

338
В62

**ВОДНОЕ
ХОЗЯЙСТВО
БЕЛОРУССИИ**

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ БССР

Белорусский ордена Трудового Красного Знамени
политехнический институт

РЕСПУБЛИКАНСКИЕ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЕ СБОРНИКИ

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ

Выпуск 1

ИЗДАТЕЛЬСТВО «ВЫШЭЙШАЯ ШКОЛА»
МИНСК 1971

Межведомственный научно-технический сборник издается с целью систематической публикации научных работ в области водного хозяйства республики, гидросооружений и водоснабжения, имеющих теоретическое и практическое значение. Публикуются работы ученых и аспирантов, а также информации о водохозяйственных стройках республики.

В статьях, публикуемых в сборнике, отражены следующие тематические направления: гидротехнические сооружения и их расчеты; гидравлические исследования гидросооружений и насосных станций; инженерные мелиорации; гидрологические расчеты для целей водохозяйственного строительства; организация и планирование гидротехнического мелиоративного строительства и строительства систем водоснабжения; инженерные решения в водохозяйственном строительстве.

Публикуемые работы будут способствовать более широкому обмену информацией между различными научными учреждениями, проектными, строительными организациями в области водохозяйственного строительства, успешному развитию научных исследований, техническому прогрессу в водном хозяйстве республики.

Редакционная коллегия:

К. И. Шимко (главный редактор), *И. Г. Лазаревич* (зам. главного редактора), *И. В. Минаев* (отв. секретарь), *Г. В. Васильченко*, *П. А. Запольский*, *К. В. Иванов*, *И. М. Ливищи*, *Р. Ф. Таканаев*.

М. Г. Мурашко, К. И. Шимко

ВОДОХОЗЯЙСТВЕННОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО БЕЛОРУССИИ

Важнейшими проблемами в области водного хозяйства Белоруссии является водоснабжение промышленности, городов и сельских населенных пунктов, мелиорация болот и избыточно-увлажненных земель. Существенное значение имеют также вопросы развития рыбного хозяйства, водного транспорта, гидроэнергетики, водного благоустройства территории. Рост потребления воды неизбежно вызывает возрастание объемов сточных вод, увеличение загрязнений водных источников и, следовательно, снижение количества пригодных для использования водных ресурсов. В этой связи в последнее время на первый план выдвигается проблема защиты вод от загрязнения, строительство очистных сооружений, создание замкнутых схем водоснабжения и повторного использования воды.

Белоруссия сравнительно богата водными ресурсами. Поверхностные водные ресурсы определяются суммарным стоком в году в среднем по водности (58 км^3). Повсеместно распространены пресные подземные воды, пригодные для питьевого водоснабжения. Эксплуатационные запасы их определяются величиной около $500 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Имеющиеся водные ресурсы в целом по республике позволяют удовлетворять текущие и перспективные потребности в воде. Однако неравномерность распределения водных ресурсов во времени и по территории создает сложные технические задачи, которые приходится решать при удовлетворении потребностей в воде крупных потребителей — городов и промышленных центров. Уже в настоящее время образовались районы в Белоруссии, где естественных запасов водных ресурсов недостаточно. К числу таких районов необходимо отнести промышленные районы городов Минска, Баранович, Молодечно и т. д.

Заболоченность территории республики (свыше 30%) определяет большую программу мелиоративных работ по регулированию водного режима и созданию оптимальных условий для развития сельскохозяйственного производства. Объемы водохозяйственного строительства в республике ежегодно возрастают.

Наряду с повсеместными работами по строительству и расширению водозаборов, систем центральных водопроводов, очистных сооружений, объектов сельскохозяйственного снабжения, водного транспорта, рыбного хозяйства начато осуществление крупной водохозяйственной проблемы — строительство Вилейско-Минской водной системы. Это крупнейший водохозяйственный объект Белоруссии, включающий комплекс гидротехнических сооружений, предназначенных для осуществления

переброски части стока из реки Вилии (бассейн реки Неман) в реку Свислочь (бассейн реки Днепр). Эта водная система должна обеспечить подачу в реку Свислочь около 380 млн. m^3 воды в год, что увеличит меженные расходы в городе Минске в 4—5 раз. Переброска такого количества стока позволит улучшить водно-санитарный режим Заславльского водохранилища (емкость 100 млн. m^3) и значительно повысит качественный режим воды реки Свислочь в черте Минска.

Вилейско-Минская водная система включает в себя ряд гидротехнических сооружений — головной гидроузел и водохранилище на реке Вилии, канал, насосные станции и быстротоки на его трассе от Вилии к реке Свислочь. Общая протяженность системы около 120 км. Расходы в канале будут колебаться в пределах 11—16,5 км/сек; пять водоподъемных насосных станций будут иметь производительность по 22 m^3 /сек с общей высотой подъема воды на водораздел около 80 м. Этот комплекс гидротехнических сооружений включает сооружение земляных плотин, дамб, бетонных водосбросов, насосных станций, представляющих собой ряд новых конструкций в области гидротехнического строительства.

Мелиоративное строительство в крупных масштабах будет производиться в Полесской низменности, где заболоченность территории достигает 40% и освоение земель связано с большими объемами регулирования стока и строительства мелиоративных гидротехнических сооружений.

Мелиоративное строительство должно проводиться на новой технической основе. Если в предыдущие годы в Белоруссии строились в основном осушительные системы с односторонним сбросом воды на сравнительно небольших массивах, то в настоящее время мелиоративное строительство будет проводиться на больших площадях с обеспечением условий регулирования водного режима территории.

Возрастание масштабов мелиоративного строительства в Белоруссии вызывало в последний период много опасений: не приведет ли это строительство к истощению водных ресурсов, ухудшению водного режима территорий, прилегающих к осушаемым массивам, режима рек, уровенному режиму грунтовых вод, серьезным нарушениям условий бытового обеспечения водой населенных пунктов Белоруссии. Такие опасения обосновываются на фактах ухудшения водного режима, вызванного либо необоснованным проектным решением отдельных объектов, либо строительством осушительных систем без должных регулирующих гидротехнических сооружений. Бесспорно, что факты ухудшения водного режима в отдельных районах и все явления, происходящие в связи с преобразованием естественных природных условий, должны быть тщательно изучены. Следует составить общий прогноз тех изменений, которые будут внесены в режим рек, водоемов, водный режим прилегающих территорий в связи с развитием мелиоративного строительства.

Предварительное изучение этих вопросов показало, что имеется полная возможность избежать отрицательных последствий мелиоративного строительства при соблюдении необходимых технических условий регулирования водного режима. Мелиоративные системы должны строиться с полным комплексом регулирующих гидротехнических сооружений, позволяющих ускорять сток с территорий, когда это необходимо, либо задерживать или увеличивать его и использовать в период вегетации сельскохозяйственных культур. Такой комплекс сооружений по-

требует увеличения капитальных затрат на единицу мелиорируемой площади. Окупаемость этих затрат может быть более длительной по сроку, но эти затраты необходимы для сооружения технически совершенных регулируемых мелиоративных систем. Мелиорация как система мероприятий, направленная на улучшение земель, должна охватить не только заболоченные земли, но и все прилегающие территории, где изменение уровня режима грунтовых вод потребует соответствующих изменений сельскохозяйственного их использования, создания условий для водного благоустройства, развития системы сельскохозяйственного водоснабжения и т. д. Водообеспеченность сельскохозяйственных территорий определяется осадками, и задачей водохозяйственного строительства является умелое использование формируемого стока поверхностных и подземных вод, распределение его по времени и территории.

Разработанная генеральная схема комплексного использования охраны водных ресурсов Белоруссии, а также и схема регулирования водного режима Полесской низменности предусматривают необходимые водохозяйственные мероприятия, обеспечивающие рациональное использование водных ресурсов и их сохранение от истощения и загрязнения. На основе общей генеральной схемы должны быть составлены локальные схемы по отдельным бассейнам крупных и средних, а в некоторых случаях и малых рек. Следует составить локальные водохозяйственные балансы, в которых должно найти отражение удовлетворение потребностей в водных ресурсах всех отраслей народного хозяйства. Сопоставление этих потребностей с наличием водных ресурсов и определение объема водохозяйственного строительства. Характер водохозяйственного строительства, его специфика определяют необходимость заранее составлять план этого строительства. Поэтому стоит вопрос составления генеральной схемы уже на 2000 г. Научные основы схемы использования и охраны водных ресурсов на 2000 г. разрабатываются научными учреждениями Советского Союза. Назрел вопрос о разработке такой схемы и в Белоруссии, где сложный комплекс водохозяйственного строительства при проведении мелиоративных работ требует тщательного научно-технического и экономического анализа перспектив развития водного хозяйства. Возрастание объема гидротехнического строительства в республике вызывает необходимость разработки новых и более совершенных конструкций гидротехнических сооружений, совершенствования организации производства и механизации гидротехнических работ, применения эффективных методов сетевого планирования, разработки прогрессивных норм проектирования и эксплуатации сооружений.

