устройстве типа трубки Вентури в зависимости от расхода при различном сопротивлении выходного участка; б — характеристики устройства при углах конусности конфузора 25 и диффузора 8,5°.

ства. Опытами установлено, что незначительное изменение длины центрального цилиндрического участка узкого сечения не сказывается на работе устройства, значительно влияло изменение углов конусности конфузора и диффузора, диаметра узкого сечения и отсутствие центрального цилиндрического участка.

На рис. 2,б представлены характеристики устройства, выполненного без центрального цилиндрического участка с углами конфузора и диффузора соответственно 25 и 8,5°. В данном устройстве кавитация возникала при значительных противодавлениях P_2 до 4 ÷ 5 МПа, а перепад давлений, при котором достигалась кавитация, был значительно меньше, чем у ранее рассматриваемых устройств. Коэффициент гидравлических потерь снизился, и число кавитации составило $\sigma_K = 1,26$, что говорит о хороших гидравлических характеристиках устройства, возможности возникновения и развития кавитации при значительных статических давлениях.

При определении характеристик аппаратов и устройств, работающих в кавитационном режиме, большое значение имеет определение критического числа кавитации, соответствующего началу кавитационного течения. В литературе [4, 5] приводится формула для определения критического числа кавитации для местного сопротивления, представляющего собой сужение и расширение потока:

$$\sigma_K = \zeta + 2\sqrt{\zeta}, \quad (3)$$

где σ_K – критическое число кавитации; ζ – коэффициент гидравлического сопротивления в квадратичной области. Причем σ_K и ζ отнесены к какому-либо одному сечению.

С целью определения возможности применения данной формулы для расчета рассматриваемых устройств, работающих при высоких статических давлениях, по результатам экспериментов были определены критические числа кавитации σ_K и коэффициенты гидравлических потерь ζ в момент ее возникновения, отнесенные к узкому сечению (рис. 3). Зависимость критического числа кавитации σ_K от коэффициента гидравлического сопротивления ζ при введении в узкое сечение различных тел, увеличивающих местное сопротивление, на рисунке представлена в виде серии кривых, зависящих от диаметра узкого сечения и углов конусности. Для сравнения в формулу (3) подставлялись опытные значения ζ . На рис. 3 построена соответствующая кривая $\sigma_K = \zeta + 2\sqrt{\zeta}$ по полученным данным для устройства с диаметром $d_c = 5$ мм. Как видно из рисунка, теоретические значения σ_K , полученные по формуле (3), отличаются от данных эксперимента более чем в 2 раза. Это позволяет сделать вывод о невозможности применения формулы (3) при определении критического числа кавитации для подобных устройств, работающих при высоких статических давлениях.

Для предварительных расчетов рассматриваемых устройств была произведена обработка данных экспериментов, полученных по устройствам с различными диаметрами узкого участка и с различными углами конусности, с целью получения эмпирической зависимости для определения критического числа кавитации σ_K . В результате обработки опытных данных с примене-

нием метода "наименьших квадратов" [6] была получена следующая формула:

$$\sigma_K = 0,307 \left(\frac{a_K}{a_D} \right) 1,23 \left(\frac{\omega}{\omega_c} \right) 0,524 \zeta 0,836, \quad (4)$$

где a_K — угол конусности конфузора; a_D — угол конусности диффузора; ω — площадь поперечного сечения на входе в устройство; ω_c — площадь поперечного сечения в узком сечении.

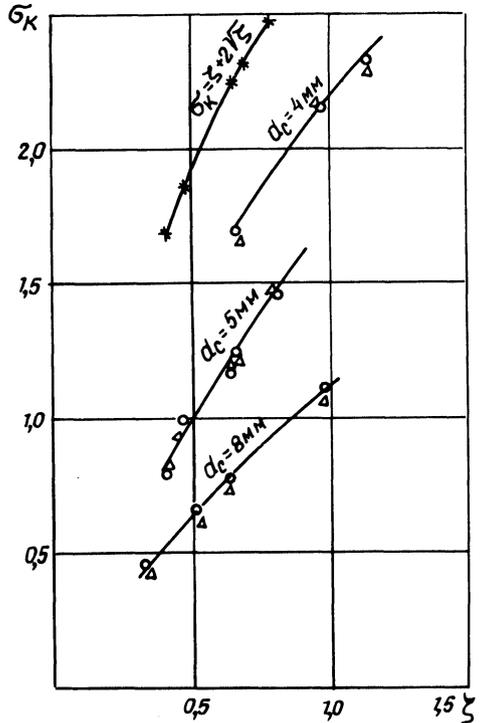


Рис. 3. Зависимость критического числа кавитации от коэффициента гидравлических потерь в устройствах типа трубки Вентури при больших статических давлениях:

* — $\sigma_K = \zeta + 2\sqrt{\zeta}$ при $d_c = 5 \text{ мм}$; o — опытные $\sigma_K = \frac{P_1 - P_{н.п.}}{\rho \frac{v_c^2}{2}}$; Δ — эмпи-

рические $\sigma_K = 0,307 \left(\frac{a_K}{a_D} \right) 1,23 \times \left(\frac{\omega}{\omega_c} \right) 0,524 \zeta 0,836$

Из рис. 3 следует, что значения σ_K , полученные по формуле (4), хорошо согласуются с опытными данными. Относительное отклонение значений σ_K по формуле (4) от опытных не превышало в среднем 4%.

После этого была проведена серия контрольных опытов на устройстве с диаметром $d_c = 5,4 \text{ мм}$, которое ранее не испытывалось. Полученные данные хорошо согласовывались со значениями, подсчитанными по формуле (4). Относительное отклонение опытных значений σ_K составило 5%.

Для расчета рассматриваемых устройств, т.е. определения минимального давления на входе в устройство P_1 и максимального противодавления на выходе P_2 , при которых будет иметь место кавитационное течение, путем преобразования (1) и (2) с учетом (4) получены следующие формулы:

$$P_1 = 0,154\rho \left(\frac{a_K}{a_D}\right)^{1,23} \left(\frac{\omega}{\omega_c}\right)^{0,524} \zeta 0,836 V_c^2, \quad (5)$$

$$P_2 = \zeta \rho \frac{V_c^2}{2} \left[\frac{0,307 \left(\frac{a_K}{a_D}\right)^{1,23} \left(\frac{\omega}{\omega_c}\right)^{0,524}}{\zeta 0,164} - 1 \right], \quad (6)$$

где ρ — плотность жидкости; V_c — скорость в узком сечении.

Полученные формулы (4) — (6) могут быть использованы для расчетов устройств типа трубки Вентури, работающих в кавитационном режиме при высоких статических давлениях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Башта Т.М. Машиностроительная гидравлика. — М., 1971.
2. А р з у м а н о в Э.С. Кавитация в местных гидравлических сопротивлениях. — М., 1978.
3. К а р е л и н В.Я. Кавитационные явления в центробежных и осевых насосах. — М., 1975.
4. Р а б и н о в и ч Е.З. Гидравлика. — М., 1980.
5. Примеры расчетов по гидравлике/ Д.Д. А л ь т ш у л ь, В.И.К а л и щ у н, Ф.Г.М а й р а н о в с к и й и др. — М., 1976.
6. Б а т у н е р Л.М., П о з и н М.Е. Математические методы в химической технике. — Л., 1971

УДК 681.121.8/89

М.В.КРАВЦОВ, канд.техн.наук, доц.,
Е.И.ДМУХАЙЛО, ст.преп.,
И.В.ФЕДЮКОВИЧ, ст.преп. (БИСИ)

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ РАСХОДА ВОДЫ РОТАМЕТРАМИ

Для управления технологическими процессами в системах водоснабжения и канализации [1] и других отраслях народного хозяйства страны [2] для измерения расхода воды и прочих жидких сред применяют расходомеры постоянного давления — ротаметры.

Наиболее известный и распространенный ротаметр, обеспечивающий измерение расхода в широком диапазоне, состоит из конической прозрачной трубки и поплавка [2]. Так как изготовить коническую трубку нелегко, часто применяют цилиндрическую трубку. Расширение же пределов измерения расхода достигается изготовлением трубки с переменным углом наклона к горизонту, переменного сечения или с коническим неподвижным стержнем внутри. В последнем случае снижение расхода происходит при перемещении поплавка в сторону конического стержня и уменьшении проходного сечения [2].

На наш взгляд, наиболее простой и надежной в работе является конструкция ротаметра, предложенная нами и состоящая из прозрачной изогнутой по дуге циклоиды трубки, и помещенного внутрь трубки поплавка в виде шарика. Обсуждению конструктивных особенностей и расчетных зависимос-

тей предложенного ротаметрического способа измерения расхода и посвящена данная работа.

Расходомеры-ротаметры имеют ряд достоинств: простота конструкции, отсутствие трущихся деталей, высокая чувствительность к изменению расхода, небольшие потери энергии, широкий диапазон измерения и т.д. [2]. Основным же недостатком их является большая погрешность при эксплуатации из-за высокой чувствительности к изменению физических свойств измеряемой среды. Это объясняется тем, что пока не разработаны теоретические основы расчета процесса обтекания тела потоком жидкой среды. Закон изменения расхода от положения поплавка сложен и зависит от многих факторов, а области измеряемых сред и условий измерения лежат в широком диапазоне чисел Рейнольдса, при которых наблюдаются различные режимы движения. Поэтому расходомеры обычно градуируют на воде или воздухе при нормальных условиях, в то время как физические свойства жидкой среды с течением времени могут сильно изменяться. Это обстоятельство и приводит к большим погрешностям при измерениях расхода. Улучшить метрологические характеристики расходомеров и избавиться от погрешностей при измерениях расхода можно лишь после разработки теоретических основ расчета поведения поплавка и решения задачи обтекания потоком жидкой среды одиночного тела в стесненных стенками трубки условиях. Такое решение для случая вязкой среды шаров в вертикальных трубках при свободном падении шаров приводится в работе [3]. Использование его может позволить не только сформулировать теоретические основы расчета при измерениях расходов и физических свойств жидкой среды, но и улучшить конструктивные характеристики расходомеров.

Расход жидкой среды при обтекании отдельного тела в трубе круглого поперечного сечения зависит от следующих факторов:

$$Q = f(\rho, \mu, \rho_T, g, D, l_1, l_2 \dots), \quad (1)$$

где ρ и μ – плотность и динамический коэффициент вязкости среды; ρ_T – плотность тела; g – ускорение силы тяжести; D – диаметр трубы; l_1, l_2 – размеры обтекаемого тела (поплавка).

При шаровой форме обтекаемого тела решение задачи упрощается, а зависимость (1) принимает вид

$$Q = f(\rho, \mu, \rho_T, g, D, d), \quad (2)$$

где d – диаметр шара.

Плотность обтекаемого тела и ускорение силы тяжести на величину расхода влияют не непосредственно, а через изменение величины веса тела (поплавка). Поэтому зависимость (2) может быть записана в виде

$$Q = f(\rho, \mu, G, D, d). \quad (3)$$

Здесь G – вес тела в жидкой среде.

В соответствии с решением задачи [3] для случая обтекания потоком вязкой среды шара, который находится под воздействием гидродинамического напора среды и собственного веса в вертикальной цилиндрической трубе круглого поперечного сечения, зависимость (3) принимает следующий вид:

$$Q = 1,253 \varphi D \left(1 - \frac{d^2}{D^2}\right) \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad (4)$$

где φ – коэффициент скорости.

В работе [3] установлено также, что коэффициент скорости φ может быть определен по формуле

$$\varphi = \frac{K \frac{D}{d} \sqrt{\rho G} \left(1 - \frac{d}{D}\right)^2}{19,36\mu + \sqrt{\rho G} \left(1 - \frac{d}{D}\right)^2}, \quad (5)$$

где K – постоянный коэффициент.

При движении в трубах маловязких жидкостей (например, воды) первым членом в знаменателе формулы (5) можно пренебречь и она принимает вид

$$\varphi = K \frac{D}{d}. \quad (6)$$

Расход жидкости в этом случае будет равен

$$Q = 1,253K \left(\frac{D}{d} - \frac{d}{D}\right) \sqrt{\frac{G}{\rho}}. \quad (7)$$

Нетрудно заметить, что с использованием зависимостей (4) и (5) можно измерять не только расход, но и любое физическое свойство вязкой среды или тела, а также геометрические размеры тела и трубки. Так, при известном расходе легко определить вязкость жидкой среды или ее плотность. Иными словами, из семи параметров, определяющих состояние потока вязкой среды, по известным шести можно всегда определить неизвестный седьмой параметр.

Из формулы (4) также следует, что расширение пределов измерения расхода может быть осуществлено не только с помощью переменного проходного сечения (изменение отношения d/D), но и с помощью изменения величины продольной составляющей силы тяжести путем наклона или изгиба трубки, применения магнитного поля, изменяющего вес стального шара (поплавка) и т.д.

Возможность применения формулы (7) для расчетов величины расхода воды проверена нами для двух видов расходомеров: с переменным углом наклона прозрачной цилиндрической трубки круглого поперечного сечения и с изогнутой по дуге циклоиды прозрачной трубкой (рис. 1,а). В обоих случаях в качестве чувствительного элемента был применен один из стальных шаров ($\rho_T = 7800 \text{ кг/м}^3$) диаметрами: 0,586 см; 0,674; 0,951; 1,108; 1,224 и

1,514 см, а продольная составляющая силы тяжести исчислялась как $G' = G \sin \alpha$ (α — угол наклона цилиндрической трубки или касательной в точке касания шара к дуге циклоиды к горизонту). При измерениях расхода в трубке, очерченной по дуге циклоиды $\sin \alpha = \sin (90 - \varphi/2)$, $\sin \varphi/2 = \sqrt{\frac{h}{TT'}}$, $TT' -$

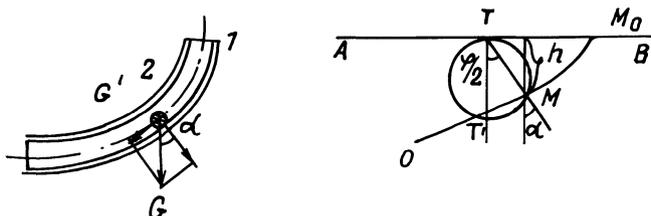


Рис. 1. Схема расходомера-ротаметра с изогнутой по дуге циклоиды трубкой (1) и чувствительным элементом (2): а — основной элемент; б — к расчету угла наклона оси потока к горизонту.

диаметр круга, точка М которого при качении по горизонтальной прямой АВ описывает дугу циклоиды OMM_0 (рис. 1,б). Дуга циклоиды обеспечивает наиболее плавное изменение угла наклона касательной α и величины расхода в широких диапазонах. Конструкция же расходомера настолько проста, что отдельные элементы его могут быть изготовлены в лабораторных условиях.

Вода в трубки поступала из напорного бака высотой 5,5 м. Трубки подсоединялись к штуцеру напорного бака с помощью резинового шланга и закреплялись под различными углами наклона на специальном стенде. Расход воды изменялся в пределах от 20 до 170 $\text{см}^3/\text{с}$ и измерялся объемным способом при свободном истечении из трубки в открытый бак с точностью до 1% при уровне значимости 5%. Для исключения влияния местных сопротивлений расчетное сечение, в котором помещался чувствительный элемент (шар), размещалось на расстоянии $50D$ от входа и выхода потока из трубки.

При испытаниях расходомеров с переменным углом наклона ($\alpha = 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90^\circ$) стеклянной цилиндрической трубки (внутренним диаметром 1,46 см) и с трубкой, изогнутой по дуге циклоиды (внутренним диаметром 1,8 см), изготовленной из поливинилхлорида, получено 86 опытных измерений расхода. При этом для каждого значения величины d/D получено 9 значений расхода. Осредненные значения опытных данных в безразмерных координатах $\varphi \frac{d^2}{D^2}$ и $\frac{d}{D}$ представлены на рис. 2. При анализе

опытных данных установлено, что значения коэффициента K в формулах (6) и (7) оказались равными: для расходомера с цилиндрической трубкой и с различными углами наклона — 1,22; для расходомера с изогнутой по дуге циклоиды — 1,14.

При сопоставлении опытных и рассчитанных с помощью формулы (7) данных (см. рис. 2), оказалось, что погрешности при расчетах расхода по показаниям чувствительного элемента (шара) в цилиндрических наклонных и изогнутых по дуге циклоиды трубках-расходомерах не превысят 1%.

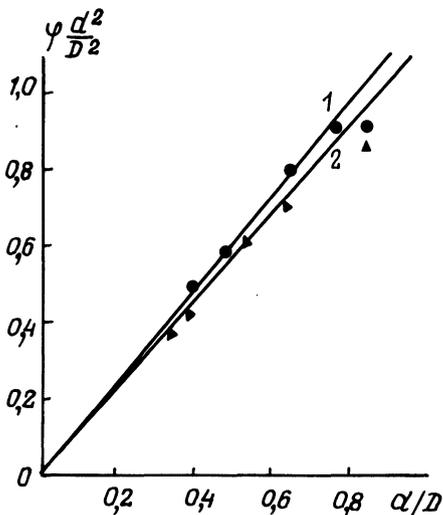


Рис. 2. График зависимости $\psi \frac{d^2}{D^2} = f\left(\frac{\alpha}{D}\right)$ при измерениях расхода с помощью ротаметра с наклонной трубкой (1) и с трубкой, изогнутой по дуге циклоиды (2).