Среди ряда научно-технических проблем в области водного хозяйства, которые предстоит решить, необходимо отметить две, решение которых должно явиться основой для дальнейших научных прогнозов, конкретных научно-технических разработок и внедрения новейших достижений науки в практику. Это прежде всего необходимость составления и ведения водохозяйственного кадастра республики — сводного учета водных ресурсов и их использования во всех отраслях народного хозяйства. Такие кадастровые данные необходимы для того, чтобы точнее знать имеющиеся водные ресурсы, фактическое состояние водохозяйственных объектов. Только на этой основе можно правильно намечать дальнейшие задачи водохозяйственного строительства республики. Возрастающие объемы водопотребления и сложность их удовлетворения требуют организации единого государственного учета водопотребления

и водоотведения, что необходимо для разработки перспективных водохозяйственных балансов в целом по республике и для отдельных районов. Создание такой системы учета и внедрение ее в практику необходимо и для осуществления такого экономического мероприятия, как введение оплаты за воду и сброс сточных вод. Опыт многих зарубежных стран показывает, что такая экономическая мера является стимулом совершенствования управления водохозяйственным строительством, направленным на сбережение и более рациональное использование водных ресурсов. В нашей стране такой первоочередной мерой должно являться введение оплаты за сброс загрязненных вод, что будет содействовать уменьшению загрязнений водоемов, предотвращению качественного дефицита вод, который возникает быстрее количественного дефицита во многих экономических районах.

Научные исследования, которые проводятся в нашей республике по проблемам развития водного хозяйства, должны содействовать осуществлению планов водохозяйственного строительства, повышению эффективности капиталовложений, совершенствованию методов и способов решения задач в области рационального использования и охраны водных ресурсов.

И. М. Лившиц

РАСЧЕТ КРИВЫХ СУММАРНОГО СТОКА

Кривая суммарного стока (интегральная кривая использования стока) представляет собой интеграл кривой обеспеченности суточных расходов и выражает площадь ее (или гидрографа) до данного расхода

$$W(Q) = \int_0^Q T dQ. \quad (1)$$

На рис. 1 показана схема соотношений между тремя указанными гидрологическими характеристиками. На кривой суммарного стока любая абсцисса показывает величину объема стока, который можно использовать в течение года при данном расчетном расходе.

Кривую суммарного стока, как и кривую обеспеченности суточных расходов, более удобно выражать в безразмерных величинах. Для этого ординаты кривой выражаем в долях среднего годового расхода, а абсциссы — в долях объема стока за год. В связи с этим

$$\varphi(k) = \int_0^k p dk \leq 1,0. \quad (2)$$

Кривая суммарного стока и кривая обеспеченности суточных расходов используются в водохозяйственных расчетах при проектировании гидроустановок на естественном стоке [1, 3, 4, 8, 16, 23].

Для рек с незначительными по величине летне-осенними паводками кривая обеспеченности суточных расходов и кривая суммарного стока применяются и при расчетах сезонного регулирования на постоянную отдачу.

Если имеются данные гидрологических наблюдений, вопрос о расчете и построении кривых суммарного стока решается просто. Для этого используются способы графического интегрирования или формулы численных квадратур.

При отсутствии данных непосредственных наблюдений задача решается с помощью аналитических выражений кривой суммарного стока [1, 2, 7, 15, 22, 24].

В большинстве аналитические выражения получены путем интегрирования уравнения кривой обеспеченности суточных расходов. Входящие в них значения характерных модульных коэффициентов и параметров могут определяться косвенными методами на основе физико-географических характеристик бассейна (эмпирические формулы или физические аналогии).

Построение кривых по фактическим данным. Учитывая особенности процесса графического интегрирования, при значительной амплитуде k , В. Г. Андреев разработал простой способ построения суммарной кривой стока по кривой обеспеченности суточных расходов [2].

Нами проведены исследования способов графического интегрирования применительно к построению кривой суммарного стока для разных типов рек*, позволившие установить рациональность применения метода интегрирования, разработанного В. Г. Побединским [6], так как он является достаточно простым по технике расчета и наиболее точным.

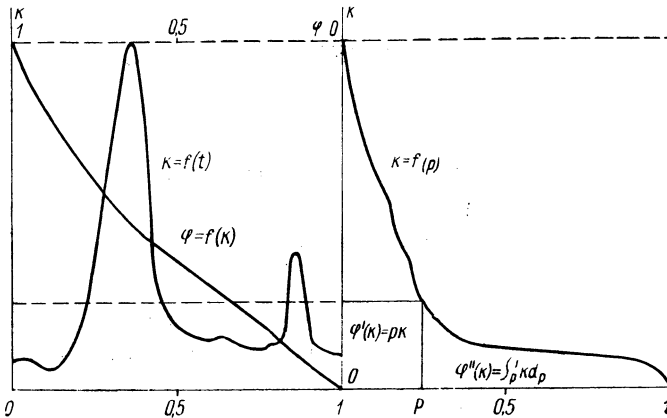


Рис. 1. Схема соотношений между гидрографом $k=f(t)$, кривой обеспеченности суточных расходов $k=f(p)$ и суммарной кривой $\varphi=f(k)$ стока.

Несколько ниже оказалась точность графического интегрирования, выполняемого с помощью треугольника Тэра и интегрантугольника Наатца и Блохмана [5, 25]. Однако применение этих вспомогательных приборов, основанных на способах хорд и касательных, является рациональным при массовом построении суммарных кривых, так как они дают ощутимую экономию во времени.

Общим недостатком графических методов является то, что при значительной неурегулированности режима (при большой амплитуде модульных коэффициентов) они дают большие погрешности, связанные с масштабами графиков и малым количеством опорных точек (неопределенность кривизны верхней ветви кривой обеспеченности суточных расходов).

Расчет кривой суммарного стока методом численных квадратур (на основании кривой обеспеченности суточных расходов) разработан Г. А. Алексеевым [1]. Процесс интегрирования сводится автором к определению двух площадей (см. рис. 1):

$$\varphi(k) = \int_0^k p dk = pk + \int_p^k k dp. \quad (3)$$

* В исследованиях принимали участие студенты БПИ Н. П. Артемьева и Ю. А. Солитерман.

Учитывая, что публикуемые данные соответствуют семи ординатам кривой обеспеченности (k_1 ; k_{30} ; k_{90} ; k_{180} ; k_{270} ; k_{355} ; k_{365}), Г. А. Алексеев разработал формулы для подсчета абсцисс суммарной кривой.

В зависимости от характера различных участков кривой обеспеченности суточных расходов им применены формулы: механических квадратур, трапеции, Симпсона, а также формулы, полученные интегрированием параболы второй степени при аргументе $x \approx \lg p$. В результате получено десять рекуррентных формул для подсчета абсцисс суммарной кривой стока по характерным модульным коэффициентам (ординатам). Формулы довольно громоздки, но процесс вычисления по ним прост. Проверка формул на фактическом материале по рекам Белоруссии показала достаточно хорошее приближение вычисленных абсцисс к фактическим.

Кривые обеспеченности суточных расходов имеют монотонный характер, и нами для определения частных площадей различных участков кривых применялся метод численных квадратур Чебышева. Проведенные исследования показали рациональность применения этого простого и практически точного метода вычисления определенных интегралов.

Схема расчленения площади кривой обеспеченности на части показана на рис. 2.

Для механизации процессов вычисления частных площадей кривой обеспеченности могут быть с успехом применены простейшие интеграторы ПИ-1 и ПИ-2, сконструированные И. М. Лившицем и Н. А. Юркштовичем [14, 17, 18]. В основу конструкции простейшего интегратора ПИ-1 положен принцип численных квадратур Чебышева. Такой интегратор может применяться для двух, трех, четырех и пяти «расчетных точек» кривой.

Простейший интегратор ПИ-2 является комбинированным прибором. В основу его положен принцип приближенного вычисления определенных интегралов как по Чебышеву, так и по Гауссу. Кроме того, две добавочные шкалы позволяют использовать прибор для построения интегральных кривых при переменном верхнем пределе (использован принцип Наатца и Блохмана).