ЛИТЕРАТУРА

1. Лобачев П.В., Шевелев Ф.А. Расходомеры для систем водоснабжения и канализации. — М., 1976. 2. Каратаев Р.Н., Копырин М.А. Расходомеры постоянного перепада давления (ротаметры). — М., 1980. 3. Кравцов М.В. Гидравлика зернистых материалов. — Минск, 1980.

УДК 626.88

Д.А.КОЗЛОВ, канд.техн.наук, зав.каф.,
И.М.ШАТАЛОВ, ассист. (БПИ),

А.Ф.АВДОНЬКИН, канд.техн.наук, доц. (БПИ)

ПИРАМИДАЛЬНЫЙ РЫБОЗАГРАДИТЕЛЬ С КАЧАЮЩИМИСЯ ФЛЕЙТАМИ

Разработка мероприятий по предупреждению попадания молоди рыб в водозаборные сооружения в условиях интенсивного водохозяйственного строительства в нашей стране является актуальной задачей. За последние два десятилетия разработаны десятки конструкций рыбозащитных устройств для водозаборов с различной пропускной способностью [1].

Основными недостатками имеющихся установок являются громоздкость, сложность конструкции и, как следствие, — низкая надежность. Частично это устранено в рыбозаградительном устройстве [3], которое включает в себя фильтр, изготовленный в виде каркаса, обтянутого сетками, при-

способные для промывки сеток, выполненное в виде перфорированных труб, и устройство, обеспечивающее движение промывного приспособления. Однако рыбозаградительное устройство такого типа малоэффективно. Это объясняется отсутствием рыбоотвода и использованием для движения промывного приспособления реактивных сил вытекающей струи

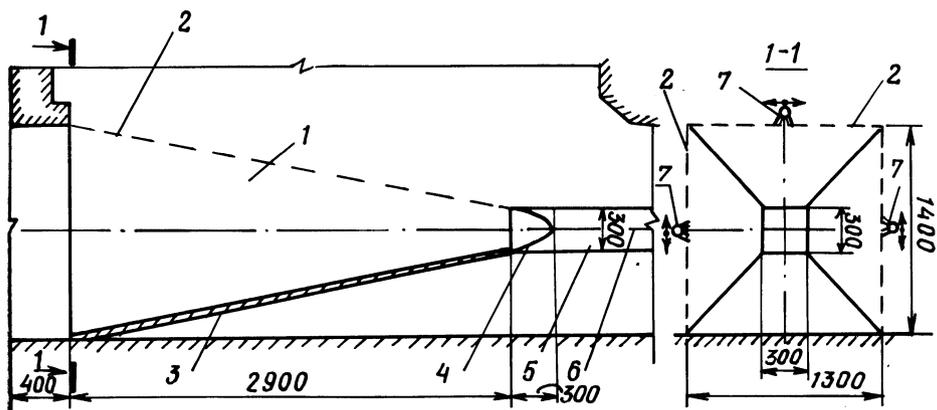


Рис. 1. Схема рыбозаградителя:

1 — четырехгранная пирамида; 2 — плоская сетка; 3 — глухая грань; 4 — переходник; 5 — рыбоотвод; 6 — ось качания флейт для промывки боковых граней; 7 — промывная флейта.

В последнее время разработаны новые конструкции рыбозаградителей [4] в виде сетчатых конусов с внутренним подводом воды, в которых промывка сетки осуществляется с помощью неподвижной флейты путем вращения конуса. Учитывая большие размеры и сложность конструкции, монтажных и пусконаладочных работ, низкую надежность используемого здесь гидропривода отметим низкую эффективность этих рыбозаградителей.

Таким образом, большинство существующих конструкций рыбозаградителей не справляется со своей основной задачей: предотвратить попадание молоди рыбы в проточную часть насосных станций, а следовательно, ее травматизацию и гибель.

Кафедрой "Гидравлика" БПИ совместно с институтом "Белгипроводхоз" разработана конструкция пирамидального рыбозаградителя с качающимися промывными флейтами.

Рыбозаградитель (рис. 1) состоит из фильтрующего элемента или сетчатой камеры с внутренним подводом воды, который представляет собой четырехгранную пирамиду 1, расположенную горизонтально. Боковые и верхняя ее грани выполнены в виде плоских сеток 2 трапециевидальной формы, а нижняя грань 3 — глухая. Отвод рыбы и мусора осуществляется через рыбоотвод 5 с переходником 4. Промываются сетки качающимися флейтами 7 с осью качания 6.

Обзор опубликованных материалов [1–6], практика проектирования РЗУ позволяют заключить, что пирамидальный рыбозаградитель является новой конструкцией, не исследованной и не применявшейся ранее.

Рыбозаградитель такой конструкции устанавливается в конце водозаборного тракта в колодце перед всасывающим патрубком насоса.

Принцип его работы заключается в том, что поток воды с рыбой и другими инородными телами, движущийся по водозаборному тракту, поступает в пирамидальную камеру 1 рыбозаградителя, проходит через боковые и верхнюю сеточные грани 2, оставляя на них инородные взвешенные тела, и затем попадает в проточную часть насосной станции. Очистка сетчатых граней 2 пирамидальной камеры 1 рыбозаградителя осуществляется промывными качающимися флейтами 7, которые смонтированы в шарнирных опорах и способны совершать колебательные движения относительно оси качения 6 в плоскостях, параллельных сеткам 2. Колебательные движения флейт 7 обеспечиваются специальным приводом. Рыба и смытый мусор отводятся из пирамидальной камеры 1 с помощью рыбоотвода 5.

Институтом "Белгипроводхоз" рыбозаградитель был испытан в гидравлической лаборатории СКБ "Запорожгидросталь" с целью гидравлического обоснования пирамидального РЗУ для применения в мелиоративной системе Барковского массива.

Водозаборный тракт насосной станции данного массива представляет собой железобетонный трубопровод диаметром 1,2 м, длиной 25 м, заглубленный под уровень воды на 9,0 м. Рыбозаградитель устраивается в конце этого трубопровода (рис. 1). Вода поступает из водохранилища в объеме $1,4 \text{ м}^3$, из которого $0,1 \text{ м}^3/\text{с}$ отбирается рыбоотводом, а $1,3 \text{ м}^3/\text{с}$ — насосом. Скорость течения воды в трубопроводе составляет $1,32 \text{ м/с}$, а в рыбоотводе — 1 м/с . Движение воды в последнем осуществляется с помощью рыбонасоса производительностью $0,08\text{--}0,10 \text{ м}^3/\text{с}$ при напоре $6\text{--}9,4 \text{ м}$.

При гидравлических исследованиях на модели, выполненной в масштабе 1:4, определялись скоростная структура потока, потери напора, возможность промывки флейтами.

Проводились также биологические эксперименты, в которых определялась эффективность РЗУ с учетом выживаемости рыб при различных расходах в рыбоотводе.

Было рассмотрено два варианта рыбозаградителя. В первом поперечное сечение водотока перед сеточной камерой имело размеры $2,0 \times 1,58 \text{ (h) м}$, боковые грани были установлены под углом 17° к потоку, верхняя грань — под углом $13,5^\circ$. Во втором варианте сечение водотока $1,3 \times 1,4 \text{ (h) м}$, угол наклона боковых граней — $10,3^\circ$, верхней — $11,9^\circ$.

Гидравлические эксперименты, выполненные в гидравлическом лотке на модели, изготовленной из оргстекла, показали, что оптимальной является конструкция по второму варианту, в котором:

- водовод перед сеточной камерой имеет длину $1,4 \text{ м}$, а ширину — $1,3 \text{ м}$;
- сеточные грани расположены под углом $10\text{--}12^\circ$ к потоку, ширина сеточной камеры — $2,1 \text{ м}$;
- эпюра скоростей потока во входном сечении сеточной камеры близка к прямоугольной, средняя скорость на входе 71 см/с ;
- распределение скоростей вдоль боковой и верхней сеточных граней, представленное на рис. 2, весьма равномерное и изменяется в пределах от 80 см/с до 100 см/с ;

— перепад уровней на рыбозаградителе при расчетном расходе и чистой сетке 27 см. Коэффициент сопротивления данного РЗУ, отнесенный к сечению трубопровода, может приниматься равным 1.

Качающиеся флейты удовлетворительно промывают сетку. При этом необходимый расход флейты составил 29 л/с, диаметр $D_{\text{ф}} = 78$ мм, площадь отверстий $\omega_{\text{ф}} = 27 \text{ см}^2$. При регулярной промывке сетки полная очистка сетки достигалась при пяти колебательных движениях флейты. (Средняя линейная скорость перемещения флейты должна приниматься не более 5 см/с.)

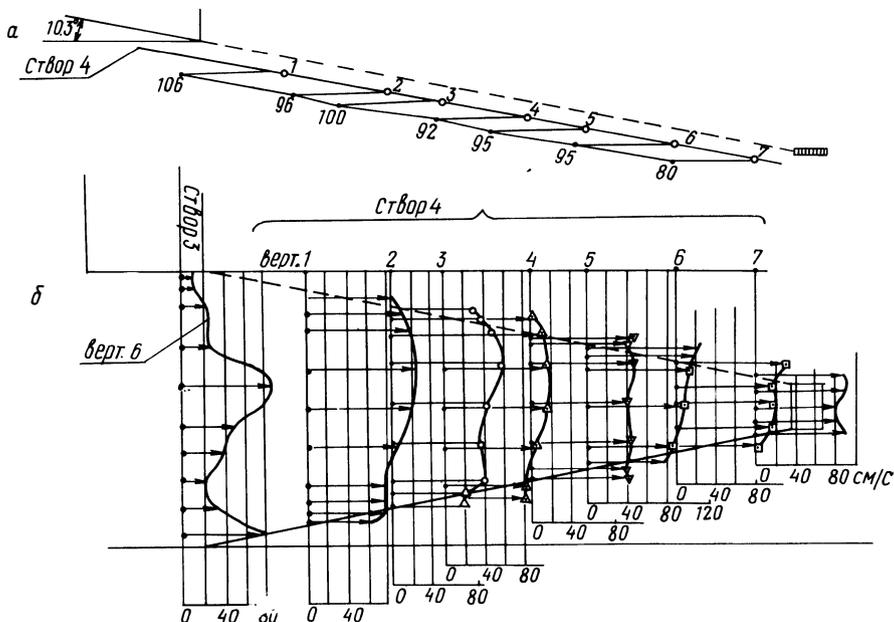


Рис. 2. Эпюры скоростей течения вдоль:

а — боковой и б — верховой сеточных граней рыбозаградителя II варианта. Расход $1,3 \text{ м}^3/\text{с}$.

При биологических испытаниях рыбозаградителя с целью определения эффективности защиты и отвода молоди рыб на модельной установке проводился пуск живой рыбы. Опыты осуществлялись при скоростях, близких к натурным. Испытания показали, что эффективность рыбозащиты предложенного пирамидального РЗУ с молодью рыбы до 39 мм и более составляет 93% с учетом выживаемости.

Эффективность защиты молоди рыбы 18–20 мм приблизительно 60%.

Таким образом, лабораторные исследования пирамидального РЗУ с качающимися промывными флейтами позволяют сделать следующие выводы:

1. Пирамидальный рыбозаградитель с качающимися промывными флейтами по сравнению с известными техническими решениями имеет ряд существенных преимуществ: более высокую пропускную способность; прос-

тую конструкцию; высокую надежность; универсальность; меньший расход воды для промывки сеток; своевременный отвод рыбы из сеток, что предотвращает ее гибель.

2. Гидравлические и биологические эксперименты, выполненные в гидравлическом лотке на модели, показали, что пирамидальный рыбозаградитель с качающимися флейтами может эффективно выполнять рыбозащитные функции.

ЛИТЕРАТУРА

1. Большов А.М., Шведов Е.П. Новое в проектировании рыбозаградительных сооружений. — Гидротехника и мелиорация, 1974, № 2. 2. Кузьмин Ю.М. Сетчатые установки систем водоснабжения. — М., 1976. 3. А.с. 217273 (СССР). Оpubл. в Б.И., 1968, № 15. 4. А.с. 627213 (СССР). Рыбозащитное устройство/Н.П.Яковлев, А.Е.Васинников, В.Ф.Спирин, В.Я.Джулай. — Оpubл. в Б.И., 1978, №37. 5. Временные положения по проектированию рыбозащитных устройств водозаборных сооружений. — Л., 1969. 6. Исследование рыбозаградительного устройства типа плоской сетки с рыбоотводом ТКСГ. — М., 1965, вып. 24.

УДК 627.83

И.В.ФИЛИППОВИЧ, канд.техн.наук, зав.каф.,
П.М.БОГОСЛАВЧИК, ассист. (БПИ)

ВОДОСБРОС ПО ТИПУ РАЗМЫВАЕМОЙ ВСТАВКИ

Существующие типы водосбросов, применяемые в настоящее время на малых водохранилищах и прудах, представляют собой чаще всего массивные бетонные сооружения сборной или монолитной конструкции.

Основной недостаток этих сооружений — их сравнительно высокая стоимость. Устройство водосброса на малых гидроузлах составляет обычно более 50% стоимости всего гидроузла [1]. Другим существенным недостатком их является значительная трудоемкость.

Усовершенствование существующих типов бетонных водосбросов достигло такого уровня, когда при действующих нормативных запасах дальнейшего существенного снижения строительной стоимости их вряд ли возможно без внесения коренных изменений в эти конструкции или без применения местных материалов, заменяющих бетон.

Один из таких водосбросов по типу земляной размываемой вставки, устраиваемой в теле земляной плотины, рассматривается в настоящей работе (рис. 1).

В теле земляной плотины устраивается прорезь по типу трапецеидального отверстия по всей ширине плотины. Дно и откосы такого отверстия покрываются полотнищем мягкого полимерного пленочного или тканевого материала. Образовавшееся отверстие затем засыпается грунтом, образуя размываемый потоком массив. Отметка гребня грунтового массива несколько выше отметки НПУ, но ниже отметки гребня плотины. Такой водосброс включается в работу следующим образом. При нарастании паводка уровень

воды в водоеме поднимается, и в некоторый момент времени начинается перелив воды через гребень размываемого массива грунта. Этот массив будет размываться сбросным потоком до ограниченного полотнищем предела.

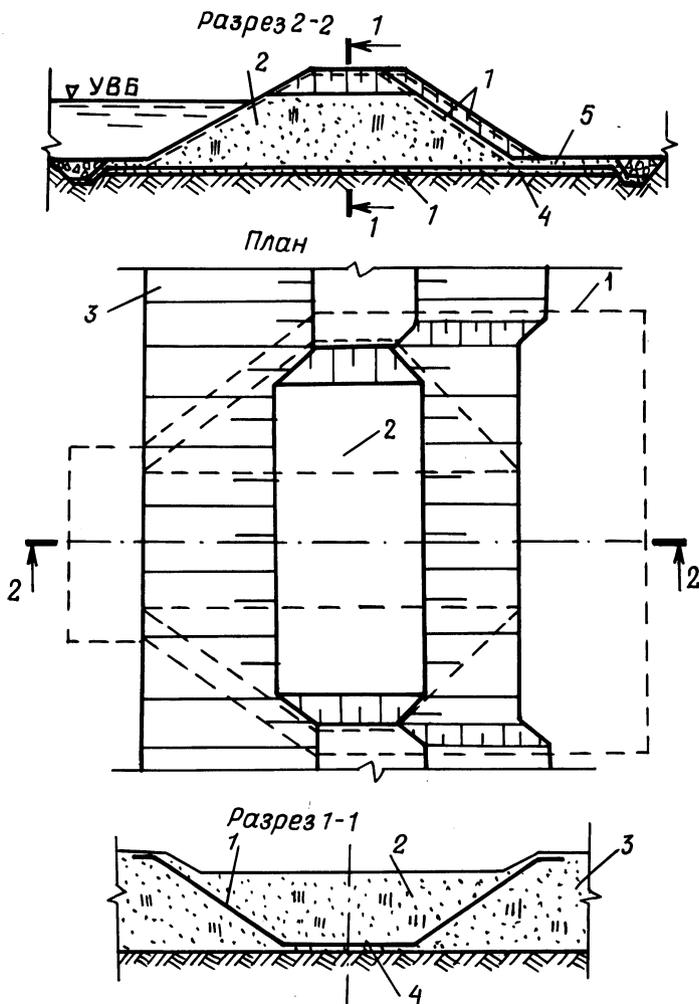


Рис. 1. Водосброс по типу размываемой вставки:
 1 — полотнище из мягкого полимерного материала; 2 — размываемый массив грунта; 3 — земляная плотина; 4 — подстилающий слой грунта; 5 — защитный слой грунта.

Ограничение размыва может быть назначено с учетом пропуска предельно больших паводковых расходов, например катастрофических.

По окончании паводка, когда уровень воды в водоеме снизится, размываемый массив грунта восстанавливается до первоначальных размеров.

В качестве полотнища для ограничения размыва можно применять мягкие полимерные материалы — пленочные, тканевые или пленочно-тканевые. Полимерные пленки в настоящее время гораздо дешевле тканевых полимерных материалов и получили более широкое распространение в гидротехническом строительстве.

С целью уменьшения вероятности повреждения защитного полотнища в эксплуатационный период необходимо принимать толщину пленки максимально возможной, например $\delta = 0,5$ мм (ГОСТ 10354—73).

Подстилающий слой рекомендуется отсыпать из однородных песчаных грунтов. Применение различного рода прокладок под пленкой значительно уменьшает повреждаемость последней. В качестве прокладок могут быть использованы рубероид, стеклоткань, поролон, поропласт и др. При отсутствии вышеуказанных материалов можно укладывать пленку в два слоя (нижний слой выполняет роль прокладки).

Назначенную конструктивно толщину пленки следует, однако, проверять по условию неповреждаемости по формуле

$$\delta = 0,01d (q/K), \quad (1)$$

где d — расчетный диаметр пор грунта; q — давление на пленку; K — коэффициент эффективности защитных прокладок, который колеблется в довольно широких пределах. Для рубероида Р — 4350 $K = 5,0$, для стеклоткани в один слой, поролона и поропласта — $K = 9,0$, для пленки полиэтиленовой ($\delta = 0,2$ мм) $K=1,5$ [2], при отсутствии прокладок $K = 1,0$.

Расчетный диаметр поры грунта в общем случае можно определить по формуле М.П.Павичича [3]. При применении же однофракционных грунтов его рекомендуется принимать равным минимальному диаметру фракций грунта [4].

Проверять толщину пленки по гидростатическому давлению нет необходимости, поскольку для низконапорных гидроузлов она получается значительно меньше, чем по формуле (1).

При известной δ из (1) можно определить допускаемое давление на пленку q и по нему — возможность применения тех или иных механизмов, используемых для уплотнения грунта размываемого массива.

Полимерная пленка со стороны верхнего бьефа заглубляется в тело плотины не менее чем на 1,0 м во избежание выдергивания. Для предотвращения всплытия (объемный вес полиэтиленовой пленки меньше объемного веса воды) пленка пригружается со стороны верхнего и нижнего бьефов камнем, наброшенным по защитному слою, или же металлическими скобами 350 мм [5].

Крепление верхового откоса размываемого массива должно защищать последний от волнового воздействия. В то же время оно должно быть простым и дешевым. Поэтому здесь возможен вариант крепления слоем гравия или камня по защитному слою из того же грунта, что и тело плотины. Крепление низового откоса размываемого массива и плотины выполняется обычным способом — посевом трав, одерновкой и др.

Для уменьшения фильтрационного давления на защитную пленку под ней по длине откоса можно устраивать ленточный дренаж, соединяемый с дренажем плотины.

Предлагаемый водосброс целесообразно применять на временных и лесосплавных плотинах, в дамбах польдерных систем, перемычках и др. Применение его рекомендуется на повышенных участках рельефа с устройством пионерной траншеи для отводящего канала.

Наиболее целесообразно устройство такого водосброса в гидроузле вместе с бетонным водосборным сооружением, рассчитанным на пропуск паводковых расходов с обеспеченностью, большей нормативной. В этом случае на расход, меньший расчетного, должны быть запроектированы водосбросные отверстия бетонного водосброса, а водосброс по типу размываемой вставки — на разность расходов между расчетным нормативной обеспеченности и принятым для бетонного водосброса [2]. Тогда водосброс по типу размываемой вставки выступает как бы в роли аварийного. Оба водосброса позволят пропускать весьма большие паводковые расходы, имея для пропуска бытовых расходов и небольших паводков сравнительно малое водопропускное отверстие.

В горнодобывающей промышленности для разработки полезных ископаемых большие участки территорий на зимний период затопливают водой. Срок службы образованного при этом водохранилища — всего несколько лет. Для создания такого водохранилища строят плотину из местных материалов, часто без водосбросов, которая во время весеннего половодья полностью разрушается. Осенью перед затоплением ее снова восстанавливают. Применение в этих случаях предлагаемого водосброса значительно уменьшит объем восстановительных работ.

Для некоторых благоприятных условий, когда, например, нет необходимости в пропуске бытовых расходов или же когда эти расходы весьма незначительны и для их пропуска можно предусмотреть какие-либо простейшие сооружения типа обводного канала или трубчатого водоспуска небольшого диаметра с задвижкой, целесообразно применение размываемого водосброса.

Водосброс по типу размываемой вставки имеет определенные преимущества. Он весьма экономичен. Ориентировочные расчеты показывают, что капитальные затраты на его строительство с расходом до $100 \text{ м}^3/\text{с}$ при применении в качестве защитного полотнища полиэтиленовой пленки ГОСТ 10354—73 толщиной 0,5 мм в два слоя составят около 5 тыс. руб. Стоимость ковшово-трубчатых и шахтных водосборов с расходом до $50 \text{ м}^3/\text{с}$, по данным института "Белгипроводхоз", составляет 30—40 тыс. руб., шахтного водосброса с расходом до $100 \text{ м}^3/\text{с}$ — около 100 тыс. руб., берегового водосброса с сопрягающими сооружениями в виде быстротока или перепада — около 100 тыс. руб.

В сочетании с бетонным водосбросом обычного типа водосброс с размываемой вставкой позволит значительно снизить стоимость бетонного водосброса, что приведет к снижению общих капиталовложений по всему гидроузлу. Водосброс с размываемой вставкой в данном случае будет включаться в работу при больших паводках. Выбор пропускной способности бетонного водосброса необходимо будет обосновывать экономически.

Другим, весьма существенным достоинством предлагаемого водосброса является простота технологии возведения. На его строительство не тре-

буется применение таких дефицитных материалов, как бетон и металл. Поэтому в период строительства резко снижается количество подъемно-транспортных операций.

Вследствие высокой деформативности мягких полимерных материалов прочность и устойчивость сооружений такого типа в меньшей степени будет зависеть от этих же характеристик основания и от качества строительных работ.

Иногда в период эксплуатации возникает необходимость увеличения емкости водохранилища или пруда. Сопряженные с этим трудности при реконструкции водосбросов традиционных типов сведутся к минимуму при применении водосброса с размываемой вставкой.

К достоинствам предлагаемого водосброса относится и то, что он сравнительно легко ликвидируется при ненадобности. Это весьма важно при строительстве временных прудов, водоемов и для охраны природы.

Предлагаемый тип водосброса с применением мягких материалов, безусловно, обладает и определенными недостатками, выявление которых и методы устранения или ограничения их составляют предмет дальнейших исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Сергеев Б.И., Степанов П.М., Шумаков Б.Б. Мягкие конструкции — новый вид гидротехнических сооружений. — М., 1971, с. 88. 2. Фуат Сен-тюрк. Водослив типа предохранительной пробки. Проектирование и строительство больших плотин. Вып. 2. Постоянные и временные водосбросные сооружения. — Мат-лы IX Международн. конгресса по большим плотинам. М., 1972. 3. Пленочные противofильтрационные устройства гидротехнических сооружений/ Под ред. И.Е. Кричевского. — М., 1976. 4. Глебов В.Д., Лысенко В.П. Расчет толщины пленочных полимерных противofильтрационных экранов. — Гидротехническое строительство, 1979, № 6. 5. H u d l e r P e t r. Zpevnňvani řiřnich arehu perforovanou polyetylenovou folií. — Vodni hospodarstvi, 1975, A25, N9, 249—251.

УДК 627. 4

Е.М.ЛЕВКЕВИЧ, канд. техн. наук, доц.,
Н.В.СУРМА, ассист. (БПИ)

ИССЛЕДОВАНИЕ СПОСОБОВ ЗАЩИТЫ БЕРЕГОВ И ВЕРХОВЫХ ОТКОСОВ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН КРЕПЛЕНИЕМ ИЗ КРУПНОБЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Для защиты берегов водохранилищ и верховых откосов земляных плотин и дамб от размыва волнами и течениями наряду с традиционными креплениями из железобетонных плит применяются крепления из крупных камней или бетонных блоков [1]. Однако эти крепления обладают одним существенным недостатком, ограничивающим область их применения — необходимостью устройства достаточно мощного слоя подготовки, обеспечивающего устойчивость основания под покрытием (особенно для наброски) [2], что

существенно удорожает крепление. Тем не менее в отдельных случаях этот способ крепления является наиболее рациональным.

Для удешевления всего сооружения в целом откосу можно придать криволинейное очертание, близкое к профилю динамического равновесия, образующегося при размыве его волнами, а затем поверхность укрепить покрытием из отдельных элементов. Это предложение не является новым — оно высказывалось и ранее [3, 4]. Однако оно широкого распространения не получило в связи со сложностью устройства. Как известно, динамически устойчивый профиль имеет криволинейное очертание. При этом в зоне уреза береговая отмель пологая, а расположенный выше береговой обрыв крутой, что затрудняет устройство креплений, особенно плитных. Кроме того, еще нет надежных рекомендаций по проектированию откосов, очерченных по профилю равновесия, укрепленного блочными элементами.

Таким образом, сложное очертание откоса, увеличенный расход материала для покрытий, сложность выполнения профиля и отсутствие проверки этого предложения в натуре сдерживают его применение.

Изучение этого вопроса показало, что имеются пути удешевления рассмотренного способа защиты при сохранении надежности. Как известно, отдельные характеристики профиля динамического равновесия (главным образом заложение и длина береговой отмели) изменяются во времени и зависимости от волнового режима перед откосом или берегом. При этом с ростом высоты волны уменьшается угол наклона отмели и увеличивается ее длина. Если перед откосом или на нем имеются неразмываемые устойчивые включения, обеспечивающие рассеяние или частичное гашение энергии волн, береговая отмель будет более крутой и короткой [2]. Таким образом, если на защищаемый берег или откос перед затоплением водоема предварительно уложить крупные блоки или сделать наброску из них, то при последующем размыве они окажутся на береговой отмели и ослабят действие волн. В результате новый откос получит криволинейное волноустойчивое очертание с более экономичными характеристиками по сравнению с укрепленным. Кроме того, он будет динамически устойчивым. Следует полагать, что еще лучшие результаты могут быть получены при применении в качестве покрытия железобетонного тюфяка.

Для проверки высказанных предложений были проведены лабораторные исследования, задача которых состояла в изучении динамики профиля равновесия при применении различных способов защиты откоса и, как следствие, — в сравнительной оценке их берегозащитных свойств.

Исследования проводились в волновом лотке 12,0х0,32х0,6 м, оборудованном волнопродуктором типа качающегося щита. В лотке укладывался опытный откос из среднезернистого песка заложением 1:3, высотой 0,5 м, на поверхность которого в зависимости от условий опыта укладывались испытуемые покрытия. Каждый из опытных откосов подвергался действию волн до образования профиля равновесия. В процессе опыта измерялись элементы волны и через определенные промежутки времени элементы профиля размыва.

Опыты проводились при глубине воды в лотке 0,35 м и при одном волновом режиме: высота волны 8,3 см, длина 102,0 см, пологость — 12. Всего

было исследовано 6 моделей (рис. 1): 1 — неукрепленный откос; 2 — укладка камня в 1 слой $d_k = 3,0-4,0$ см; 3 — наброска камня в 2 слоя тех же диаметров; 4 — наброска камня в 3 слоя тех же диаметров; 5 — крепление бетонными плитами $10,0 \times 10,0 \times 2,4$ см; 6 — крепление бетонными плитами $10,0 \times 10,0 \times 2,4$ см, соединенными шарнирными связями (тюфяк из плит). Во всех случаях покрытия укладывались на поверхность откоса без подготовки.

Как видно из условий опыта, соотношение геометрических размеров элементов опытных покрытий и высоты опытной волны (1:2,4—1:2,1) позволяет считать их с известной степенью приближения крупноблочными.

В результате проведения опытов были получены координаты характерных точек профиля через определенные промежутки времени для каждого из опытных откосов.

При анализе опытных данных оценка величины и характера размыва откоса при различных условиях производилась по показателям: l_a — длина абразионной части отмели, равная расстоянию от начального уреза воды до обрыва; F_a — объем вымытого грунта из профиля и времени, в течение которого происходил размыв. Графики изменения характеристик профиля приведены на рис. 1, 2.

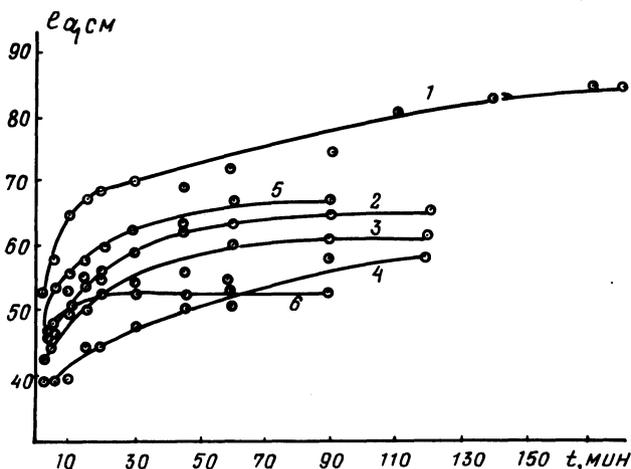


Рис. 1. График изменения длины отмели при различных типах покрытия.

Опыты показали, что наличие на откосе крупных включений в виде отдельных камней или блоков оказывает существенное влияние на характер и величину размыва откоса. Во всех случаях (см. рис. 1, 2) процесс стабилизации профиля происходит значительно быстрее, чем при незащищенном откосе. Сам же процесс, особенно на первой стадии, протекает с меньшей интенсивностью. Анализ характеристик профиля показал, что он вырабатывается более экономичным.

В табл. 1 приведены относительные значения характеристик динамически устойчивого профиля для различных условий опыта.

Относительные величины характеристик профиля равновесия для условий опыта

Тип откоса	Относительная длина размыва, %	Относительный объем вымытого грунта, %
Неукрепленный	100	100
Укладка камня в 1 слой	76	100
Наброска камня в 2 слоя	71	100
Наброска камня в 3 слоя	67	70
Отдельные бетонные плиты	77	76
Тюфяк из плит	61	49

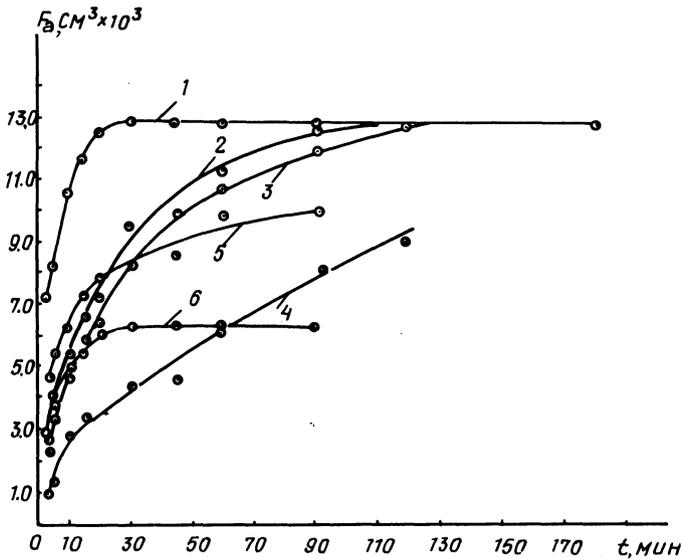


Рис. 2. График изменения объема вымытого грунта из профиля при различных типах покрытий. Обозначения см. на рис. 1.

Из данных таблицы и графиков следует, что во всех случаях длина размыва уменьшается не менее чем на 25%, а объем вымытого грунта снижается только в трех последних случаях. Сохранение в первых двух опытах значительного объема грунта при уменьшении длины размыва объясняется тем, что он распространяется в глубину.

Данные таблицы также свидетельствуют о том, что наилучший эффект достигается при применении в качестве защитных устройств трехслойной наброски из блоков или тюфяка из железобетонных плит.

Таким образом, при укладке на грунтовой откос перед его затоплением крупноблочных элементов или железобетонного тюфяка вырабатывается более экономичный волноустойчивый профиль берега, чем при их отсутст-

вии. Это показывает, что в необходимых случаях при соответствующем технико-экономическом обосновании рассмотренный метод защиты откосов и берегов от размыва может найти применение.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ш а й т а н В.С. Проектирование креплений земляных откосов на водохранилищах. АСИА СССР, ВОДГЕО. — М., 1962. — 213 с. 2. П ы ш к и н Б.А. Динамика берегов водохранилищ. — Киев, 1973. — 413 с. 3. Г у г н я е в Я.Э. Лабораторные исследования волн фронтального направления с песчаными откосами. — Тр. ин-та Океанологии АН СССР. М., 1954, т. X, с. 157—168. 4. Ш а й т а н В.С., Г у г н я е в Я.Э. Лабораторное исследование крепления пологого откоса плотины Горьковского гидроузла. ВНИИ ВОДГЕО. — В сб.: Волновые исследования гидротехнических сооружений. М., 1961.

УДК 627.222

Е.С.ЛЕНАРТОВИЧ, канд. техн. наук,
мл. науч. сотр. (БелНИИМиВХ)

СВЯЗЬ РАСХОДА НАНОСОВ СО СКОРОСТНЫМИ ХАРАКТЕРИСТИКАМИ ВОЛНОВОГО ПОТОКА ПРИ РАЗМЫВЕ ОТКОСА

Для определения вдольберегового расхода наносов существует много расчетных зависимостей. Как указывает В.Л.Максимчук [1], для решения уравнения деформации берега в поле волн и прибрежных течений необходимо изучение потока наносов поперек берега G , поскольку деформации берегов происходят наиболее интенсивно при фронтальном подходе волн. Однако пока зависимость для расчета расхода наносов при фронтальном подходе волн к берегу отсутствует. Чтобы ее установить, необходимо провести теоретические и экспериментальные исследования.

БелНИИМиВХ был проведен комплекс лабораторных и натурных исследований с целью изучения вопроса взаимодействия ветровых волн с земляными сооружениями. Изучались скоростная структура и мутность волнового потока на откосе. В результате было получено распределение скоростей по глубине потока и по откосу [2]. Установлено, что скорости и интенсивности турбулентности при скате волнового потока с откоса (U_c, K_c) и при накате (K_n, U_n) не равны между собой и зависят от параметров волны (h, λ), коэффициента заложения откоса m , крупности частиц грунта d , слагающего откос [3, 4].