Указанные приборы применялись нами наряду с другими средства-

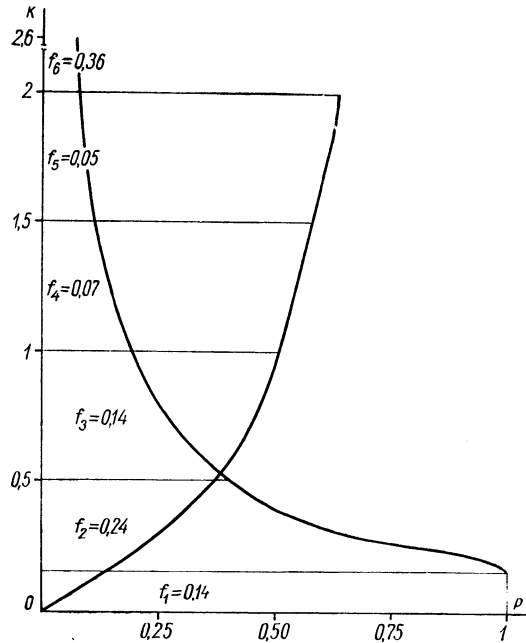


Рис. 2. Кривые обеспеченности суточных расходов и суммарного стока р. Днепр у п. Смоленск:

f_1 — по формуле прямоугольника; f_2, f_3, f_4 — по формуле Чебышева для криволинейных трапеций при пяти ординатах; f_5 — по Чебышеву при двух ординатах; f_6 — по формуле треугольника.

ми для построения и проверки кривых суммарного стока рек Белорусской ССР.

Аналитическое выражение кривой суммарного стока. Основным методом установления уравнения кривой суммарного стока является интегрирование уравнения кривой обеспеченности суточных расходов [1, 2, 15, 22, 24].

Нами выражение кривой суммарного стока получено также на основе интегрирования уравнения кривой обеспеченности суточных расходов.

Исходным явилось уравнение, предложенное Г. Грассбергером на основе использования принципа Г. Т. Фехнера (логарифмического преобразования переменной) и применения многочлена Чебышева—Брунса [10, 11]. В это уравнение нами внесена поправка, и для расчета кривой обеспеченности составлены вспомогательные таблицы [12].

Уравнение кривой обеспеченности имеет вид

$$p(k) = 0,5[1 - \Phi(\varepsilon) - \gamma\Phi_3(\varepsilon)]. \quad (4)$$

Кривая суммарного стока может быть выражена интегралом

$$q(k) = \int_0^k p dk = 0,5 \int_0^k [1 - \Phi(\varepsilon) - \gamma\Phi_3(\varepsilon)] dk, \quad (5)$$

где k — переменный модульный коэффициент; k_d — его модальное значение,

$$k_d = \sqrt{k_{0,16} \cdot k_{0,84}}; \quad (6)$$

h — мера его изменчивости,

$$h = \frac{2}{\lg \frac{k_{0,16}}{k_{0,84}}}; \quad (7)$$

α — мера скошенности кривой,

$$\alpha = h \lg \frac{k_d}{k_{0,5}}, \quad (8)$$

где $k_{0,16}$, $k_{0,50}$, $k_{0,84}$ — модульные коэффициенты, вероятность превышения которых 0,16, 0,50 и 0,84 долей годового периода;
 γ — коэффициент, зависящий от α ,

$$\gamma = \frac{\Phi(\alpha)}{\Phi_3(\alpha)};$$

ε — аргумент уравнения (4),

$$\varepsilon = h \lg \frac{k}{k_d} = h \lg \frac{k}{k_{0,5}} - \alpha; \quad (9)$$

$$\Phi(\varepsilon) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^\varepsilon e^{-s^2} ds; \quad (10)$$

$$\Phi_3(\varepsilon) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} e^{-\varepsilon^2} (4\varepsilon^2 - 2); \quad (11)$$

$\Phi_3(\varepsilon)$ является третьей производной от $\Phi(\varepsilon)$.

Уравнение (9) может быть представлено в виде

$$k = k_{0,5} 10^{\frac{\varepsilon+\alpha}{h}} = k_{0,5} e^{\frac{\varepsilon}{h} \ln 10} e^{\frac{\alpha}{h} \ln 10}, \quad (12)$$

откуда

$$dk = k_{0,5} 10^{\frac{\varepsilon+\alpha}{h}} \frac{1}{h} \ln 10 d\varepsilon \quad (13)$$

или

$$dk = k_{0,5} e^{\frac{\ln 10}{h} (\varepsilon+\alpha)} \cdot \frac{\ln 10}{h} d\varepsilon. \quad (13')$$

Новые пределы интегрирования находим, используя формулу (9).

Подставляя в выражение (5) найденное значение dk и новые пределы интегрирования, получим

$$\varphi(k) = 0,5 \frac{k_{0,5}}{h} \ln 10 e^{\frac{\alpha \ln 10}{h}} \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} e^{\frac{\varepsilon \ln 10}{h}} [1 - \Phi(\varepsilon) - \gamma \Phi_3(\varepsilon)] d\varepsilon. \quad (5')$$

Обозначим

$$\frac{\ln 10}{h} = \beta,$$

$$0,5 \frac{k_{0,5}}{h} \ln 10 e^{\frac{\alpha \ln 10}{h}} = M.$$

Величины β и M не зависят от ε .

Уравнение (5') примет вид

$$\varphi(k) = M \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} e^{\beta \varepsilon} [1 - \Phi(\varepsilon) - \gamma \Phi_3(\varepsilon)] d\varepsilon. \quad (5'')$$

Выражение (5'') представляет собой сумму трех интегралов. Первый интеграл

$$I_1 = \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} e^{\beta \varepsilon} d\varepsilon = \frac{1}{\beta} e^{\beta \varepsilon_1}. \quad (14)$$

Второй интеграл

$$I_2 = \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} e^{\beta \varepsilon} \Phi(\varepsilon) d\varepsilon = \frac{1}{\beta} \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} \Phi(\varepsilon) d e^{\beta \varepsilon}. \quad (15)$$

Этот интеграл вычисляем методом интегрирования по частям:

$$\begin{aligned}
 I_2 &= \frac{1}{\beta} \Phi(\varepsilon_1) e^{\beta \varepsilon_1} - \frac{1}{\beta} \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} e^{\beta \varepsilon} \frac{2}{\sqrt{\pi}} e^{-\varepsilon^2} d\varepsilon = \frac{1}{\beta} \Phi(\varepsilon_1) e^{\beta \varepsilon_1} - \\
 &- \frac{1}{\beta} \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} \frac{2}{\sqrt{\pi}} e^{-\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right)^2 \frac{\beta^2}{4}} d\varepsilon = \frac{1}{\beta} \Phi(\varepsilon_1) e^{\beta \varepsilon_1} - \frac{e^{\frac{\beta^2}{4}}}{\beta} \times \\
 &\times \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} e^{-\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right)^2} d\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right) = \frac{1}{\beta} \Phi(\varepsilon_1) e^{\beta \varepsilon_1} - \frac{e^{\frac{\beta^2}{4}}}{\beta} \times \\
 &\times \left[1 + \Phi\left(\varepsilon_1 - \frac{\beta}{2}\right) \right]. \quad (16)
 \end{aligned}$$

Третий интеграл

$$I_3 = \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} e^{\beta \varepsilon} \Phi_3(\varepsilon) d\varepsilon = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} e^{\beta \varepsilon} (4\varepsilon^2 - 2) e^{-\varepsilon^2} d\varepsilon. \quad (17)$$

Разобьем полученный интеграл на два интеграла и вычислим каждый из них:

$$\frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} 4\varepsilon^2 e^{\beta \varepsilon} e^{-\varepsilon^2} d\varepsilon = -\frac{4}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} \varepsilon e^{\beta \varepsilon} d e^{-\varepsilon^2}; \quad (18)$$

$$\frac{-2}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} 2e^{\beta \varepsilon} e^{-\varepsilon^2} d\varepsilon = -2 \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} e^{\beta \varepsilon} \frac{2}{\sqrt{\pi}} e^{-\varepsilon^2} d\varepsilon. \quad (19)$$

Обозначим

$$\int_{-\infty}^{\varepsilon_1} e^{\beta \varepsilon} \frac{2}{\sqrt{\pi}} e^{-\varepsilon^2} d\varepsilon = I_2',$$

тогда

$$\frac{-2}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} 2e^{\beta \varepsilon} e^{-\varepsilon^2} d\varepsilon = -2I_2'.$$