Турбулентность руслового потока находится в зависимости также от содержания наносов в потоке [5, 6, 7 и др.]. Очевидно, такая связь будет иметь место и при взаимодействии волнового потока с откосом. Поэтому для получения расчетной зависимости расхода наносов при фронтальном подходе волны к откосу целесообразно идти по пути установления связи расхода наносов с интенсивностью турбулентности.

Экспериментальные исследования мутности волнового потока на откосе нами производились на естественных водоемах и в гидравлическом лотке

одновременно с изучением скоростной структуры. Были выбраны три опытных участка.

Первый участок расположен на пруде Н-2 рыбхоза "Красная Слобода" со стороны верхового откоса дамбы КДН-2/Н-10. Пляжный откос, образовавшийся в результате переформирования дамбы, сложен средневзвешенными песками со средневзвешенным диаметром $d = 0,29$ мм. Проектная величина заложения откоса дамбы $m = 5$, в период проведения исследований $m = 11,0$. На участок воздействуют С, З, СЗ ветры.

Второй участок находится на правом берегу водохранилища "Красная Слобода". Береговая отмель здесь выработана волнами в коренном берегу. Сверху она прикрыта песчаными наносами со средневзвешенным диаметром $d = 0,51$ мм. На образовавшемся пляжном откосе $m = 13,8$. Участок подвергается воздействию СЗ, СВ, С, З ветров.

Третий опытный участок расположен на левом берегу водохранилища. Береговая отмель также выработана в коренном берегу. Диаметр частиц песчаных наносов на пляжном откосе $d = 0,39$ мм. Коэффициент заложения откоса $m = 37,0$. На берег воздействуют ветры Ю, ЮВ, ЮЗ направлений.

Параметры волн на опытных участках были в следующих пределах:

$$h = 0,05 \div 0,40 \text{ м}, \lambda_o = \frac{\lambda}{h} = 10 \div 13.$$

Лабораторные опыты проводились в гидравлическом лотке длиной 15 м, шириной 0,4 м, высотой 0,7 м. Откосы выполнялись из однородного промытого песчаного грунта со средневзвешенным диаметром частиц $d = 0,2; 0,4$ и $0,9$ мм. Коэффициент заложения откоса для каждого вида грунта принимали: $m = 3,0; 5,0$ и $7,0$. Волна в лотке создавалась волнопродуктором в виде плоского качающегося щита. Параметры волны изменялись в следующих пределах: высота волн $0,025 \div 0,15$, длина $0,5 \div 1,6$ м, период $0,5 \div 0,75$ с. Глубина воды в лотке находилась в пределах $H = 0,19 \div 0,38$ м. На стеклянные стенки лотка были наклеены ленты из миллиметровой бумаги, по которым фиксировали высоту и длину волны.

В начальный момент размыва откоса измерение скоростей проводилось в зоне разрушения волн в 5–6 точках по центральной вертикали, а на сформированном откосе — на 6–7 вертикалях по ширине откоса, расположенных в зоне от уреза воды до края отмели.

В лабораторных опытах отбор проб воды для определения мутности волнового потока производили следующим образом: вода с наносами поступала в стеклянный насадок 2 с боковыми отверстиями и отводилась наружу по резиновому шлангу 4, проходящему через отверстия 5 в стенке лотка к мерному цилиндру 9 (рис. 1). В натуральных условиях пробы воды отбирались батометром и обычными мерными сосудами. Воду с наносами фильтровали на приборе Куприна. Фильтры с твердым остатком высушивали до постоянного веса и по объему воды и сухому остатку определяли мутность в каждой точке.

Всего было проведено 46 лабораторных опытов и 25 натуральных измерений мутности.

Для учета полувзвешенных, взвешенных и влекомых наносов строили графики распределения мутности по глубине потока и определяли средние значения на вертикали, которые и использовались в дальнейших расчетах.

По данным измерений высот волн, скоростей волнового потока и среднему значению мутности, по глубине потока были подсчитаны расходы наносов G в зоне разбивания волны при ее накате на откос (из расчета на 1 м):

$$G = U_H \rho h, \quad (1)$$

где U_H — средняя величина скорости; ρ — мутность потока (средняя по глубине потока); h — высота волны.

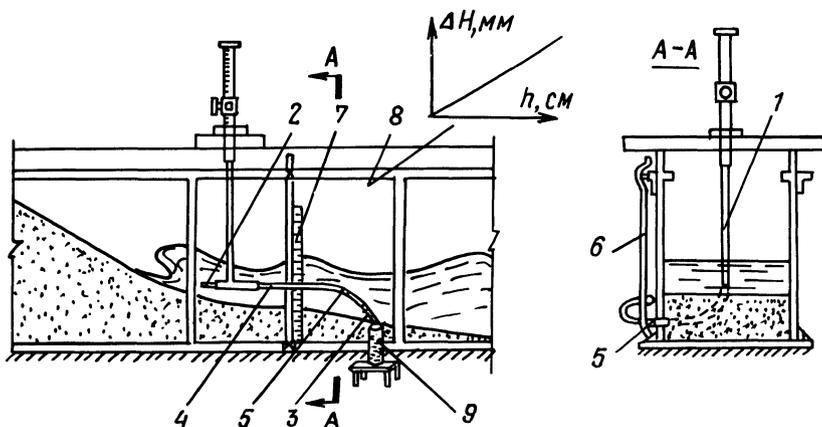


Рис. 1. Схема установки для отбора проб воды с наносами:

1 — подвижная игла шпиг-масштаба; 2 — заборная трубка; 3 — сливная трубка; 4 — резиновый шланг; 5 — отверстие в стенке лотка; 6 — стойка для крепления сливной трубки; 7 — сантиметровая шкала; 8 — график связи скоростного напора (ΔH , мм) и высоты опускания (h , см) сливной трубки 3 по шкале 7 ниже уровня воды в лотке; 9 — мерный цилиндр.

Затем в логарифмических координатах были построены графики $G = f\left(\frac{\omega}{\sigma_H}\right)$ (рис.2), где ω — гидравлическая крупность частиц грунта, слагающего откос; σ_H — среднее квадратическое отклонение пульсационной скорости в месте разбивания волн.

Графики представляли собой прямые линии

$$\lg G = b \lg \left(\frac{\omega}{\sigma_H} \right) + \lg a \quad (2)$$

или

$$G = \left(\frac{\omega}{\sigma_H} \right)^b a. \quad (3)$$

Определяем значения a и b для каждого графика. Значения коэффициента b близки между собой. Принимаем среднее значение $b = -2,33$. Коэффициент a зависит от крупности частиц грунта, слагающего откос d , и величина

ны коэффициента заложения откоса m . Строим в логарифмических координатах графики для определения $a = f(\sin \alpha)$ (рис. 3), где $\sin \alpha$ выражен через заложение откоса m :

$$\sin \alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + m^2}}.$$

Графики представляют собой прямые линии типа:

$$a = a_0 e^z \sin \alpha,$$

(4)

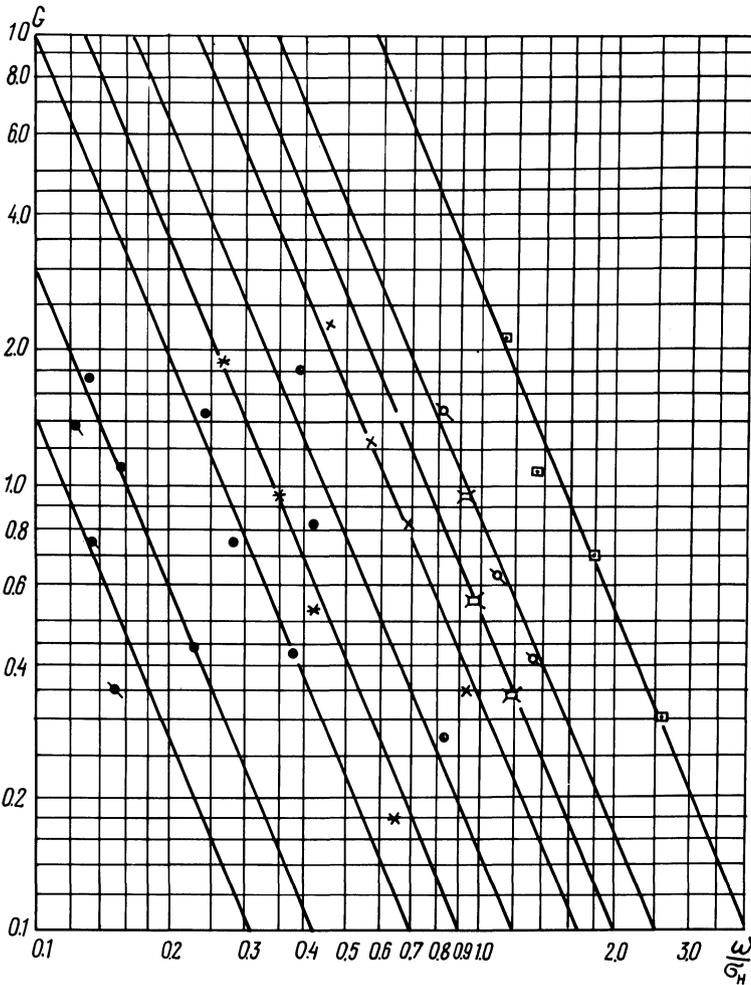


Рис. 2. График связи расхода наносов и среднеквадратичного отклонения продольной составляющей пульсационной скорости волнового потока. При $m = 3,0$:

○ — $d = 0,2$ мм, × — $0,4$, □ — $0,9$ мм; $m = 5,0$; ● — $d = 0,2$ мм, * — $0,4$, ○ — $0,9$ мм; $m = 7,0$: ○ — $d = 0,2$ мм, ○ — $0,4$, □ — $0,3$ мм.

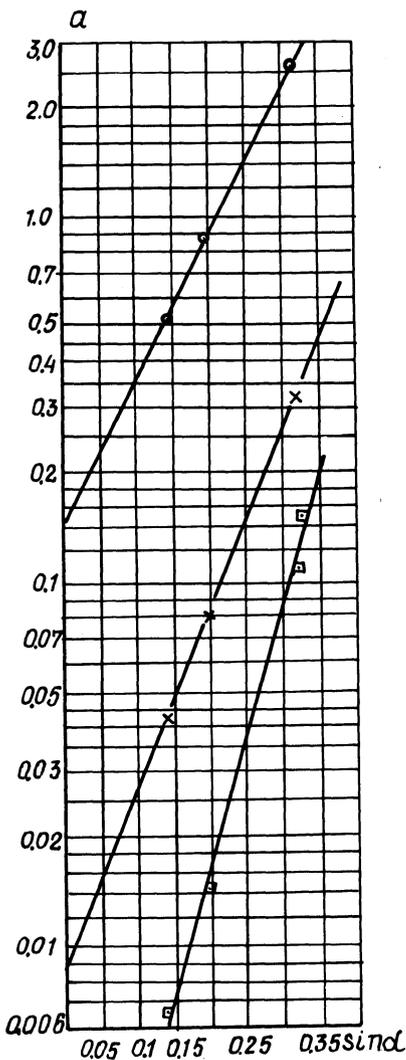


Рис. 3. Зависимость коэффициента a от d и m ;
 \circ - $d = 0,2$ мм, \times - $0,4$, \square - $0,9$ мм.

где z и a_0 — коэффициенты, зависящие от диаметра частиц грунта, слагающего откос.

Связь между z , a_0 и d имеет вид:

$$z = \frac{8,33}{\sqrt[3]{d}}; \quad (5)$$

$$a_0 = 0,219d^{3,48}. \quad (6)$$

Подставив значения коэффициента a_0 и z в (4), получим:

$$a = 0,219d^{3,48} e^{\left(\frac{8,33^0}{\sqrt{d}\sqrt{1+m^2}}\right)}. \quad (7)$$

Применение зависимости (7) для расчета расхода наносов усложняется тем, что коэффициент откоса m входит в выражение показателя степени. С целью упрощения дальнейших расчетов построим графические зависимости $a = f(\sin \alpha)$ в декартовых координатах. Графики аппроксимируются уравнением:

$$a = a_0 + M \sin^2 \alpha. \quad (8)$$

Здесь коэффициент M зависит от диаметра d . При $d \leq 0,4$ мм.

$$a = 0,219d^{3,48} + 9,765d^2 \sin^2 \alpha, \quad (9)$$

при $d > 0,4$ мм;

$$a = 0,219d^{3,48} + 25,445d^2 \sin^2 \alpha. \quad (10)$$

Подставим полученные значения коэффициентов a и b в зависимость (3):

$$G = \left(\frac{\omega}{\sigma_H}\right)^{-2,33} \cdot 0,219d^{3,48} e^{\left(\frac{8,33}{\sqrt[3]{d}\sqrt{1+m^2}}\right)}. \quad (11)$$

Выразим σ_H через интенсивность турбулентности, т.е. $\sigma_H = K_H U_H$:

$$G = \left(\frac{K_H U_H}{\omega} \right)^{2,33} 0,219 d^{3,48} e^{\left(\frac{8,33}{\sqrt[3]{d} \sqrt{1+m^2}} \right)}, \quad (12)$$

где G — расход наносов; K_H — интенсивность турбулентности; U_H — скорость наката волны на откос; ω — гидравлическая крупность наносов; d — средне-взвешенный диаметр частиц грунта, слагающего откос; m — коэффициент заложения откоса; e — основание натуральных логарифмов.

Из зависимости (12) следует, что чем выше скорости потока и интенсивности турбулентности, тем больше расход наносов, а следовательно, и объемы размывов берегов водоемов, находящихся в стадии формирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Максимчук В.Л. Уравнение деформации морского берега в поле волн и прибрежных течений. — В сб.: Наука і техніка в міському господарстві. Киев, 1971.
2. Ленартович Е.С. Распределение скоростей в прибойной зоне малых водоемов. — Минск, 1977, № 12.
3. Ленартович Е.С. Определение максимальных скоростей волн на откосе. — В сб.: Мелиорация торфяников и их сельскохозяйственное использование: Тр. БелНИИМиВХ. Минск, 1977, вып. 3.
4. Ленартович Е.С., Саплюков Ф.В. Интенсивность турбулентности волнового потока на откосе. — В сб.: Конструкции и расчеты осушительно-увлажнительных систем: Тр. БелНИИМиВХ. Минск, 1979, вып. 4.
5. Дмитриева Г.А. Влияние насыщения потока наносами на его кинематическую структуру: Автореф. ... дис. канд. техн. наук. — Новочеркасск, 1975.
6. Дзбаршян Э.Т. Влияние твердых частиц на турбулентные характеристики жидкости и их транспорт потоком малой мутности: Автореф. дис... канд. техн. наук. — Киев, 1962.
7. Виноградова В.М. Экспериментальное исследование полей скоростей и концентрации равномерных взвесенесущих потоков: Автореф. дис... канд. техн. наук. — Л., 1968.

УДК 626.8:624.131.6

Г.А.ЩЕРБАКОВ, канд. техн. наук, и.о. доц.

ПРОГНОЗ ДИНАМИКИ УРОВНЕЙ ГРУНТОВЫХ ВОД С УЧЕТОМ ИЗМЕНЕНИЯ ЕМКОСТНЫХ И ФИЛЬТРАЦИОННЫХ ПАРАМЕТРОВ

Для прогнозов динамики уровней грунтовых вод (УГВ) в настоящее время широко используются аналитические методы, базирующиеся на решении одномерного уравнения Буссинеска, которое имеет в случае плоскопараллельного потока вид [1]:

$$\frac{\partial (\mu h)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(Kh \frac{\partial h}{\partial x} \right) \pm \omega, \quad (1)$$

где μ — коэффициент водоотдачи; K — коэффициент фильтрации водоносной толщи, LT^{-1} ; ω — интенсивность инфильтрационного питания, LT^{-1} ; t — текущее время, T .

В общем случае произведение Kh в правой части уравнения (1) является функцией времени, но обычно допустима замена $Kh \approx Kh_{\text{ср}}$. В этом случае уравнение (1) приводится к виду (рис. 1):

$$\frac{\partial (\mu h)}{\partial t} = T \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \pm \omega, \quad (2)$$

где $T = Kh$ — проводимость потока, $L^2 T^{-1}$.

В зависимости от физической интерпретации μ в уравнении (2) различают несколько теорий фильтрации: линейную, в которой коэффициент водоотдачи принимается постоянным [2], [3] и другие, теорию замедленной

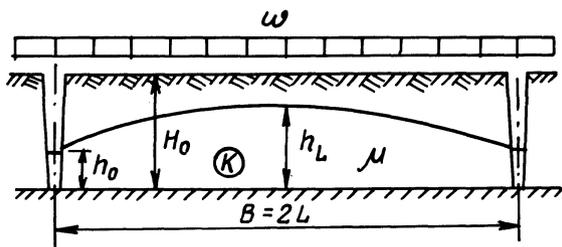


Рис. 1. Расчетная схема горизонтального систематического дренажа.