Интегрируя выражение (18) по частям, получаем

$$\frac{-4}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} \varepsilon e^{\beta \varepsilon} d e^{-\varepsilon^2} = -\frac{4}{\sqrt{\pi}} \varepsilon_1 e^{\beta \varepsilon_1} e^{-\varepsilon_1^2} + \frac{4}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} e^{-\varepsilon^2} (e^{\beta \varepsilon} + \beta \varepsilon e^{\beta \varepsilon}) d\varepsilon =$$

$$\begin{aligned}
&= -\frac{4}{V\pi} \varepsilon e^{\beta\varepsilon_1} e^{-\varepsilon_1^2} + 2I_2' - \frac{2}{V\pi} \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} \beta e^{\beta\varepsilon} de^{-\varepsilon^2} = -\frac{4}{V\pi} \varepsilon e^{\beta\varepsilon_1} e^{-\varepsilon_1^2} + \\
&\quad + 2I_2' - \frac{2\beta}{V\pi} e^{-\varepsilon_1^2} e^{-\varepsilon_1^2} + \frac{2}{V\pi} \beta^2 \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} e^{\beta\varepsilon} e^{-\varepsilon^2} d\varepsilon = \\
&= -\frac{4}{V\pi} \varepsilon_1 e^{\beta\varepsilon_1 - \varepsilon_1^2} - \frac{2\beta}{V\pi} e^{\beta\varepsilon_1 - \varepsilon_1^2} + 2I_2' + \beta^2 I_2'. \quad (20)
\end{aligned}$$

Окончательно находим

$$\begin{aligned}
I_3 &= -\frac{2}{V\pi} (2\varepsilon_1 + \beta) e^{\beta\varepsilon_1 - \varepsilon_1^2} + (2 + \beta^2) I_2' - 2I_2' = \\
&= -\frac{2}{V\pi} (2\varepsilon_1 + \beta) e^{\beta\varepsilon_1 - \varepsilon_1^2} + \beta^2 I_2'. \quad (21)
\end{aligned}$$

Таким образом, выражение (5) может быть представлено в виде

$$\begin{aligned}
\frac{1}{M} \varphi(k) &= \int_{-\infty}^{\varepsilon_1} e^{\beta\varepsilon} [1 - \Phi(\varepsilon) - \gamma \Phi_3(\varepsilon)] d\varepsilon = I_1 - I_2 - \gamma I_3 = \\
&= \frac{1}{\beta} e^{\beta\varepsilon_1} - \frac{1}{\beta} \Phi(\varepsilon_1) e^{\beta\varepsilon_1} + \frac{e}{\beta} \frac{\beta^2}{4} \left[1 + \Phi\left(\varepsilon_1 - \frac{\beta}{2}\right) \right] + \\
&\quad + \gamma \frac{2}{V\pi} (2\varepsilon_1 + \beta) e^{\beta\varepsilon_1 - \varepsilon_1^2} - \gamma \beta^2 I_2'. \quad (22)
\end{aligned}$$

Интеграл I_2' уже вычислен (формула (16)). Следовательно,

$$\begin{aligned}
\frac{1}{M} \varphi(k) &= \frac{1}{\beta} e^{\beta\varepsilon_1} - \frac{1}{\beta} \Phi(\varepsilon_1) e^{\beta\varepsilon_1} + \frac{e}{\beta} \frac{\beta^2}{4} \left[1 + \Phi\left(\varepsilon_1 - \frac{\beta}{2}\right) \right] + \\
&\quad + \gamma \frac{2}{V\pi} (2\varepsilon_1 + \beta) e^{\beta\varepsilon_1 - \varepsilon_1^2} - \gamma \beta^2 e^{\frac{\beta^2}{4}} \left[1 + \Phi\left(\varepsilon_1 - \frac{\beta}{2}\right) \right]. \quad (22')
\end{aligned}$$

Подставляя вместо M его выражение

$$M = \frac{k_{0,5}}{2h} \ln 10 e^{\frac{\alpha \ln 10}{h}}$$

и учитывая, что $\frac{\ln 10}{h} = \beta$, получим

$$\varphi(k) = 0,5 k_{0,5} \beta e^{\alpha\beta} \left\{ \frac{1}{\beta} e^{\beta\varepsilon} - \frac{1}{\beta} \Phi(\varepsilon) e^{\beta\varepsilon} + \frac{e}{\beta} \frac{\beta^2}{4} \left[1 + \Phi\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right) \right] + \right.$$

$$\begin{aligned}
& + \gamma \frac{2}{\sqrt{\pi}} (2\varepsilon + \beta) e^{\beta\varepsilon - \varepsilon^2} - \gamma \beta^2 e^{\frac{\beta^2}{4}} \left[1 + \Phi\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right) \right] \Big\} = \\
& = 0,5k_{0,5} \left\{ [1 - \Phi(\varepsilon)] e^{\alpha\varepsilon} e^{\beta\varepsilon} + e^{\alpha\beta + \frac{\beta^2}{4}} \left[1 + \Phi\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right) \right] + \right. \\
& + \gamma \frac{2}{\sqrt{\pi}} (2\varepsilon\beta + \beta^2) e^{\beta\varepsilon - \varepsilon^2} e^{\alpha\beta} - \gamma \beta^3 e^{\alpha\beta + \frac{\beta^2}{4}} \left[1 + \Phi\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right) \right] \Big\} = \\
& = 0,5k_{0,5} \left\{ [1 - \Phi(\varepsilon)] e^{\alpha\varepsilon} e^{\beta\varepsilon} + e^{\alpha\beta + \frac{\beta^2}{4}} (1 - \gamma\beta^3) \left[1 + \Phi\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right) \right] + \right. \\
& \quad \left. + \gamma \frac{4\beta}{\sqrt{\pi}} \left(\varepsilon + \frac{\beta}{2}\right) e^{\beta\varepsilon - \varepsilon^2} e^{\alpha\beta} \right\}. \quad (23)
\end{aligned}$$

Обозначив

$$e^{\alpha\beta + \frac{\beta^2}{4}} (1 - \gamma\beta^3) = a_1,$$

находим

$$\begin{aligned}
\varphi(k) &= 0,5k_{0,5} \left\{ [1 - \Phi(\varepsilon)] e^{\beta(\alpha + \varepsilon)} + a_1 \left[1 + \Phi\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right) \right] + \right. \\
& + \frac{2}{\sqrt{\pi}} 2\gamma\beta \left(\varepsilon + \frac{\beta}{2}\right) e^{\alpha\beta + \frac{\beta^2}{4}} e^{-\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right)^2} \Big\} = 0,5k_{0,5} \left\{ [1 - \Phi(\varepsilon)] e^{\beta(\alpha + \varepsilon)} + \right. \\
& + a_1 \left[1 + \Phi\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right) \right] + \Phi_1\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right) 2\gamma\beta e^{\alpha\beta + \frac{\beta^2}{4}} \left(\varepsilon + \frac{\beta}{2}\right) \Big\}, \quad (24)
\end{aligned}$$

где $\Phi_1\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} e^{-\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right)^2}$ — первая производная от $\Phi\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right)$.

Обозначив

$$2\gamma\beta e^{\alpha\beta + \frac{\beta^2}{4}} = a_2,$$

получаем

$$\begin{aligned}
\varphi(k) &= 0,5k_{0,5} \left\{ [1 - \Phi(\varepsilon)] e^{\beta(\alpha + \varepsilon)} + a_1 \left[1 + \Phi\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right) \right] + \right. \\
& \quad \left. + a_2 \left(\varepsilon + \frac{\beta}{2}\right) \Phi_1\left(\varepsilon - \frac{\beta}{2}\right) \right\}. \quad (25)
\end{aligned}$$

Верхняя ветвь кривой не имеет ограничения и при $k_0 = \infty$ значение $\varepsilon = \infty$. Учитывая, что $\Phi(\infty) = 1$ и $\Phi_1(\infty) = 0$, получаем для всей площади кривой $\varphi(\infty) = 0,5k_{0,5} \cdot 2a_1 = k_{0,5}a_1 \approx 1$.

Уравнение (25) может быть принято для расчета и построения кривой суммарного стока.

Уравнение кривой суммарного стока, данное Грассбергером [24], имеет вид

$$F(Q) = \int_0^Q T(Q)dQ = 182,5 \int_0^Q \left[1 - \Phi(\varepsilon) + \frac{\alpha}{2} \Phi_3(\varepsilon) \right] dQ =$$

$$= 182,5 \{ [1 + \Phi(\varepsilon - c_1)] Q_m - e^{-(\varepsilon - c_1)^2} (\varepsilon + c_1) c_2 Q_m + [1 - \Phi(\varepsilon)] Q \}, \quad (26)$$

где T — обеспеченность, дни; Q_m — среднегодовой расход;

$$c_1 = \frac{1}{2h \lg e}; \quad (27)$$

$$c_2 = \frac{4\alpha c_1}{\sqrt{\pi} (1 + 4\alpha c_1^3)}; \quad (28)$$

$$c_3 = e^{2\alpha c_1 + c_1^2} (1 + 4\alpha c_1^3); \quad (29)$$

$$Q_m = c_3 Q_{182,5}. \quad (30)$$

В безразмерном выражении получаем

$$1 = c_3 k_{0,5} \quad (30')$$

Ход решения интеграла Грассбергером не дан.

Легко показать, что для значения $\frac{\alpha}{2} = -\gamma$, $P = \frac{T}{365}$ и $k_i = \frac{Q_i}{Q_m}$ уравнение (25) совпадает с уравнением Грассбергера (26) и $c_3 = a_1$.