водоотдачи [4], предполагающей изменение водоотдачи в функции от времени и скорости понижения уровней; нелинейную теорию, в которой водоотдача принимается зависящей от напора [5], [6]. Область применения линейной теории ограничена случаями, когда колебания УГВ происходят на глубине, превышающей высоту капиллярного подъема в дренируемых грунтах, и влиянием капиллярной каймы на величину μ можно пренебречь. Принято считать, что предпосылка об относительной неизменности μ в песчаных грунтах выполняется при глубине стояния УГВ 1,5–2,0 м и скоростях снижения уровней менее 3–6 см/сут [7], [8]. Вполне очевидно, что в случае фильтрационных расчетов дренажей в гумидной зоне указанные предпосылки не выполняются, вследствие чего применение многочисленных аналитических решений, полученных на основе линейной теории фильтрации с постоянными коэффициентами, затруднительно ввиду неопределенности расчетного значения коэффициента водоотдачи μ_p .

Теория Болтона предполагает, что интенсивность запаздывания процесса водоотдачи может быть получена из выражения

$$\omega_3 = a \mu_p \int_0^t \frac{\partial h}{\partial t_{t=\tau}} e^{-a(t-\tau)} d\tau, \quad (3)$$

где ω_3 — интенсивность запаздывающей водоотдачи, $L T^{-1}$; μ_p — предельное значение коэффициента водоотдачи; a — параметр, характеризующий интенсивность изменения μ во времени t , T^{-1} .

С учетом (3) балансовое уравнение приводится к виду

$$\mu_H \frac{\partial h}{\partial t} + a \mu_H \int_0^t \frac{\partial h}{\partial t_{t=\tau}} e^{-a(t-\tau)} d\tau = T \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \pm \omega. \quad (4)$$

Здесь μ_H — начальное значение коэффициента водоотдачи.

В интерпретации В.М.Шестакова и Т.Д.Стрельцовой [9] для a справедливо выражение

$$a = [\mu_H (3h(K_Z + h_K/K_K))]^{-1}, \quad (5)$$

где K_Z — коэффициент фильтрации водоносной толщи в вертикальном направлении, LT^{-1} ; K_K — коэффициент фильтрации капиллярной каймы, LT^{-1} ; h_K — высота капиллярного подъема в дренируемых грунтах, L .

Общеизвестно, что расчетные значения K_K могут весьма существенно изменяться в тех случаях, когда колебания УГВ происходят на глубине, не превышающей высоты капиллярного подъема дренируемых грунтов. Кроме того, при прочих равных условиях величина коэффициента K_K существенно зависит от физического состояния зоны аэрации. В частности, наличие мерзлоты, изменяя воздухопроводность грунтов, влияет на расчетное значение K_K и, следовательно, в соответствии с выражением (5) — на величину a . Поэтому коэффициент a в уравнении (5) при близких относительно дневной поверхности УГВ правильнее, по-видимому, считать не константой грунта, а константой опыта. Практическое использование модели Болтона и ее модификаций затрудняется отсутствием надежных методов определения коэффициентов уравнения (4).

Как предполагает нелинейная теория, коэффициент μ в уравнении (2) изменяется в функции от напора и при относительно незначительных скоростях снижения УГВ в хорошо проницаемых грунтах дотеканием можно пренебречь. Известно приближенное решение уравнения (2) с учетом линейного изменения коэффициента водоотдачи в функции от напора:

$$\mu_D = \beta(H_0 - h), \quad (6)$$

β — эмпирический коэффициент, L^{-1} *

Выполненное нами обобщение результатов опытов по определению коэффициента водоотдачи песчаных грунтов показало, что характер изменения μ по глубине в общем случае вполне удовлетворительно аппроксимируется кривыми [6]:

$$\mu_D = \frac{\mu_H}{a\sqrt{2\pi}} \cdot \int_0^s e^{-[(s-b)/c]^2/2} ds; \quad (7)$$

$$\mu_D = \mu_H (1 - e^{-ds^n}), \quad (8)$$

* Получено В.Ш.Стронгиным [5].

где $s = H_0 - h$ — понижение УГВ относительно поверхности грунта, L ; μ_p — предельное значение коэффициента водоотдачи; a, b, c — эмпирические коэффициенты (рис. 2).

В частности, из (8) при небольших понижениях уровней и при $n = 1$ можно получить

$$\mu_d = \mu_p \cdot d \cdot s = \beta (H_0 - h) ** \tag{9}$$

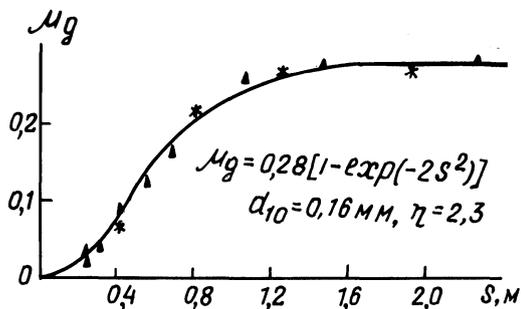


Рис. 2. Характер изменения коэффициента водоотдачи μ среднезернистых песков в функции от понижения, s .

Результаты численного решения нелинейного уравнения (1) с учетом (7) и (8) сравнивались нами ранее с данными лабораторных опытов в фильтрационном лотке, выполненных при тех же краевых условиях [6]. Незначительное расхождение результатов теоретических расчетов и опытных данных свидетельствует о том, что в хорошо проницаемых песчаных грунтах использование нелинейной модели фильтрации при учете изменения коэффициента водоотдачи μ_d по формулам (7) и (8) позволяет с вполне приемлемой точностью прогнозировать изменение УГВ при расчетах горизонтального дренажа и при оценке влияния водохозяйственных мероприятий на прилегающие территории. Существенное преимущество данной модели состоит в том, что она позволяет учитывать влияние рельефа местности на динамику уровней.

Практическое использование нелинейной модели фильтрации с учетом (7) или (8) в настоящее время затрудняется отсутствием надежных методов идентификации многочисленных коэффициентов уравнений (2), (7) и (8). Поэтому мы используем иной подход к решению данной задачи.

Прежде всего отметим, что произведение μh в числителе левой части уравнения (2) выражает влагозапасы гравитационной воды в колонне грунта высотой h с основанием $dx \cdot 1$. Следовательно, μ в этом случае является коэффициентом интегральной водоотдачи. Поскольку по (7), (8) $\mu_d = f(s)$, рассматривая произведение μh как сложную функцию, уравнение (2) можно привести к виду

$$\mu_d \frac{\partial h}{\partial t} = T \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \omega, \tag{10}$$

** Выражение для коэффициента водоотдачи, рекомендованное В.Ш.Стронгиным.

где $\mu_d = \mu + s \frac{\partial \mu}{\partial s}$ — коэффициент дифференциальной водоотдачи, характеризующий количество воды, которое отдает водонасыщенный грунт при понижении УГВ на величину dh .

Приближенный способ учета изменения емкостных и фильтрационных параметров безнапорного фильтрационного потока в уравнении (1) возможен, если допустить, что μ и Kh зависят только от времени. В этом случае при $\omega = 0$ уравнение (1) приводится к виду

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial t} = \frac{1}{\tau(t)} \cdot \frac{\partial^2 \bar{h}}{\partial \bar{x}^2}, \quad (11)$$

где $\tau(t) = \mu(t) L^2 / T(t)$ — время стабилизации потока, T ;

$$\bar{h} = \frac{h}{H_0}, \quad \bar{x} = \frac{x}{L}. \quad (12)$$

Уравнение (11) можно видоизменить, если вместо независимой переменной t ввести новую, определяемую выражением

$$\bar{t}^* = \int_0^t \frac{1}{\tau(t)} dt. \quad (13)$$

В этом случае $d\bar{t}^*/dt = 1/\tau(t)$ и уравнение (11) имеет вид

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{t}^*} = \frac{\partial^2 \bar{h}}{\partial \bar{x}^2}. \quad (14)$$

Поскольку начальные и граничные условия принимаем не зависящими от времени $\bar{h}_{x,0} = 1$; $\bar{h}(0, \bar{t}^*) = \bar{h}_0$ $\partial \bar{h} / \partial \bar{x}_{\bar{x}=1} = 0$, они остаются без изменения.

Анализ экспериментальных данных, полученных нами при изучении динамики снижения уровней в полевых условиях и в фильтрационном лотке, показал, что в безнапорных плоскопараллельных потоках характер изменения $\tau(t)$ протекает во времени в соответствии с выражением

$$\tau(t) = \frac{\tau_n}{1 + \tau_n \Delta\gamma e^{-at}}, \quad (15)$$

τ_n — предельное значение параметра стабилизации, T

$$\text{При } t \rightarrow 0 \quad \tau(t) = \tau_n / (1 + \tau_n \Delta\gamma) = \tau_n. \quad (16)$$

$$\text{Если } t \rightarrow \infty, \quad \tau(t) = \tau_n. \quad (17)$$

С учетом (15) на основании (13) можно получить

$$\bar{t}^* = t^*/\tau_n = [t + \tau_n \Delta (1 - e^{-\gamma t})] / \tau_n, \quad (18)$$

t^* — псевдовремя, Т.

Из (18) следует, что изменение во времени параметра стабилизации $\tau(t)$ в процессе безнапорной фильтрации можно интерпретировать как процесс, протекающий с постоянным конечным значением параметра стабилизации τ_n в масштабе времени t^* , отличающемся от реального на величину коэффициента

$$m = 1 + \frac{\tau_n}{t} \cdot \Delta (1 - e^{-\gamma t}). \quad (19)$$

Известно, что решение уравнения (14) при краевых условиях $\bar{h}(\bar{x}, 0) = 1$;

$\bar{h}(0, \bar{t}^*) = \bar{h}_0$; $\frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} = 0$ и при $\bar{x} = 1$ имеет вид [2]:

$$\bar{h}_L = \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^{n+1} \frac{2}{A} e^{-A^2 \bar{t}^*}; \quad (20)$$

$$A = \pi(2n - 1)/2. \quad (21)$$

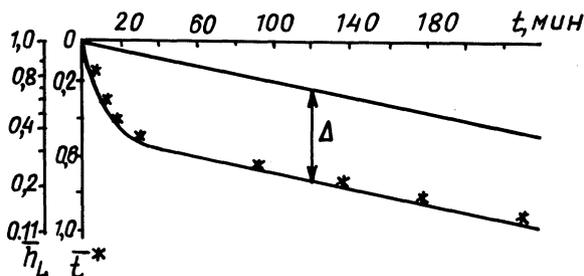


Рис. 3. Номограмма для определения параметров безнапорного фильтрационного потока.

Из (20) следует, что относительное понижение \bar{h}_L зависит только от относительного времени \bar{t}^* .

Сущность разработанного графоаналитического метода определения параметров τ_n , Δ , γ состоит в следующем. На графике связи $\bar{h} = f(\bar{t}^*)$ (рис. 3) по известным значениям \bar{h}_L находят соответствующие значения \bar{t}_i^* . Далее

строится график функции $\bar{t}_i^* = \frac{t_i}{\tau_{pi}}$,

$$\text{где } \tau_{pi} = \tau_n/m = \tau_n / (1 + \frac{\tau_n}{t} \Delta(t_i)), \quad (22)$$

$$\Delta(t_i) = \Delta(1 - e^{-\gamma t_i}). \quad (23)$$

Тогда параметр τ_{pi} может быть определен как тангенс угла наклона касательной к кривой $\bar{t}^* = f(t)$ в точке с координатами t_i и \bar{t}_i^* . Параметр Δ ха-

рактирует сдвиг асимптоты кривой $t^* = f(t)$ относительно начала координат (см. рис. 3). Из (16) следует, что параметр сдвига Δ может быть также определен из выражения

$$\Delta = (1 - \bar{\tau}_H) / \bar{\tau}_H \gamma \tau_{\Pi};$$

$$\bar{\tau}_H = \tau_H / \tau_{\Pi}. \quad (24)$$

Для облегчения расчетов шкалы значений \bar{h}_L и t^* (см. рис. 3) совмещены по вертикальной оси. Рекомендуется следующий порядок определения параметра γ . На графике, представленном на рис. 3, в начальной стадии протекания процесса фильтрации при $\Delta(t_i) < \Delta$ фиксируются в моменты времени t_i 4-6 значений параметра $\Delta(t_i)$. Из (23) следует, что если построить график в координатах t_i и $\ln [1 - \Delta(t_i) / \Delta]$, то параметр γ в этом случае определяет тангенс угла наклона прямой

$$\gamma = - \frac{\ln [1 - \Delta(t_i) / \Delta]}{t}. \quad (25)$$

Параметр γ имеет размерность T^{-1} и характеризует интенсивность изменения параметра "время стабилизации" от начального значения τ_H до предельного τ_{Π} . В качестве примера на рис. 3 приведены результаты определения расчетных параметров безнапорного фильтрационного потока по данным лабораторных опытов, выполненных в фильтрационном лотке: $\tau_K = 530$ мин; $\Delta = 0,48$; $\gamma = 0,1$ мин $^{-1}$.

При $\bar{t}^* \geq 0,2$ в выражении (20) можно ограничиться удерживанием только первого члена ряда. Если же, кроме того, пренебречь изменением проводимости во времени, для расчета расстояний между дренами можно получить следующую формулу:

$$B = 2L = \pi \sqrt{\frac{T [t + \tau_{\Pi} \Delta (1 - e^{-\gamma t})]}{\mu_K \ln \frac{4(H_0 - h_0)}{\pi(h_i - h_0)}}}, \quad (26)$$

где μ_K — конечное значение коэффициента водоотдачи, соответствующее понижению $s_K = H_0 - h_i$.

Формула (26) отличается от широко известной формулы С.Ф. Аверьянова [2] наличием второго слагаемого в числителе, которое учитывает изменение коэффициента водоотдачи в функции от времени. В случае, если понижение УГВ происходит глубже высоты капиллярного подъема и, следовательно, существенного изменения коэффициента водоотдачи не происходит, параметры $\Delta = 0$; $\gamma = 0$ и из (25) следует формула С.Ф. Аверьянова [2].

ЛИТЕРАТУРА

1. Полубаринава - Кочина П.Я. Теория движения грунтовых вод. — М., 1977.
2. Аверьянов С.Ф. Об осушении низинных болот. — Науч. записки МИИВХ.

М., 1957, т. 19. 3. Шестаков В.М. Теоретические основы оценки подпора, водопонижения и дренажа. — М., 1965. 4. Boulton N.S. Analysis of data from nonequilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage. — Proc. Inst. Civil. Eng, 26, 1963. 6. Мурашко А.И., Новиков А.А., Щербаков Г.А. Прогноз снижения УГВ в безнапорных потоках с учетом изменения коэффициента водоотдачи в зоне капиллярной каймы. — Тез. докл. республ. науч.-техн. конф. Ровно, 1980. 7. Живова Б.М. Некоторые результаты опытного определения водоотдачи грунта. — Науч. записки МИИВХ. М., 1957, т. 19. 8. Носова О.Н. Расчет водоотдачи песчаных грунтов. — М. — Л., 1962. 9. Шестаков В.М., Стрельцова Т.Д. Формирование безнапорного фильтрационного потока при откачке из совершенной скважины. — Мат-лы третьего семинара по применению геофиз. и мат. методов при гидрогеолог. и инж. геолог. изысканиях. М., 1970.

УДК 624.131.37

В.С. ИСТОМИНА, докт. техн. наук,
ст. науч. сотр. (ВНИИВВДГЕО),
Г.В. МИШУРОВА, канд. техн. наук,
ст. науч. сотр. (БелНИИМВХ)

О РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ СУПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПРИ КОНТАКТНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ

При проектировании плотин одним из важных вопросов является правильный подбор состава защитных фильтров, организующих и отводящих фильтрационные воды в теле плотины. Наиболее тяжелыми условиями работы системы грунт — фильтр (с точки зрения обеспечения фильтрационной прочности) является контактная фильтрация, или контактный размыв. На устойчивость в условиях контактного размыва необходимо рассчитывать фильтры наклонных, пластовых и ленточных дренажей плотин и дамб.

Имеющиеся в литературе данные по определению разрушающих градиентов контактного размыва глинистых грунтов [1, 2] относятся в основном к суглинкам и глинам. Супесчаные же грунты авторы этих работ предлагали в виду недостаточности исследований рассматривать без учета их связности, т.е. как грунты песчаные.

В настоящей работе сделана попытка оценить фильтрационную прочность супесей в условиях контактной фильтрации с учетом их особенностей. За основу приняты зависимости для песчаных грунтов, полученные в предположении, что основной причиной разрушения грунта продольным фильтрационным потоком является трение потока [3]. Расчетные схемы представлены на рис. 1. В них рассматривается движение фильтрационного потока по осредненному порам-каналам фильтра диаметром D_{60}^0 . При некотором значении градиента потока происходит захват частицы грунта размером d_p и перемещение их по порам фильтра. В результате рассмотрения условий равновесия частицы грунта в поровом канале были получены следующие зависимости:

для схемы I (рис. 1) при $D_{60}^0 \geq 2 d_p$:

$$l_{\text{к.р. разр}} = \frac{2,67d_p \operatorname{tg} \varphi (\gamma_{\text{ск}} - \gamma_{\text{в}})}{(D_{60}^0 - d_p) \gamma_{\text{в}}}; \quad (1)$$

для схемы II (рис. 1) при $D_{60}^0 < 2d_p$

$$l_{\text{к.р. разр}} = \frac{5,33d_p^2 \operatorname{tg} \varphi (\gamma_{\text{ск}} - \gamma_{\text{в}})}{[2d_p^2 - 2d_p D_{60}^0 + (D_{60}^0)^2] \gamma_{\text{в}}}. \quad (2)$$

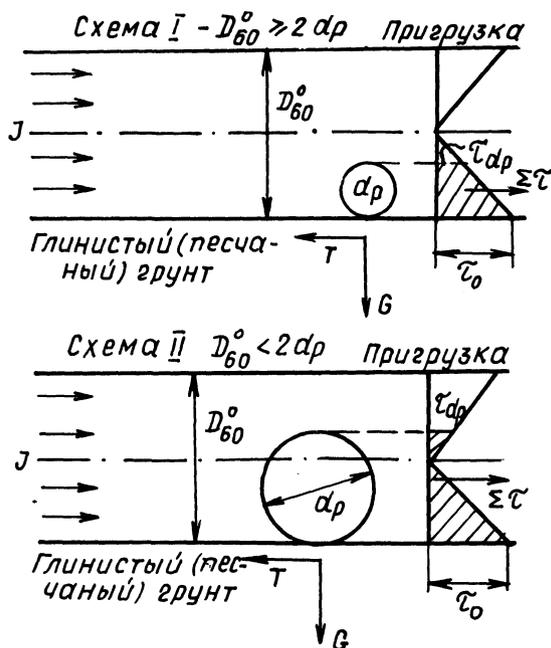


Рис. 1. Схемы расчета контактного размыва песчаного или глинистого грунта потоком с градиентом i :

G — собственный вес частицы песчаного или агрегата глинистого грунта; T — сила трения, удерживающая частицу от перемещения; τ_{dp} и τ_0 — силы трения потока, стремящиеся оторвать частицу.