Полученное уравнение кривой суммарного стока соответствует изменению $\varphi(k)$ от 0 до 1,0 при изменении k от 0,0 до ∞ . Это является вполне приемлемым для кривой суммарного стока, полученной на основе обобщенной кривой (кривая обеспеченности суточных расходов в средний по распределению год по Д. И. Кочерину).

Для средней кривой («среднегодовых характеристик обеспеченности» по Д. И. Кочерину) модульным коэффициентам $k_{1,0}$ и k_0 могут быть приписаны вполне определенные численные значения (двустороннее ограничение). Нарастание $\varphi(k)$ с увеличением k для верхней части кривой суммарного стока большинства рек весьма мало, и при построении ее мы практически не обнаруживаем разницы между кривой, уходящей в бесконечность, и кривой, ограниченной фактическим средним максимумом. Мы ограничиваем лишь нижнюю ветвь кривой обеспеченности ординатой k_1 (k_{\min}), и абсцисса кривой суммарного стока нарастает вначале по прямой $\varphi(k) = ak$ при $\rightarrow 0 \leq k \leq k_1$, а дальше по кривой, подобной (25) при $k > k_1$.

Таким образом, утверждение, что уравнение кривой Чебышева—Брунса «не интегрируется» [2], является необоснованным.

Параметры уравнений (4) и (25), связанные с характерными ординатами кривой обеспеченности суточных расходов ($k_{0,16}$; $k_{0,50}$; $k_{0,84}$; k_1), для рек, не исследованных в гидрологическом отношении, могут определяться по эмпирическим формулам автора [10, 11]. Формулы должны быть уточнены на основе новых материалов наблюдений.

Уравнение (25) является довольно громоздким и для успешного использования его требуется разработка вспомогательных средств в виде таблиц или номограмм.

Весьма простым и достаточно точным является разработанный нами метод построения кривой суммарного стока по характерным ординатам. Сущность его заключается в следующем. Кривые обеспеченности суточных расходов имеют обычно монотонный и довольно устойчивый характер для данного типа внутригодового режима стока. Вполне понятно, что каждому типу календарного распределения стока соответствует характерный для него тип кривой обеспеченности суточных расходов и соответствующий тип кривой суммарного стока. Так, для восточноевропейского типа рек, по Б. Д. Зайкову [20], суточный гидрограф характеризуется высоким весенним половодьем, вторым, не всегда ясно выраженным, осенним паводком и длительной летней и зимней меженью. Этому гидрографу соответствует тип кривой обеспеченности, характерной для рек с «преобладающим в году низким режимом» [8].

Для этого типа рек отдельные ординаты кривых обеспеченности суточных расходов характеризуют относительно большие участки кривой и соответствующие им площади криволинейных трапеций (абсциссы суммарной кривой стока).

Проведенные исследования по данным 78 средних кривых обеспеченности суточных расходов рек Белоруссии и смежных районов показали следующие зависимости между $\varphi(k)$ и $k(p)$:

$$\varphi(2) = 0,73k_{0,5} + 0,37 \text{ при } r = 0,94, \quad (31)$$

$$\varphi(1,5) = 0,70k_{0,5} + 0,32 \text{ при } r = 0,97, \quad (32)$$

$$\varphi(1) = 0,65k_{0,5} + 0,24 \text{ при } r = 0,99, \quad (33)$$

$$\varphi(0,5) = 0,42k_{0,75} + 0,27 \text{ при } r = 0,94, \quad (34)$$

$$\varphi(k_1) = k_1 = 0,67k_{0,75} - 0,04 \text{ при } r = 0,93. \quad (35)$$

Следует отметить, что значения $\varphi_{0,5}$ и $\varphi(k_1)$ также могут быть выражены через $k_{0,5}$, так как коэффициенты корреляции и для этих связей существенны.

Полученные уравнения регрессии имеют вид:

$$\varphi(0,5) = 0,38k_{0,5} + 0,21 \text{ при } r = 0,90, \quad (36)$$

$$\varphi(k_1) = k_1 = 0,78k_{0,5} - 0,21 \text{ при } r = 0,93. \quad (37)$$

Связи, выражаемые уравнениями (31) — (34), показаны на рис. 3.

При составлении уравнений регрессий мы ограничились исследованиями связей между суммами частичных площадей кривых обеспеченности суточных расходов и характерными ординатами кривых. При этом мы ограничились суммированием до значений $\varphi(k) = \varphi(2)$. Даль-

нейшие значения $\varphi(k)$ попадают в зону малых приращений площадей. При этом следует указать, что эта зона недостаточно обрисована публикуемыми стандартными координатами кривой обеспеченности суточных расходов [19].

Кроме значений $\varphi(k)$, вычисляемых по уравнениям (31)—(37), для построения кривых суммарного стока необходимо иметь значения $k_0 = \frac{\bar{Q}_{\max}}{\bar{Q}_{\text{год}}}$. Приближенные методы вычислений среднего максимума и нормы годового стока разработаны для разных физико-географических районов СССР. При этом следует указать, что точность определения величины k_0 незначительно влияет на точность построения кривой суммарного стока по предлагаемому методу.

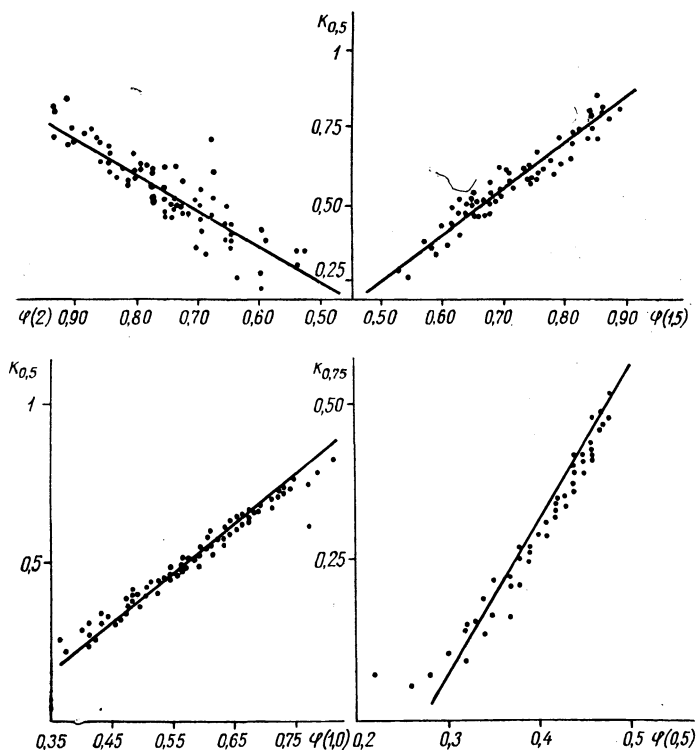


Рис. 3. Связь между $\varphi(k)$ и k_p .

Таким образом, по координатам шести точек можно построить с достаточной для практики точностью кривые суммарного стока.

Следует особо отметить, что медианный модульный коэффициент $k_{0,5}$ служит для расчета и построения значительной части кривой суммарного стока, в частности для определения так называемого «коэффициента естественной зарегулированности» [$\varphi(1,0)$].

Вполне понятно, что связь между $\varphi(k)$ и k_p может быть установлена не только для выбранных нами сопряженных переменных, но и для других значений $\varphi(k)$ и k_p . В табл. 1 приведены значения коэффициентов корреляции между разными значениями сопряженных $\varphi(k)$ и k_p . В связи с высокими значениями коэффициентов корреляции между

$\varphi(k)$ и k_p и большим числом сопряженных пар ($n=78$) погрешность $\varphi(k)$ невелика.

Из табл. I видно, что могут быть и другие варианты уравнений регрессии, так как $r_{\varphi,k}$ достаточно высоки для всех показанных сопряженных рядов.

Таблица I

$\varphi(k)$	$k_{0,16}$	$k_{0,25}$	$k_{0,5}$	$k_{0,75}$	$k_{0,84}$
$\varphi(2)$	0,83	0,96	0,94		
$\varphi(1,5)$		0,89	0,97		
$\varphi(1)$			0,99		
$\varphi(0,5)$			0,81	0,94	
$\varphi(k_1)$			0,8	0,93	0,93

Подобные исследования проведены нами для южных районов Западной Сибири и Центрального Казахстана.* Для этого использованы данные П. С. Кузина [9]. При этом следует отметить, что уравнение регрессии для так называемого коэффициента естественной зарегулированности $[\varphi(1)]$ рек Сибири и Казахстана совпало с уравнением (33) для рек Белоруссии и смежных территорий.

Подобные же исследования проведены нами для рек Словакии по материалам О. Дуба [21] для девяти выделенных им типов обобщенных кривых обеспеченности суточных расходов и соответствующих им кривых суммарного стока. Типизация кривых проведена О. Дубом по материалам 67 гидрологических пунктов, расположенных в разнообразных физико-географических условиях.

Нами получены следующие уравнения регрессии:

$$\varphi(2) = 0,61k_{0,5} + 0,46 \text{ при } r = 0,98, \quad (38)$$

$$\varphi(1,5) = 0,69k_{0,5} + 0,34 \text{ при } r = 0,99, \quad (39)$$

$$\varphi(1) = 0,63k_{0,5} + 0,26 \text{ при } r = 0,99, \quad (40)$$

$$\varphi(0,5) = 0,39k_{0,5} + 0,18 \text{ при } r = 0,98, \quad (41)$$

$$\varphi(k_1) = k_1 = 0,45k_{0,5} - 0,16 \text{ при } r = 0,89, \quad (42)$$

$$\varphi(k_1) = k_1 = 0,45k_{0,75} - 0,06 \text{ при } r = 0,94. \quad (43)$$

Следует отметить, что и для рек Словакии аргументом уравнений регрессии (38)—(41) служит значение медианного модульного коэффициента $k_{0,5}$. Так как связь между k_1 и $k_{0,5}$ является также достаточно тесной, то по существу кривая суммарного стока для девяти типов рек Словакии вполне определяется величиной медианного модульного коэффициента $k_{0,5}$.

В заключение следует отметить, что связь между коэффициентом естественной зарегулированности и медианным модульным коэффициентом, выражаемая уравнением (33), остается действительной и для других районов СССР.

* В исследованиях принимали участие студенты БПИ М. Е. Лубяко, В. И. Мелешкевич.

Литература

1. *Алексеев Г. А.* Методика определения гидроэнергетических характеристик малых ГЭС. Тр. ГГИ, вып. 9 (63), 1948.
2. *Андреев В. Г.* Построение кривых обеспеченности суточных расходов и кривых использования стока при отсутствии наблюдений. Тр. ГГИ, вып. 14 (68), 1949.
3. *Андреев В. Г.* Внутригодовое распределение речного стока. М., 1960.
4. *Бахтияров В. А.* Водохозяйственные расчеты. Л., 1961.
5. *Берлов М. Н.* Техническая графика, ч. 1, 2. М.—Л., 1934.
6. *Головнин Д. Н.* Графическая математика. М.—Л., 1931.
7. *Еллидинский А. Я.* Кривые обеспеченности суточных расходов и их применение к расчетам энергоресурсов рек. Тр. ГГИ, вып. 9 (63), 1948.
8. *Кочерин Д. И.* Обеспеченность расходов в году и ее характеристика по реальным данным для рек СССР. Вопросы инженерной гидрологии. М.—Л., 1932.
9. *Кузин П. С.* Режим рек южных районов Западной Сибири, Северного и Центрального Казахстана. Л., 1953.
10. *Лившиц И. М.* Построение кривых обеспеченности суточных расходов воды. Сб. «Тр. первого совещания по регулированию стока». М., 1946.
11. *Лившиц И. М.* Обеспеченность суточных расходов рек Полесья. «Тр. ин-та мелиорации, водного и болотного х-ва АН БССР», т. VI, 1955.
12. *Лившиц И. М.* Таблицы для построения кривой обеспеченности по интерполяционной формуле Чебышева—Брунса. Сб. науч. работ БПИ «Гидротехническое строительство», вып. 50, 1955.
13. *Лившиц И. М.* Расчет кривых использования стока. Сб. «XI научно-техническая конференция профессорско-преподавательского состава БПИ совместно с работниками промышленности и строительства». Минск, 1957.
14. *Лившиц И. М., Юркитович Н. А.* Рационализация техники приближенного вычисления определенных интегралов по формулам численных квадратур. Сб. науч. тр. БПИ, сер. физ.-мат., вып. 60, 1958.
15. *Мостков М. А.* К вопросу о кривых выработки или кривых суммарного стока. Сб. «Тр. первого совещания по регулированию стока». М., 1946.
16. *Омодео А.* Водные ресурсы Закавказья и их использование. Пер. с итальян. М., 1936.
17. Простейший интегратор типа ПИ-1. М., 1960 [МВО СССР, БПИ, ВДНХ].
18. Простейший интегратор типа ПИ-2. М., 1960 [МВО СССР, БПИ, ВДНХ].
19. Ресурсы поверхностных вод СССР, т. 5. Белоруссия и Верхнее Поднепровье. Л., 1966.
20. *Соколовский Д. Л.* Речной сток. Л., 1959.
21. *Dub O.* Vseobecna Hydrologia slovenska vyd. Slov. Akad. vied. Bratislava, 1954.
22. *Fantoli E.* I cicli delle portate naturali dell'Adda Alpina. Annali dei Lavori Pubblici, XI, 1926.
23. *Foster H. A.* Duration curves. Proc. ASCE, № 8, 1933.
24. *Grassberger H.* Die Anwendung der Wahrscheinlichkeitsrechnung auf die Wasserführung der Gewässer. Die Wasserwirtschaft, № 1—6, 1932.
25. *Naatz H., Blochmann E. W.* Das zeichnerische integrieren mit dem Integranten. München und Berlin, 1621.

М. Г. Красник, И. М. Лившиц

РАСЧЕТ МНОГОЛЕТНИХ КОЛЕБАНИЙ МИНИМАЛЬНОГО СТОКА*

Для большинства рек снегового и снего-дождевого питания минимальные расходы наступают в периоды полного отсутствия или незначительного стока, сформированного за счет поверхностных вод. Это чаще всего наблюдается на малых и средних реках в период длительного бездождя или устойчивых морозов.

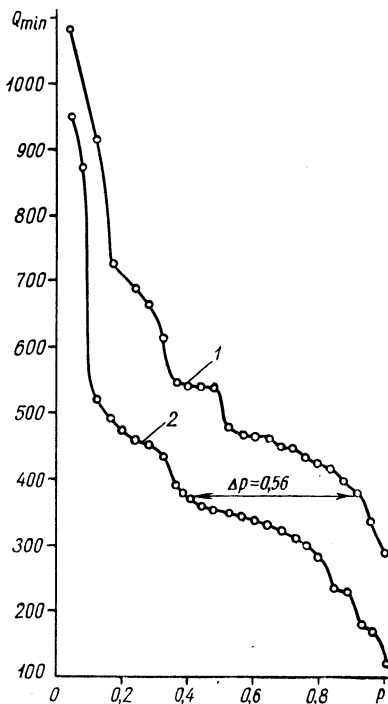


Рис. 1. Река Днепр у п. Киев. Кривые обеспеченности летних и зимних минимумов:

1 — летние минимумы; 2 — зимние минимумы (период 1937—1962 гг.).

Комплекс физико-географических факторов (особенно климатических) способствует формированию годовых минимумов в северной полосе Европейской территории Союза преимущественно зимой и в южной — летом. В центральной же части наиболее низкие расходы в году наступают в период как летней, так и зимней межени.

Исходя из накопленных за последние годы исследований о генезисе минимального стока, можно сделать предположение об однородности статистических выборок летних и зимних минимумов в средней полосе Европейской территории страны.

Анализ однородности летних и зимних минимумов может быть произведен с помощью существующих критериев различия, в частности непараметрических (порядковых).

Однородность выборок летних и зимних минимумов позволяет их объединить и, следовательно, повысить точность вычисления параметров кривых распределения вероятностей.

* Вопросам формирования минимального стока и его расчетам при отсутствии непосредственных наблюдений посвящен ряд научных и практических работ, проведенных ГГИ, МГУ, ВОДГЕО и др.

Для выявления однородности (или различия) между сравниваемыми выборками минимумов нами принят наиболее чувствительный (мощный) критерий Колмогорова—Смирнова. Этот критерий основан на сравнении двух эмпирических функций распределения [3].

Не вдаваясь в теорию метода, рассмотрим лишь его алгоритм. Для этого располагаем значения каждой выборки по ранжиру и вычисляем обеспеченность ее членов по формуле

$$p = \frac{m}{n}, \quad (1)$$

где m — порядковый номер величины; n — число членов в выборке.

По полученным данным строим две кривые обеспеченности Q (рис. 1) и находим наибольшую разность обеспеченностей (абсцисс) Δp_z (рис. 2).