В этих формулах: d_p — расчетный диаметр мелкозернистого грунта, $d_p = d_{10}$; $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент трения мелкозернистого грунта при объемной массе скелета грунта $\gamma_{\text{ск}}$; D_{60}^0 — расчетный диаметр пор фильтра; $\gamma_{\text{в}}$ — плотность воды.

Предложенные формулы (1) и (2), с нашей точки зрения, могут быть использованы при рассмотрении прочности пригруженных супесчаных грунтов при фильтрации вдоль контакта. При этом необходимо учесть особенности

разрушения глинистых грунтов. Известно, что глины и суглинки как нарушенной, так и ненарушенной структуры состоят из совокупности различных по крупности агрегатов, промежутки между которыми в зависимости от состояния грунта могут быть заполнены воздухом, связанной или свободной водой [4]. Как показали исследования В.В.Буренковой [5], при рассмотрении фильтрационных деформаций глинистых грунтов также следует исходить не из их основных зерновых составов, а из агрегатных составов, крупность которых зависит от вида грунта и его состояния.

Расчеты, проведенные по зависимости (1) и (2) для супесчаных грунтов, показали, что даже при учете агрегируемости супесей и введении в формулы вместо d_{10} величины $d_{90 \text{ агр}}$ расчетные значения разрушающих градиентов контактного размыва получаются значительно меньше соответствующих опытных величин.

На основании исследований структуры контакта супесей и фильтров установлено, что при замачивании контакта происходит дополнительное проникание фильтра в грунт, за счет чего диаметр его пор на контакте уменьшается [6]. Способ определения диаметра пор фильтра на контакте $(D_{60}^0)_к$ подробно описан в работе [6]. Расчетный диаметр пор внутри фильтра D_{60}^0 можно определить по зависимости [7]

$$D_{60}^0 = D_{60} a_n, \tag{3}$$

где D_{60}^0 – диаметр частиц фильтра, менее которых в его зерновом составе находится 60% по массе; a_n – коэффициент, зависящий от пористости фильтра: при $n \leq 0,37$ $a_n = 0,155$, при увеличении пористости от 0,37 до 0,48 a_n меняется соответственно от 0,155 до 0,415.

Определение расчетного диаметра агрегата супеси производится следующим образом [7]:

- а) по значению среднего диаметра частиц грунта d_{50} находится величина среднего агрегата d_{50a} (рис. 2);
- б) при известных значениях границы текучести W_T и d_{50a} по графику рис. 3 определяется величина d_{10a} ;
- в) обеспеченность расчетного диаметра агрегата супеси рассчитывается по формуле

$$i = 90 - 5W_{п}, \tag{4}$$

где $W_{п}$ – число пластичности супесчаного грунта (%);

г) для полученной обеспеченности i по соответствующей кривой графика рис. 3 находят значение расчетного диаметра агрегата.

Считаем необходимым в формулы (1) и (2) вместо D_{60}^0 ввести величину $(D_{60}^0)_к$, что ближе соответствует действительной картине разрушения контакта. Тогда зависимости для определения величины разрушающего градиента контактного размыва супесчаных грунтов можно записать в следующем виде:

$$\text{при } (D_{60}^0)_к \geq 2d_p$$

$$I_{\text{разр}}^{\text{к.р}} = \frac{2,67 d_p \operatorname{tg} \varphi (\gamma_{\text{ск}} - \gamma_{\text{в}})}{[(D_{60}^0)_{\text{к}} - d_p] \gamma_{\text{в}}}; \quad (5)$$

при $(D_{60}^0)_{\text{к}} < 2d_p$

$$I_{\text{разр}}^{\text{к.р}} = \frac{5,33 d_p^2 \operatorname{tg} \varphi (\gamma_{\text{ск}} - \gamma_{\text{в}})}{[2d_p^2 - 2d_p (D_{60}^0)_{\text{к}} + (D_{60}^0)_{\text{к}}^2] \gamma_{\text{в}}}. \quad (6)$$

Вычисленные по формулам (5) и (6) значения $I_{\text{разр}}^{\text{к.р}}$ были сопоставлены с результатами экспериментальных исследований контактного размыва супесей. Основные характеристики исследованных грунтов и условий опы-

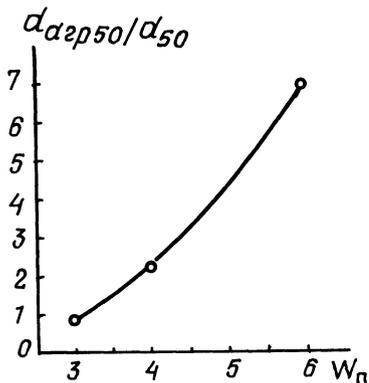


Рис. 2. Зависимость $d_{2p50}/d_{50} = f(W_p)$ для определения среднего диаметра агрегатов супесчаных грунтов.

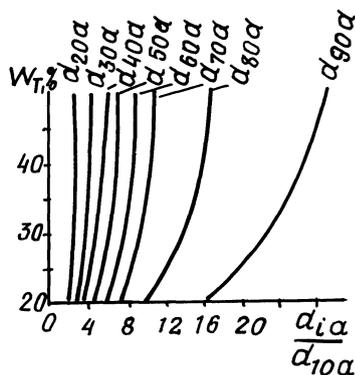


Рис. 3. Номограмма для построения агрегатного состава глинистых грунтов.

тов приведены в работе [8]. В опытах за разрушающий градиент контактного размыва принимали то значение градиента потока, при котором начинались устойчивый вынос защищаемого грунта из зоны контакта в отстойник и интенсивное нарастание осадки штампа, передающего нагрузку на контакт. Результаты сопоставления представлены в табл. 1.

Данные таблицы показывают: с возрастанием пластичности грунта увеличивается и коэффициент K , равный отношению опытного значения разрушающего градиента к расчетному. Такой характер изменения коэффициента K можно объяснить тем, что в расчетных формулах не учтены силы молекулярного сцепления между агрегатами супесчаного грунта. Силы жезти тем больше, чем пластичнее грунт. Сопоставление результатов расчетов с данными опытов позволило дополнительно ввести в формулы эмпирический коэффициент β , учитывающий наличие сцепления в супесчаных грунтах. Для супесей с числом пластичности от 3 до 6 можно принять $\beta = 1,1 \cdot W_p$.

После введения в формулы (5) и (6) значения коэффициента β расчетные зависимости в окончательном варианте примут следующий вид:

**Сопоставление опытных и расчетных значений
разрушающих градиентов контактного размыва**

Крупность фильтра, мм	$(D_{60}^0)_к$, мм	$\frac{(D_{60}^0)_к}{d_p}$	Разрушающие градиенты		К $\frac{l_{оп.сп}}{l_{расч}}$
			в опытах $l_{оп.сп}$	расчетн. $l_{расч}$	
Супесь 2, $W_n = 3$, $d_p = d_{75 арг} = 0,07$ мм					
3-10	0,31	4,30	0,84	0,183	4,6
3-5	0,26	3,61	1,10	0,314	3,5
3-30	0,37	5,14	0,66	0,143	4,6
5-10	0,55	7,60	0,38	0,107	3,56
2-10	0,16	2,29	2,10	0,573	3,66
2-20	0,17	2,43	2,00	0,496	4,03
5-7	0,44	6,10	0,53	0,125	4,24
Супесь 1, $W_n = 4$, $d_p = d_{70 арг} = 0,13$ мм					
5-10	0,55	4,23	0,84	0,154	5,55
3-20	0,32	2,46	1,85	0,43	4,30
3-30	0,37	2,85	1,50	0,269	5,50
3-5	0,26	2,00	2,50	0,591	4,22
5-7	0,44	3,38	1,18	0,218	5,44
Супесь 3, $W_n = 4$, $d_p = d_{70 арг} = 0,22$ мм					
3-7	0,24	1,10	5,70	1,20	4,75
7-10	0,90	4,10	0,89	0,198	4,75
Супесь 4, $W_n = 6$, $d_p = d_{60 арг} = 0,19$ мм					
3-10	0,31	1,63	3,25	0,433	7,5
5-10	0,55	2,87	1,45	0,118	12,3
5-7	0,44	2,30	2,00	0,30	6,66

$$\text{при } (D_{60}^0)_к \geq 2d_p$$

$$l_{разр}^{к.р} = \frac{2,94 W_n d_p \operatorname{tg} \varphi (\gamma_{ск} - \gamma_B)}{[(D_{60}^0)_к - d_p] \gamma_B}; \quad (7)$$

$$\text{при } (D_{60}^0)_к < 2d_p$$

$$l_{разр}^{к.р} = \frac{5,87 W_n d_p^2 \operatorname{tg} \varphi (\gamma_{ск} - \gamma_B)}{[2d_p^2 - 2d_p (D_{60}^0)_к + (D_{60}^0)_к^2] \gamma_B}. \quad (8)$$

Зависимости (7) и (8) можно рекомендовать для оценки фильтрационной прочности супесчаных грунтов с числом пластичности от 3 до 6 при подборе к ним фильтров в условиях контактной фильтрации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ж и л е н к о в В.Н. Водоупорные свойства грунтов ядер и экранов высоких плотин. — Л., 1968.
2. П р а в е д н ы й Г.Х. Проектирование и подбор гранулометрического состава фильтров переходных зон высоких плотин. — Л., 1966.
3. И с т о м и н а В.С. О контактном размыве песчаных грунтов. — Трин-та ВОДГЕО. М., 1974, вып. 44.
4. В я л о в С.С., П е к а р с к а я Н.К., М а к с и м я к Р.В. О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1970, № 1.
5. Б у р е н к о в а В.В. Исследование поведения суглинка в горизонтальной трещине под действием фильтрационного потока. — Трин-та ВОДГЕО. М., 1974, вып. 44.
6. М и ш у р о в а Г.В. Исследование структуры контакта супесчаных грунтов и фильтров. — В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1981, вып. 11.
7. Рекомендации по расчету обратных фильтров плотин из грунтовых материалов с глинистыми противофильтрационными устройствами и однородных плотин из супесчаных грунтов с w_{3-5} . — М., 1977.
8. М и ш у р о в а Г.В. Контактный размыв супесчаных грунтов. — Трин-та ВОДГЕО. Научные исследования в области гидротехники. М., 1977, вып. 61.

УДК 626.86+626.212

Г.Г.КРУГЛОВ, канд.техн.наук, и.о. доц. (БПИ)

ИССЛЕДОВАНИЕ НА ПРИБОРЕ ЭГДА ПРИДАМБОВОГО ДРЕНАЖА, РАБОТАЮЩЕГО С НАВИСАНИЕМ

При определенных условиях над несовершенной придамбовой дренаей, защищающей территорию от подтопления, образуется участок нависания, величину которого можно определить по эмпирической зависимости [1, 2]:

$$\left(\frac{\Delta h}{D}\right)^2 = 0,00414 \frac{q_r}{(l_r^2 - 3,28 l_r)} \left(\frac{t}{D}\right)^{2,7} - 2,83. \quad (1)$$

Зависимость (1) выведена в результате обработки экспериментальных данных, полученных на опытной установке, оборудованной в грунтовом лотке [3]. Несмотря на то, что диапазон значений относительных размеров l_2/l_1 и t/D (рис. 1.), исследованных в грунтовом лотке, достаточно широк, он тем не менее не охватывает всех встречающихся в проектной практике случаев.

В связи с этим были проведены исследования придамбовой дренаей, работающей с нависанием, на приборе ЭГДА 9-60, которые позволили сопоставить результаты опытов, полученных в грунтовом лотке и на ЭГДА, а также значительно расширить область применения зависимости (1).

Существующие методы моделирования безнапорной фильтрации на приборах ЭГДА [4–8] позволяют исследовать работу дренаей как без участка нависания (в этом случае на дренаю подается нулевой потенциал), так и с ним, для чего предварительно вычисляется величина участка нависания. Для моделирования работы дренаей с нависанием была разработана следующая методика исследований.

Для рассматриваемой расчетной схемы по (1) вычислялась величина участка нависания Δh и определялась ордината кривой депрессии над дренаей (см. рис. 1.):

$$h_{др} = t + \frac{D}{2} + \Delta h, \quad (2)$$

где t — расстояние от оси дрены до водоупора; D — диаметр дрены.

Выбирался соответствующий масштаб моделирования и, согласно общим правилам [5, 7], из электропроводной бумаги вырезалась модель. Исследования на ней велись в два этапа.

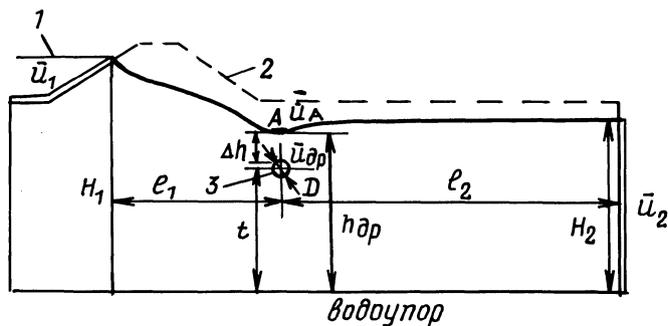


Рис. 1. Расчетная схема модели на электропроводной бумаге: 1 — водохранилище; 2 — дамба; 3 — придамбовая дрена.

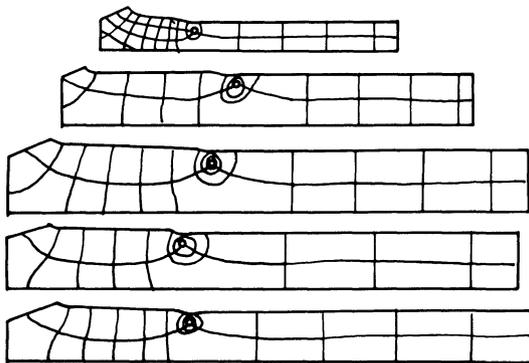


Рис. 2. Примеры построения гидродинамических сеток.

На первом этапе для нахождения верхней границы области фильтрации отыскивалось положение кривых депрессий в сторону водохранилища (H_1) и коренного берега (H_2). Использовался известный способ последовательного подрезания модели [5]. Приведенные потенциалы на границах области фильтрации рассчитывались по зависимости

$$\bar{u} = \frac{\Delta \bar{u}}{\Delta \bar{u}_{\max}} = \frac{H_i - H_{\min}}{H_{\max} - H_{\min}}, \quad (3)$$

где напору $H_{\max} = H_1$ соответствовал потенциал 100%, а $H_{\min} = h_{\text{др}}$ – потенциал 0%.

На этом этапе дрена в схему не включалась, а нулевой потенциал подавался в точку, соответствующую отметке уровня грунтовых вод над дренай (точка А, рис. 1).

На втором этапе с учетом верхней границы области фильтрации (кривые депрессии) пересчитывались приведенные потенциалы, подаваемые на контуры питания, для чего использовалась зависимость (3). При этом за нулевую плоскость отсчета принимался водоупор (следовательно, $H_{\min} = 0$). Тогда на контур питания со стороны водохранилища, как и на первом этапе, подавался потенциал 100%:

$$\bar{u}_1 = \frac{H_1}{H_1} = 1,0,$$

на контур питания со стороны коренного берега:

$$\bar{u}_2 = \frac{H_2}{H_1},$$

а в точку А для моделирования участка нависания:

$$\bar{u}_A = \frac{h_{\text{др}}}{H_1}.$$

В месте установки дрена крепились шина, на которую подавался нулевой потенциал.

В результате исследований на электропроводной бумаге строилась гидродинамическая сетка, по которой с учетом масштаба модели определялись расходы, поступающие в дрена со стороны водохранилища и коренного берега, и суммарный дебит дрена:

$$q = q_1 + q_2; \tag{4}$$

$$q_{1,2} = \sum_0^p \frac{k}{\Delta h} \Delta S, \tag{5}$$

где p – число лент расхода на гидродинамической сетке; n – число эквипотенциалей; ΔS – ширина ленты расхода; Δl – длина линии тока между соседними эквипотенциалами.

На рис. 2 показаны примеры построения на ЭГДА гидродинамических сеток для опыта №4 (табл. 1) и для схем 2–5 (табл. 2).

Принятая методика была проверена путем сопоставления опытных данных, полученных в грунтовом лотке и на ЭГДА. Приведенные в табл. 1 результаты сопоставления подтвердили достоверность разработанной методики моделирования дрена, работающей с нависанием.

В соответствии с принятой методикой моделирования были выполнены исследования по расширению области применения зависимости (1). Для это-

Таблица 1

**Сопоставление опытных данных, полученных
в грунтовом лотке и на приборе ЭГДА**

№ опы- тов	Удельный расход $q, \text{см}^2/\text{с}$		Ординаты кривых депрессий на расстоянии $x = 50 \text{ см}, 150, 250 \text{ см}$ от оси дрены в сторону коренного берега, см					
	ЭГДА	грунто- вый ло- ток	ЭГДА			грунтовой лоток		
			H_{x1}	H_{x2}	H_{x3}	H_{x1}	H_{x2}	H_{x3}
1	0,0725	0,0748	61,0	62,1	63,3	61,2	62,3	63,2
2	0,1930	0,2100	59,5	61,8	63,0	59,4	61,5	62,7
3	0,1405	0,1334	43,5	44,0	44,5	43,4	43,7	44,0
4	0,0592	0,0568	61,5	63,0	64,0	61,7	62,3	62,7
5	0,1060	0,1048	43,0	43,7	44,3	43,2	43,4	43,6
6	0,0749	0,0728	60,0	62,5	62,8	60,0	61,4	62,0
7	0,1970	0,1866	53,5	54,0	54,3	53,0	53,5	53,6

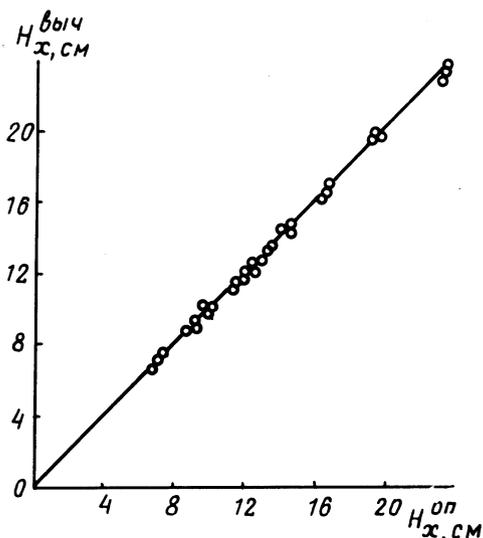
Таблица 2

**Сопоставление опытных и вычисленных значений
дебитов дрены**

№ схем	Относительные размеры схем		Удельный фильтрационный расход $q, \text{м}^2/\text{сут}$		$\Delta q = \frac{q_{\text{ЭГДА}} - q_{\text{выч}}}{q_{\text{ЭГДА}}} \times 100\%$
	$\frac{l_2}{l_1}$	$\frac{t}{D}$	вычисленный по зависимо- сти (1)	определенный на ЭГДА	
1	1,3	27	1,80	2,104	14,4
2	1,5	25	2,16	2,392	9,7
3	2,0	20	2,92	3,352	12,9
4	2,52	22,5	2,00	2,112	5,3
5	2,67	16	2,12	2,096	1,1
6	4,0	14	2,52	2,668	5,5
7	5,0	90	3,16	3,428	7,8
8	6,0	10	2,36	2,432	3,0
9	7,0	60	4,12	3,952	4,3
10	9,5	40	3,24	3,76	13,8

го выбраны десять реальных расчетных схем придамбовой дрены, защищающей территорию от подтопления, основные размеры которых изменялись в пределах: $8 \leq t \leq 25 \text{ м}$; $24 \leq l_1 \leq 60$; $60 \leq l_2 \leq 90 \text{ м}$. Они охватывали наиболее часто встречающиеся в практике случаи проектирования придамбовых защитных дрен, не исследованные на опытной установке в грунтовом лотке. По разработанной методике [2] выполнялись фильтрационные расчеты дрен, которые во всех случаях работали с нависанием. Вначале рассчитывалась величина участка нависания, затем из электропроводной бумаги вырезалась модель и производились исследования на ЭГДА. Определялся дебит дрены и

Рис. 3. Сравнение опытных и вычисленных ординат кривых депрессий.



на гидродинамической сетке измерялись по три ординаты кривой депрессии на защищаемой территории, которые сравнивались с вычисленными значениями. Если опытные данные хорошо совпадали с расчетными, то считалось, что зависимость (1) справедлива для исследуемой расчетной схемы.

Результаты сопоставления приведены на рис. 3 и в табл. 2.

В исследованном диапазоне относительных размеров схем совпадение расчетных и опытных данных хорошее.

Расхождение в фильтрационных расходах не превышало 14%, а ординаты депрессионных кривых совпадали почти полностью, о чем свидетельствовало расположение всех точек (см. рис. 3) на биссектрисе угла XOY (расхождение расчетных данных с опытными на графике характеризуется отклонением точек от биссектрисы угла).

В результате выполненных исследований была установлена область применения зависимости (1), которая характеризуется следующими относительными размерами расчетных схем:

$$1,3 \leq \frac{l_2}{l_1} \leq 10; \quad 3 \leq \frac{t}{D} \leq 90.$$

ЛИТЕРАТУРА

1. К р у г л о в Г.Г. Определение участка нависания грунтового потока над придамбовой дренай. — НТИ. Мелиорация и водное хозяйство: Инф. бюл., 1977, № 11.
2. К р у г л о в Г.Г. Фильтрационный расчет придамбовой дренай при образовании над ней участка нависания. — В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1979, вып. 9.
3. К р у г л о в Г.Г. Влияние участка нависания грунтового потока на работу придамбовой несовершенной дренай. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1977, вып. 7.
4. В е в и о р о в с к а я М.А., К р а в ч е н к о И.П., Р у м я н ц е в С.А. Методы гидравлических аналогий В.С.Лукиянова и метод электрогидродинамических аналогий Н.Н.Павловского применительно к фильтрационным расчетам. — М., 1962.
5. Д р у ж и н и н Н.И. Метод электрогидродинамических аналогий и его применение при исследовании фильтрации. — М. — Л., 1956.
6. Ж е р н о в И.Е., Ш е с т а к о в В.М. Моделирование фильтрации подземных вод. — М., 1971.
7. Ж е р н о в И.Е., П а в л о в е ц И.Н. Моделирование фильтрационных процессов. — Киев, 1976.
8. Ф и л ь ч а к о в П.Ф., П а н ч и ш и н В.И. Интеграторы ЭГДА. Моделирование потенциальных полей на электропроводной бумаге. — Киев, 1961.

ПРИРОДА НАЧАЛЬНЫХ ГРАДИЕНТОВ ФИЛЬТРАЦИИ

В настоящее время считается [1–3], что основной причиной начального градиента i_n фильтрации воды в грунтах является наличие пленок связанной воды вокруг частиц грунта и их последующий сдвиг при увеличении градиента напора i .

Однако известно, что i_n существует и в песчаных грунтах [4], в которых невозможно заполнение пор одной только связанной водой. Отсюда вытекает предположение, что начальные градиенты в грунтах должны обуславливаться наличием пузырьков воздуха, защемленных в свободной воде.

Положение о наличии свободной воды на пути фильтрации в порах насыщенных глинистых грунтов не требует специальных доказательств. Концепция же о защемленных пузырьках воздуха нуждается во всестороннем рассмотрении, ибо, по существующему мнению, в определенных условиях можно увлажнить грунт так, чтобы он не содержал защемленного воздуха. Рассмотрим различные возможные случаи увлажнения грунта.

Наличие защемленного воздуха легко установить, если увлажнение образца грунта происходит с одной стороны, но под действием напора воды. Тогда струйки воды, обогнав соседние, взаимно перемыкаются на своем пути и отсекают замкнутые объемы воздуха. С течением времени защемленные пузырьки воздуха перемещаются из меньших пор в большие, так как в последних они имеют минимум поверхностной энергии.

Легко объясняется защемление воздуха в порах грунта при его увлажнении без напора, но при смачивании образца грунта одновременно со всех сторон.

Следующий случай является более сложным. Как принято считать, защемленного воздуха не образуется, если увлажнять образец с одной стороны за счет капиллярного всасывания воды. В этом случае говорят, что воздух свободно выходит через еще не увлажненные поверхности образца. Если предварительно прокипятить воду или провакуумировать ее [1], то в порах грунта, насыщенного такой водой, защемленный воздух отсутствует [1].

Чтобы проверить это положение, автором были проведены специальные наблюдения на установке, представляющей прозрачный тонкостенный сосуд с грунтом и прикрепленным к нему переоборудованным оптическим микроскопом. Различные виды грунтов увлажнялись предварительно прокипяченной и вакуумированной водой. Увлажнение производилось с одной стороны образца.

В результате было установлено, что в начале увлажнения образца грунта мениск одного из углов (1 на рис. 1, а) поры на стыке гранул скелета тянет воду из соседнего пространства. При этом мениск уменьшает кривизну. Слой воды в углу утолщается, и дуга его удлиняется (рис. 1, а и б). Затем, вследствие того что дуга удлинилась, этот слой соединяется с соседним меньшим мениском большей кривизны. Тогда второй, более сильный мениск перетя-

гивает воду к себе из первого, а первый в это время — из остальной соседней с ним массы воды. Аналогичная картина наблюдается и на третьем стыке, но в общем случае несинхронно со вторым. Затем дуги трех менисков (и других соседних с данной полостью в пространстве трех измерений) объединяются в замкнутую одну кривую поверхность, стремящуюся к сферической по закону минимизации поверхностной энергии, так как эти дуги удлиняются и кривизна их уменьшается. При смыкании дуг соседних менисков ставшая замкнутой кривая сначала уплощается, слой воды по концам дуг менисков утолщается (рис. 1, в). Образовавшаяся полость может заполняться

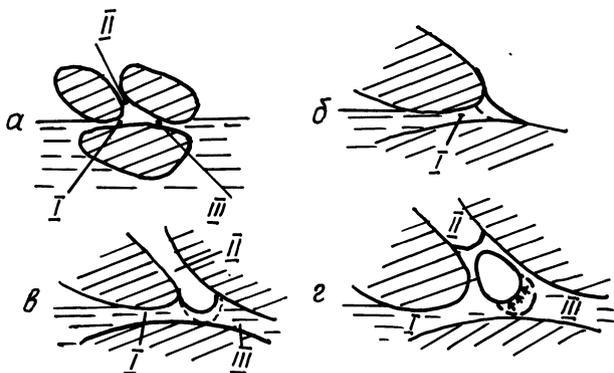


Рис. 1. Фазы образования защемленного воздуха при увлажнении образца грунта с одной стороны.

водой, если при сокращении ограничивающей ее кривой поверхности воздух выходит через одну из верхних щелей. Тогда в ней создается мениск (если он отсутствовал). Однако было обнаружено, что данный верхний мениск часто образуется раньше, чем полость начнет сокращаться. В этом случае при достаточной силе верхний мениск противодействует выталкиванию воздуха через заблокированную им щель, действуя против сил сокращения мениска общей кривой поверхности воды в полости (рис. 1, г). Объем воздуха отсекается. Появляется защемленный пузырек воздуха. В итоге установлено, что защемленный воздух в грунте может образоваться и при его увлажнении подпитыванием с одной стороны, даже если вода предварительно дегазирована.

Наблюдение на опытной установке за дальнейшим увлажнением грунта показало, что ранее образовавшиеся пузырьки воздуха создают препятствия для всасывания воды в грунт менисками, ибо возникают жаменовские цепочки. Сопротивление этих цепочек тяге менисков вызывает подсосывание воды через другие, еще не закрытые защемленным воздухом поры. Это приводит к образованию новых пузырьков по описанной выше схеме. При опытах с глинистыми грунтами было замечено, что следом за фронтом увлажнения в порах, которые сплошь заняты водой, образуются также пузырьки воздуха, хотя вода предварительно дегазирована.

Образование этих пузырьков можно объяснить следующим образом. При возрастании сопротивления движение воды за менисками фронта увлажнения сила тяги увеличивается, так как кривизна менисков зависит от сопротивления позади них. Процесс увлажнения продолжается при больших силах тяги менисков, преодолевающих сопротивление жаменовских цепочек и большое вязкостное сопротивление поровых каналов, которое обратно пропорционально пятой степени поперечного размера поры [6]. Большая сила тяги менисков в глинистых грунтах при соответствующем большом сопротивлении движению тащимой воды вызывает появление позади тянущих менисков больших разрежений. Это в свою очередь приводит к тому, что увлажненная часть скелета начинает выделять в воду газ, который всегда имеется в материале скелета. В результате создаются новые пузырьки воздуха, образующие новые жаменовские цепочки.

В тех порах, где пузырьки еще не образовались, скорость тока воды увеличивается, что приводит к росту вязкостных сил сопротивления и соответственно к образованию новых пузырьков воздуха. Таким образом, тяга менисков вызывает полное перекрытие пути воде пузырьками воздуха.

Дальнейшие наблюдения показали, что сопротивление пузырьков, перекрывающих поры, преодолеваются менисками фронта увлажнения за счет перетягивания этих пузырьков в соседние, меньшие поры, что отражено на схеме (рис. 2). Эти перемещения происходят в тех местах, где меньше количество рядов пузырьков (горизонтальных при увлажнении снизу). Затем здесь образуются все новые ряды пузырьков за продвигающимися вперед менисками, что, очевидно, вызывается возрастанием вязкостных сил. Возросшее сопротивление жаменовских цепочек продолжает преодолеваться тягой менисков фронта увлажнения грунта, ибо их кривизна здесь достигает весьма больших значений. Так, по приближенным расчетам [7], тяга мениска в этом случае может достигать $n \cdot 10^9$ Па.

К приведенным выше четырем схемам образования заземленного в глинистом грунте воздуха сводятся и другие возможные условия увлажнения грунта. Потому можно заключить, что свободная вода глинистого грунта включает многочисленные заземленные пузырьки воздуха.

Далее наблюдениями на той же установке обнаружено: когда фронт увлажнения приходится на верхнюю границу образца, т.е. после прекращения увлажнения пузырьки, образовавшиеся в грунте, стремятся занять те ближайшие большие поровые полости, в которых они меньше деформированы, т.е. в которых они ближе к сферической форме. При этом иногда происходит объединение двух и более малых пузырьков в один больший, что, очевидно, объясняется стремлением к уменьшению общей поверхностной энергии. Процесс перемещения пузырьков из меньших пор в большие происходил таким образом, как это изображено на рис. 2, но фазы этого процесса протекали в обратном порядке.

Таким образом, установлено, что в увлажненном глинистом грунте по всему объему рядом с большей порой, занятой пузырьком воздуха, находится не занятая им меньшая пора, т.е. поры грунта после его увлажнения заблокированы совокупностью пузырьков, препятствующих движению воды.

Далее наблюдения были продолжены при исследовании процесса фильт-

рации воды после увлажнения грунта. Для этого изучаемый образец подвергался действию напора воды. Фильтрация при малых градиентах напора отсутствовала. И лишь по достижении определенного градиента напора (назовем его по традиции начальным) пузырьки отжимались из больших пор в соседние мелкие поры. Отжатие происходило по той же схеме, что и при отсосе менисковой тягой при увлажнении (см. схему рис. 2, p_1 и p_2 в этом случае положительны и $p_2 > p_1$).

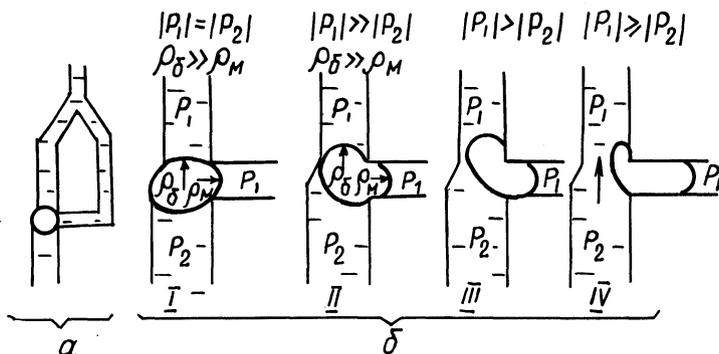


Рис. 2. а — схема элементарного участка грунта; б — фазы перемещения пузырька в соседнюю пору:
 P_1, P_2 — давления в грунтовой воде с разных сторон пузырька; ρ_δ, ρ_M — радиусы кривизны мениска соответственно в большей и меньшей порах.

Как и в вышеописанном случае, если общая поверхность нового пузырька с увеличенной площадью оказывается неустойчивой, он при отжатии дробится на несколько мелких. При небольшом падении градиента напора пузырьки стремятся на прежние места — в большие поры и перекрывают частично или полностью каналы фильтрации воды. Этот переход был обусловлен, очевидно, тем, что состояние пузырьков в меньших порах энергетически невыгодно.

Рассмотрим изображенный на рис. 2 и 3 элементарный участок грунта с водой и пузырьком с точки зрения теории автоматического управления. Каждый пузырек вместе с водой и непосредственно прилегающими к нему пора́ми и каналами является объектом управления — динамической системой [8], которая в зависимости от параметров может иметь аperiodические переходные процессы, быть способной к колебаниям или вообще работать в автоколебательном режиме. Совокупность режимов работы таких элементарных систем в грунте, очевидно, обуславливает режимы фильтрации. Соответственно параметры элементарных объектов управления (коэффициенты усиления, постоянные времени, коэффициенты демпфирования, запаздывания) будут определять значения фильтрационных параметров — начального градиента и скорости фильтрации v_ϕ на нелинейном участке кривой $v_\phi = f(i)$. Но так как параметры элементарного объекта управления обуславливаются физическими характеристиками грунта и воды (пористостью грунта, вязкостью воды и ее поверхностным натяжением и др.), появляется возможность опре-

деления фильтрационных параметров через указанные параметры элементарного объекта управления, который в этих условиях, с одной стороны, выступает как промежуточное звено между фильтрационными характеристиками грунта и, с другой — физическими параметрами грунта и воды. Это означает, что указанный объект управления является тем недостающим звеном цепи, которое позволит установить указанную выше связь.