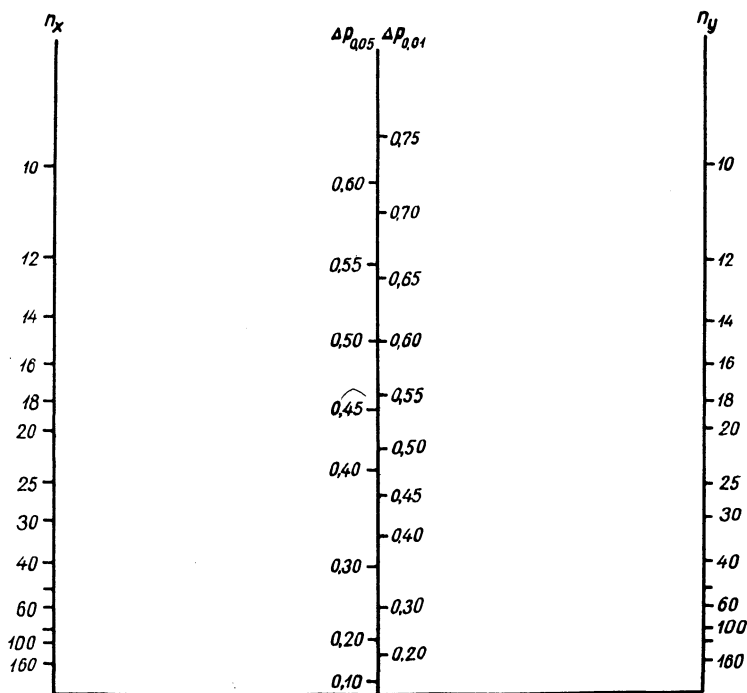


Рис. 2. Номограмма для определения Δp_z по Колмогорову—Смирнову.

По Колмогорову—Смирнову предположение о принадлежности исследуемых рядов к одной генеральной совокупности, т. е. нулевая гипотеза H_0 отвергается, если $\Delta p_z > \Delta p_\beta$, и принимается при $\Delta p_z < \Delta p_\beta$ [2]. Обычно задаются двумя уровнями значимости β_1 и β_2 .

При этом H_0 отвергается, если $\Delta p_z > \Delta p_{\beta_1}$, и принимается при $\Delta p_z < \Delta p_{\beta_2}$. Для случаев $\Delta p_{\beta_2} < \Delta p_z < \Delta p_{\beta_1}$ возможность отвергнуть H_0 сомнительна.

Для вычисления значений Δp_z можно пользоваться приближенной формулой

Таблица 1

Анализ однородности летнего и зимнего среднесуточных и среднемесячных минимумов по методам Колмогорова-Смирнова и Ван дер Вардена

Номер по порядку	Река	Пункт	Площадь водосбора, км ²	$n_x + n_y = n$	Среднесуточные минимумы				Среднемесячные минимумы		Коэффициенты корреляции		Средние расхо- ды за период		Коэффициенты вариации	
					метод Колмо- горова-Смир- нова		метод Ван дер Вардена		метод Колмо- горова-Смирно- ва		r_1	r_2	\bar{Q}_L	\bar{Q}_3	C_{vL}	C_{v3}
					Δp_{Σ}	оценка	χ	оценка	Δp_{Σ}	оценка						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Гайна	Гайна	15,7	22	0,36	+	3,77	+	0,36	+	0,35	0,04	0,05	0,06	0,13	0,13
2	Ручей без назв.	Сенно	28,8	28	0,42	+	2,01	+	0,36	+	0,36	0,16	0,06	0,06	0,49	0,42
3	Гуйка	Радощковичи	97,1	32	0,31	+	2,16	+	0,25	+	0,08	0,17	0,12	0,1	0,33	0,34
4	Рыбчанка	»	159	26	0,23	+	2,48	+	0,23	+	0,82	0,65	0,67	0,6	0,28	0,34
5	Удранка	Удранка	183	30	0,4	+	2,85	+	0,47	+	-0,01	0,47	0,54	0,59	0,35	0,29
6	Хмара	Красилровка	534	26	0,31	+	2,08	+	0,15	+	0,07	0,01	0,72	0,61	0,25	0,39
7	Вязьма	Старая	580	38	0,16	+	0,1	+	0,21	+	0,02	0,3	0,46	0,41	0,66	0,41
8	Полота	Янково 1-е	618	50	0,40	±	8,46	±	0,44	±	0,05	0,5	1,1	1,58	0,47	0,48
9	Нарочь	Нарочь	1480	34	0,35	+	2,38	+	0,35	+	0,02	0,29	3,59	4,14	0,25	0,31
10	Обша	Белый	1590	50	0,16	+	0,64	+	0,27	+	0,43	0,53	1,3	1,36	0,57	0,68
11	Дрисса	Демехи	1810	26	0,39	+	3,59	+	0,46	+	0,24	0,55	6,01	7,69	0,42	0,32
12	Птичь	Кринка	2010	50	0,32	-	7,13	±	0,52	-	-0,07	0,19	2,67	3,47	0,47	0,43
13	Бобр	Клыпенка	2150	48	0,13	+	0,16	+	0,22	+	0,3	0,3	6,29	6,08	0,24	0,27
14	Вихра	Куровичи	2160	50	0,24	+	3,94	+	0,32	+	0,23	0,28	2,33	2,7	0,41	0,4
15	Зап. Двина	Зап. Двина	2180	36	0,17	+	0,01	+	0,17	+	-0,07	0,27	6,69	6,23	0,51	0,46
16	Сож	Ускосы	2600	46	0,17	+	0,02	+	0,17	+	0,32	0,21	3,52	3,56	0,38	0,34
17	Неман	Столбцы	3070	50	0,16	+	3,2	+	0,2	+	0,30	0,27	6,37	6,52	0,33	0,27
18	Улла	Промыслы	3330	50	0,32	+	4,66	+	0,28	+	0,12	0,50	5,26	6,43	0,53	0,46
19	Оресса	Андреевка	3580	50	0,44	±	9,06	-	0,48	-	0,09	0,57	4,67	6,44	0,56	0,44
20	Днепр	Пос. Надежда	3640	40	0,15	+	0,42	+	0,14	+	0,16	0,36	3,89	3,93	0,41	0,37
21	Друть	Румок	4650	38	0,32	+	2,13	+	0,26	+	0,21	-0,13	8,7	9,4	0,29	0,22
22	Каспля	Лепино	4940	26	0,23	+	1,07	+	0,23	+	-0,1	0,15	6,33	5,94	0,43	0,44
23	Березина	Борисов	5690	36	0,17	+	0,31	+	0,22	+	-0,08	0,35	17,4	16,9	0,29	0,27
24	Птичь	Лучицы	8770	50	0,48	-	8,54	-	0,44	±	0,02	0,50	12,5	15,9	0,56	0,37

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
25	Днепр	Смоленск	14100	50	0,28	+	6,26	+	0,24	+	-0,02	0,37	25,7	20,9	0,43	0,38
26	Зап. Двина	Устье-Горяне	17600	42	0,19	+	1,07	+	0,24	+	0,11	0,26	36,3	36,6	0,41	0,3
27	Сож	Славгород	17700	50	0,16	+	1,05	+	0,12	+	0,27	0,38	32,5	31,1	0,31	0,22
28	Днепр	Орша	18000	50	0,28	+	7,24	±	0,16	+	0,06	0,30	34,4	26,1	0,46	0,35
29	Березина	Бобруйск	20200	50	0,16	+	1,65	+	0,28	+	-0,13	0,43	50,6	47,2	0,38	0,26
30	Днепр	Могилев	20800	44	0,28	+	5	+	0,18	+	0,38	0,27	44	36,9	0,33	0,27
31	Зап. Двина	Витебск	27300	50	0,16	+	1,52	+	0,12	+	0,22	0,37	52,9	48,6	0,51	0,44
32	Днепр	Жлобин	30300	50	0,36	+	6,31	+	0,14	+	-0,01	0,18	64	53,9	0,32	0,2
33	Неман	Гродно	33600	36	0,5	±	6,24	±	0,33	+	-0,21	0,31	87,3	70,2	0,19	0,35
34	Сож	Гомель	38900	50	0,4	+	7,87	+	0,16	+	0,01	0,44	62,9	50	0,40	0,36
35	Зап. Двина	Полоцк	41700	44	0,23	+	2,4	+	0,18	+	0,24	0,25	84,4	77,8	0,45	0,45
36	Неман	Бирштонас	42800	50	0,6	—	13,6	—	0,24	+	0,12	0,21	134	94,2	0,19	0,35
37	Днепр	Речица	58200	50	0,6	—	9,68	—	0,32	+	0,28	0,52	142	111	0,25	0,36
38	Неман	Лампеджый	71400	46	0,64	—	11,5	—	0,30	+	0,18	0,31	225	167	0,17	0,35
39	Припять	Туров	71400	50	0,24	+	1,9	+	0,40	±	-0,17	0,1	82,6	93,3	0,44	0,52
40	Неман	Смалнинкай	81200	50	0,44	±	6,77	±	0,44	±	0,24	0,3	235	204	0,14	0,25
41	Припять	Мозырь	97200	50	0,2	+	1,55	+	0,44	±	-0,12	0,13	111	122	0,47	0,54
42	Днепр	Киев	328000	50	0,56	—	11,56	—	0,24	+	-0,09	0,35	556	382	0,37	0,49
1	Солза	Сухие Пороги	1190	50	0,48	—	8,68	—								
2	Кулой	Кулой	3040	50	0,76	—	16,6	—								
3	Берда	Осипенко	1620	50	0,48	—	8,43	±								
4	Сев. Донец	Белая Қалитва	80900	48	0,71	—	10,8	—								
5	Урал	Верхнеуральск	2650	50	0,6	—	14,2	—								