Опишем установленный объект управления, пользуясь основными положениями теории автоматического управления. Данный объект, как следует из вышеприведенного, будет иметь чаще всего две емкости: первую (большую) поровую полость и вторую — меньшую (реже — несколько меньших, см. выше). Пузырек воздуха отжимается односторонним внешним воздействием — давлением в фильтрующей воде. Препятствуют этому перемещению

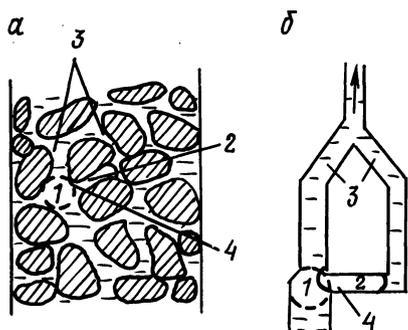


Рис. 3. Динамическая система: а — схема реальной системы; б — функциональная схема; 1 — первая емкость (большая); 2 — вторая емкость (меньшая); 3 — естественный байпас (может быть несколько параллельных); 4 — основной канал.

упругость поверхности воздушного пузырька и гидравлическое сопротивление каналов (пор) (3, рис. 3), байпасирующих эти две емкости (1, 2, рис. 3), т.е. каналов, соединяющих их параллельно основному каналу (4, рис. 3), по которому перемещается пузырек из одной емкости в другую. Из характера физических свойств жидкости вытекает, что упругость пузырька обусловливается стремлением площади поверхностного слоя к минимальному значению и проявляется при любых (быстрых и медленных) изменениях давления в воде. Из гидромеханики в свою очередь известно, что гидравлическое сопротивление байпаса тем больше, чем выше скорость перемещения воды. Поэтому его сопротивление проявляется при быстрых изменениях давления и соответственно быстрых перемещениях пузырька из одной емкости в другую и обратно.

Описанная система склонна к колебаниям [8], если:

- 1) гидравлическое сопротивление байпасирующих каналов сравнительно невелико, т.е. система незадемпфирована;
- 2) пузырек обладает достаточно большой упругостью;
- 3) названные емкости мало отличаются по объему.

Указанные требования отвечают грунтам с определенными физическими характеристиками: первое требование — глинистым грунтам с наиболее крупными поровыми каналами; второе — минимальным для пор данного грунта размерам пузырьков; третье — грунтам с малым несовпадением [5] порозности. Если указанные параметры будут близки к экстремальным зна-

чениям, система неустойчива и при малейшем возмущении внешнего давления в воде работает в автоколебательном (пульсирующем) режиме. При этом автоколебания могут принимать такой размах амплитуды, при котором пузырек не возвращается в одну из своих двух прежних емкостей, а перейдет в новую. Тогда динамика новой системы, очевидно, станет иной, так как сменяются емкости и, соответственно, байпасирующие каналы.

Если же, в отличие от предыдущего случая, глинистый грунт имеет поровые каналы минимальных сечений, а воздушные пузырьки, напротив, — максимальные размеры и большее несовпадение порозности, система будет работать устойчиво, т.е. в аperiodическом режиме, в пределе при экстремальных значениях указанных параметров — в ключевом режиме. Тогда воздушный пузырек будет работать устойчиво как упругий шаровый клапан, который полностью перекроет канал фильтрации или полностью его откроет.

В реальном грунте, очевидно, наиболее часто встречаются смешанные динамические режимы работы воздушных пузырьков, насыщающих поровое пространство образца. При этом отжатие пузырьков всегда начинается лишь по достижении определенного значения градиента напора воды, являющегося начальным, а дальнейшее увеличение скорости фильтрации зависит от указанных выше характеристик элементарной динамической системы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Грунтоведение / Сергеев Е.М., Голодковская Г.А., Зиангиров Р.С. и др. — М., 1971.
2. Цытович Н.А. Механика грунтов. — М., 1979.
3. Чугаев Р.Р. Гидравлика. — Л., 1971.
4. Костюкович П.Н. Гидрогеологические основы вертикального дренажа. — Минск, 1979.
5. Качинский Н.А. Физика почвы. Ч. II. Водно-физические свойства и режимы почв. — М., 1970.
6. Повх И.Л. Техническая гидромеханика. — Л., 1969.
7. Кумачев В.И. Механизм кавитационной эрозии. — В сб.: Науч. тр. БСХА, Горки, 1979, вып. 57.
8. Фельдбаум А.А., Бутковский А.Г. Методы теории автоматического управления. — М., 1971.

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Гатилло П.Д.</i> О схеме регулирования и территориального перераспределения речно-го стока Белоруссии	3
<i>Жуков Д.Ф.</i> Водный баланс г. Минска	14
<i>Карловский В.Ф., Черник П.К., Минаев И.В., Саплюков Ф.В.</i> Регулирование режима и качества стока малых рек в системе природоохранных мероприятий при мелиорации земель	19
<i>Дрозд В.В.</i> Оценка гидрологических характеристик межени по картографической информации	25
<i>Гончаронок Б.М.</i> Определение вектора смещения дождя	29
<i>Коваленко Э.П.</i> К построению плана поверхностных скоростей при плавно изменяющемся неустановившемся движении воды	32
<i>Филиппович И.В., Левкевич Е.М., Кунцевич Н.М., Пенькевич В.Н.</i> Вопросы гидравлических исследований участка поймы, стесненной намываемой территорией	38
<i>Левкевич В.Е.</i> Натурные исследования течений на малых равнинных водохранилищах	43
<i>Старинский В.П.</i> Гидравлический расчет водопроводных сетей методом баланса расходов воды в узлах	47
<i>Гатилло С.П.</i> К определению геометрических масштабов физических моделей трубчатых водосбросов	55
<i>Керницкий В.Д.</i> Оценка масштабного эффекта при расчете сифонного водовыпуска с зарядной трубкой	58
<i>Поваляев М.К.</i> Экспериментальное исследование гидродинамического воздействия на крепление отводящего русла водорегулирующих сооружений	62
<i>Шнипов Ф.Д.</i> Обобщение исследований по распределению на средней вертикали кинематического коэффициента турбулентной вязкости	67
<i>Кузменков В.И.</i> Влияние формы выходной части низконапорных сооружений на гидравлический режим в отводящем канале	74
<i>Волнярский И.П., Иткина Г.Е., Хейнман В.Б.</i> К определению критической глубины в русле трапецеидальной формы	79
<i>Козлов Д.А., Карпенчук И.В.</i> Возникновение и развитие кавитации в устройствах типа трубки Вентури при высоких статистических давлениях	82
<i>Кравцов М.В., Дмухайло Е.И., Федюкович И.В.</i> К определению расхода воды ротаметрами	88
<i>Козлов Д.А., Шаталов И.М., Авдонькин А.Ф.</i> Пирамидальный рыбозаградитель с качающимися флейтами	92
<i>Филиппович И.В., Богославичик П.М.</i> Водосброс по типу размываемой вставки	96
<i>Левкевич Е.М., Сурма Н.В.</i> Исследование способов защиты берегов и верховых откосов земляных плотин креплением из крупнооблочных элементов	100
<i>Ленартович Е.С.</i> Связь расхода наносов со скоростными характеристиками волнового потока при размыве откоса	104
<i>Щербатов Г.А.</i> Прогноз динамики уровней грунтовых вод с учетом изменения емкостных и фильтрационных параметров	109
<i>Истомина В.С., Мишурова Г.В.</i> О расчете прочности супесчаных грунтов при контактной фильтрации	116
<i>Круглов Г.Г.</i> Исследование на приборе ЭГДА придамбового дренажа, работающего с нависанием	121
<i>Кумачев В.И.</i> Природа начальных градиентов фильтрации	126

**ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО**

Выпуск 12

Зав. редакцией *А.Я.Канторович*

Редактор *А.С.Гликман*

Худож. редактор *Ю.С.Сергачев*

Техн. редактор *Г.А.Лакишик*

Мл.редактор *Т.И.Досаева*

Корректоры *Н.И.Бондаренко, З.Б.Звонарева*

График *Н.В.Журавлева*

Оператор *М.К.Борисова*

ИБ 1360

Подписано в печать 7.07.82. АТ 11869. Формат 60х90 1/16. Бумага офсет. Гарнитура Универс. Офсет печать. Усл.печ.л. 8,75. Усл.кр.-отт. 9,125. Уч.-изд.л. 10,13. Изд. № 81—209. Тираж 500 экз. Зак 6551. Цена 1 р. 60 к.

Издательство "Вышэйшая школа" Государственного комитета БССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 220048. Минск, проспект Машерова, 11.

Типография "Победа". Молодечно, ул. Тавлая, 11.

Отпечатано с оригинала-макета, изготовленного в издательстве "Вышэйшая школа"

РЕФЕРАТЫ

УДК 627.81+626.82

Гатилло П.Д. О схеме регулирования и территориального перераспределения речного стока Белоруссии. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 3—13.

На перспективу в 70 лет для обеспечения нужд народного хозяйства в воде и сохранения в реках расходов не ниже минимально допустимых, необходимы регулирование речного стока и переброска в южные районы в расчетный маловодный год примерно 4 км³ воды. Кроме уже действующих и намеченных на малых и средних реках, предлагается создание нескольких крупных водохранилищ на основных реках республики. Выдвигаются вопросы о создании единой для республики системы регулирования и распределения стока, представляющей сочетание указанных водохранилищ с системой распределительных водоводов, проложенных, как правило, по водораздельным зонам (для самотечного обводнения из них обоих склонов), выделении 8 относительно небольших бассейнов в качестве резерва речных вод для питьевого водоснабжения больших городов. Своевременная разработка схемы образования и развития рассматриваемой системы предупредит нерациональные решения. — Ил. 1. Табл. 1. Библиогр. 16.

УДК 556.1

Жуков Д.Ф. Водный баланс г. Минска. Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 14—18.

Описана методика составления водного баланса г. Минска. Приведены результаты составления баланса за первоначальный трехлетний период эксплуатации Вилейско-Минской водной системы. Определен ущерб, наносимый речному стоку от действия водозаборов подземных вод.

Ставится вопрос о введении платы за забор подземной воды в счет компенсации эксплуатационных затрат Вилейско-Минской водной системы. — Ил. 1. Табл. 1. Библиогр. 5.

УДК 556.114

Регулирование режима и качества стока малых рек в системе природоохранных мероприятий при мелиорации земель/В.Ф.Карловский, П.К.Черник, И.В.Минаяв, Ф.В.Саплюков. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 19—25.

Обосновывается требование создания технически и экологически совершенных мелиоративных систем. Рассмотрена принципиальная схема регулирования режима и качества стока малых рек с помощью водохранилищ и охватывающих их фильтрационных каналов. Приведены материалы, подтверждающие эффективность предложенных природоохранных мероприятий при мелиорации речных пойм. — Ил. 1. Табл. 3.

УДК 556.18

Дрозд В.В. Оценка гидрологических характеристик межени по картографической информации. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 25—29.

Показана целесообразность использования гидравлично-морфометрических характеристик потока, приведенных на топографических картах, для гидрологического обос-

Работа посвящена изучению влияния формы выходной части сооружения на длину участка переформирования скоростей в потоке на начальном участке отводящего канала. На основании анализа экспериментальных данных, полученных на различных моделях гидросооружений, установлено, что длина этого участка уменьшается с увеличением степени стеснения потока сооружением. Увеличить степень стеснения потока можно путем устройства расширяющейся в плане выходной части сооружения. В этом случае для ликвидации сбойности течения необходимо применить специальной конструкции гасители либо прилегающий участок отводящего канала выполнить по типу сходящейся в плане воронки. — Ил. 2. Табл. 1.

УДК 532.5:637+518.3

Вопнярский И.П., Иткина Г.Е., Хейнман В. Б. К определению критической глубины в русле трапецидальной формы. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 79—82.

Для вычисления критической глубины в русле трапецидальной формы предлагает уравнение, уточняющее метод И.И.Агроскина и расширяющее область его использования. Разработанная шкальная номограмма позволяет упростить определение критической глубины в руслах указанной формы. — Ил. 1. Библиогр. 4.

УДК 532.528

Козлов Д.А., Карпенчук И.В. Возникновение и развитие кавитации в устройствах типа трубки Вентури при высоких статических давлениях. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 82—92.

Приведены результаты исследований возникновения и развития кавитационного течения в устройствах типа трубки Вентури. Описан стенд высокого давления. Раскрыты некоторые основные закономерности процесса возникновения и развития кавитации при высоких статических давлениях. Дан анализ применимости существующих зависимостей на основании определения критических чисел кавитации. Приведены эмпирические зависимости по определению критических чисел кавитации и расчету рассматриваемых устройств. — Ил. 3. Библиогр. 6.

УДК 681.121.8/89

Кравцов М.В., Дмухайло Е.И., Федюкович И.В. К определению расхода воды ротаметрами. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, с. 88—92.

Предложены новые конструктивные элементы расходомера-ротаметра и формула расчета воды с точностью 1-2% при уровне значимости 5%.

Приводятся опытные данные, полученные авторами при испытании расходомеров. — Ил. 2. Библиогр. 3.

УДК 626.88

Козлов Д. А., Шаталов И. М., Авдонькин А.Ф. Пирамидальный рыбозаградитель с качающимися флейтами. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 92—96.

На основании изучения существующих типов рыбозаградителей, их конструктивных особенностей и недостатков предлагается новый тип рыбозаградителя.

Приведен анализ его работы. Исходя из результатов гидравлических и биологических исследований, проведенных на модели, дается оценка предлагаемого рыбозаградителя как эффективного рыбозащитного устройства, которое может использоваться в существующих и проектируемых сооружениях. — Ил. 2. Библиогр. 6.

УДК 627.83

Филиппович И.В., Богославчик П.М. Водосброс по типу размываемой вставки. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с.96—100.

Предлагается конструкция водосбросного сооружения по типу "размываемой вставки" с применением полимерных материалов, ограничивающих размыв. Показаны преимущества и недостатки такого типа сооружений по сравнению с традиционными и области их использования. — И. 1. Библиогр. 5.

УДК 627.4

Левкевич Е.М., Сурма Н.В. Исследование способов защиты берегов и верховых откосов земляных плотин креплением из крупноблочных элементов. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 100—104.

Приведены результаты лабораторных исследований способов защиты берегов и верховых откосов плотин различными типами креплений. Установлено, что при наличии на грунтовом откосе перед его затоплением крупноблочных элементов или железобетонного тюфяка вырабатывается более экономичный волноустойчивый профиль берега. — Ил. 1. Табл. 1. Библиогр. 4.

УДК 627.222

Ленартович Е.С. Связь расхода наносов со скоростными характеристиками волнового потока при размыве откоса. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 104—109.

Установлена зависимость расхода наносов от интенсивности турбулентности волнового потока при размыве откоса, которая может быть использована для определения расхода наносов при фронтальном подходе волны к откосу. — Ил. 3. Библиогр. 7.

УДК 626.8:624.131.6

Щербakov Г.А. Прогноз динамики уровней грунтовых вод с учетом изменения емкостных и фильтрационных параметров. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 109—116.

Излагается графоаналитический метод определения параметров безнапорных плоскостных параллельных потоков.

На основе обобщения экспериментальных данных рекомендуется аппроксимировать изменение емкостных и фильтрационных характеристик дренируемых грунтов во времени выражением $\tau(t) = \tau_n / (1 + \tau_n \Delta \gamma e^{-\gamma t})$, где $\tau(t)$ — время стабилизации по Аверьянову, τ_n , Δ , γ параметры фильтрационной модели. Приведен пример расчета по предлагаемой методике. — Ил. 3. Библиогр. 9.

УДК 624.131.37

Истомина В.С., Мишурова Г.В. О расчете прочности супесчаных грунтов при контактной фильтрации. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 116—121.

Рассматривается фильтрационная прочность контакта супесчаного грунта и материала фильтра. Приводятся зависимости для определения величины разрушающего градиента контактного размыва супесчаных грунтов с учетом их связности, а также структуры контакта фильтра с защищаемым грунтом. — Ил. 3. Табл. 1. Библиогр. 8.

УДК 626.86+626.212

К р у г л о в Г.Г. Исследование на приборе ЭГДА придамбового дренажа, работающего с нависанием. Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12 с. 121—125.

На основе разработанной методики исследований на приборе ЭГДА придамбовой дрены, работающей с нависанием, получены данные, позволяющие значительно расширить область применения экспериментальной зависимости для вычисления участка нависания. — Ил. 3. Табл. 2. Библиогр. 8.

УДК 532.5

К у м а ч е в В.И. Природа начальных градиентов фильтрации. Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 126—131.

Предлагается новая теория начальных градиентов фильтрации, которая основывается на существовании в свободной воде, насыщающей грунт, защемленных пузырьков воздуха. На основе рассмотрения элементарного объема грунта с водой как объекта автоматического управления показана принципиальная возможность определения фильтрационных параметров через физические характеристики грунтов. — Ил. 3. Библиогр. 8.