Примечания. 1. Число членов по x и y принято одинаковым. Для большинства пунктов $n_x = n_y = 25$ и по Колмогорову-Смирнову $\Delta p_{0,05} = 0,38$, $\Delta p_{0,01} = 0,46$. 2. Знак + («плюс») означает, что H_0 принимается (выборки однородны), знак — («минус»), что H_0 отвергается, знак ± («плюс, минус»), что возможность отвергнуть H_0 сомнительна. 3. В выборках приняты материалы за последние годы по 1962 г.

$$\Delta p_{\beta} = \sqrt{\frac{1}{2} \ln \frac{2}{\beta}} \sqrt{\frac{1}{n_x} + \frac{1}{n_y}} = \lambda_{\beta} \sqrt{\frac{1}{n_x} + \frac{1}{n_y}}, \quad (2)$$

где n_x и n_y — число членов в отдельных выборках.

По формуле (2) нами построена номограмма, дающая возможность приближенного определения Δp_{β} (рис. 2), для обычно принимаемых значений критериев значимости $\beta_1=0,01$ и $\beta_2=0,05$. Для них λ_{β} соответственно равны 1,63 и 1,36.

Значения Δp_{β} нами вычислены для 42 пар выборок летних и зимних минимумов по территории Белоруссии и Верхнего Поднепровья. Значения их даны в табл. 1. Здесь же в качестве иллюстраций зависимости однородности летних и зимних минимумов от географических условий проведена оценка для двух пунктов севера и трех пунктов юга Европейской территории Союза (Солза — Сухие Пороги, Кулой — Кулой, Берда — Осипенко, Сев. Донец — Белая Калитва, Урал — Верхнеуральск).

На территории Белоруссии и Верхнего Поднепровья для преобладающего числа пунктов оценка однородности летних и зимних минимумов дает положительные ответы, и только для 6 пунктов из 42 однородность отвергается, а для 5 пунктов сомнительна.

Что же касается выбранных в качестве примера рек Севера и юга Европейской территории Союза, то, как и следовало ожидать, вероятность однородности летних и зимних минимумов для них мала в связи с климатическими факторами, обуславливающими их формирование.

В табл. 1 показаны результаты анализа однородности и по методу Ван дер Вардена [2]. Этот метод представляет собой модификацию критерия инверсии. Для анализа однородности обе исследуемые совокупности располагаем в один ранжированный ряд. Величины одной совокупности обозначаем через x , а второй — через y .

Пронумеруем все члены общего ряда по порядку их расположения и обозначим номера x через r_x и номера y через r_y ; Σr_x или Σr_y определяет собой число инверсий [2, 3], которое может служить аргументом для установления однородности выборок (критерий Вилкоксона). По Ван дер Вардену вместо Σr_x (или Σr_y) составляется сумма функций, обратных интегралу вероятностей, определяемых по аргументу $\frac{r_x}{n+1}$ или $\frac{r_y}{n+1}$, где $n = n_x + n_y$.

При этом нулевая гипотеза отвергается, если полученная сумма функций $\psi\left(\frac{r_x}{n+1}\right)$ или сумма $\psi\left(\frac{r_y}{n+1}\right)$ превысит некоторую критическую величину, соответствующую принятому уровню значимости и величинам n_x и n_y .

Результаты анализа однородности минимумов по Колмогорову—Смирнову и Ван дер Вардену показывают, что оценки по обоим критериям хорошо согласуются.

В табл. 1 приведены также значения средних минимумов и коэффициентов вариации для исследуемых рядов. Здесь же приведены коэффициенты корреляции для сопряженных по времени летних и зимних минимумов. Коэффициенты корреляции для каждого пункта вычислялись дважды, а именно: для лета и последующей зимы (r_1) и для зимы и последующего лета (r_2).

Рассматривая полученные значения r_1 и r_2 , видим, что теснота связи между летними и зимними минимумами мала. Для некоторых же пунктов коэффициент корреляции получен и отрицательный. Подобные результаты можно было ожидать заранее, так как промежутки времени между наступлением обоих видов минимумов значительны.

В табл. 2 показано распределение значений коэффициентов корреляции r_1 и r_2 .

При принятых объемах выборок ($n_x = n_y \leq 25$) и низких коэффициентах корреляции вероятность случайности их может быть достаточно большой. Приняв для выборочной оценки корреляции способ Фишера, мы можем считать коэффициенты корреляции отличными от нуля, когда

$$f(r)\sqrt{n-3} = z\sqrt{n-3} > u_{\beta} . \quad (3)$$

Пользуясь таблицей критических значений выборочного коэффициента корреляции [7] (при уровне значимости $\beta_1=0,01$ и $\beta_2=0,05$), получаем для $n=25$ значения $r_{0,05}=0,40$ и $r_{0,01}=0,51$.

Таблица 2

Коэффициенты корреляции	Частота распределения				Всего	
	отрицательный	0,00—0,19	0,20—0,39	0,40—0,51		>0,51
r_1	12	14	14	1	1	42
r_2	2	9	20	6	5	42

Таким образом, коэффициент корреляции значим при $r > 0,51$ и незначим при $r \leq 0,40$.

На основании данных табл. 2 видно, что значение $r_1 > 0,51$ получено только для одного пункта из 42 (Рыбчанка — Радошковичи). При этом для него $n_x = n_y = 13$ и $r_{0,01} = 0,68 < 0,82$, т. е. коэффициент корреляции значим.

Рассматривая значения r_2 , мы видим, что величины $r_2 > 0,51$ получены для 5 пунктов из 42, но из них для двух r_2 незначимы (так как $n_x = n_y = 13$). Само распределение r_2 отличается от распределения r_1 (малое число отрицательных r_2 , сдвиги в сторону увеличения больших положительных r_2) и приводит к мысли о наличии некоторой слабой связи между минимумами зимы и последующего лета, т. е. о влиянии зимнего истощения подземных вод на последующие летние минимумы. Вопрос требует более глубокого исследования на более обширном материале.

Возвращаясь к вопросу оценки однородности летних и зимних минимумов, необходимо отметить, что их различие может явиться следствием как генетических факторов, так и несовершенства гидрометрии.

К первой причине различия минимумов относятся условия формирования их для крупных бассейнов, где на низкие значения подземного стока может в некоторые годы накладываться транзитный поверхностный сток (особенно в летнюю межень).

Из табл. 1 видно, что большинство пунктов, по которым однородность минимумов отвергается или является сомнительной, имеют значительные водосборные площади, что может явиться причиной различия в генезисе обоих видов минимумов.

Что же касается малых бассейнов с неглубоким врезом русла, то причинами неоднородности их минимумов могут служить неодинаковые в летние и зимние сезоны условия формирования и дренирования подземных вод.

Ко второй причине неоднородности относится неодинаковая точность установления низких расходов для летнего и зимнего периодов (учет зарастаемости, выбор переходных коэффициентов от летних расходов к зимним и др.).

Представляет интерес и вопрос о статистической сущности неоднородности, которая может быть связана с характеристиками центральной тенденции (положения) или рассеяния. В математической статистике имеются критерии для изучения этих характеристик, в том числе и непараметрические.

Для установления различия выборок по центральной тенденции нами применен ранговый критерий Вилкоксона [1, 7]. Этот критерий называют также ранговым критерием Уайта и Манна — Уитни. Здесь обе исследуемые совокупности располагаем в один ранжированный ряд и проставляем ранги r_x и r_y по аналогии с методом Ван дер Вардена.

Обозначив $\sum r_x$ через W_x и $\sum r_y$ через W_y , сравниваем меньшую сумму с табличным значением W для двустороннего критерия при данных n_x и n_y . Индексом x обозначаем ранги для меньшей из сумм и соответственно сумму рангов W_x . Нулевую гипотезу можно принять при $W_x \geq W_{0,05}$ и отвергнуть при $W_x < W_{0,01}$.

При достаточно больших объемах выборок распределение W_x и W_y приближается к нормальному со средними значениями

$$\bar{W}_x = \frac{n_x(n+1)}{2} \quad \text{и} \quad \bar{W}_y = \frac{n_y(n+1)}{2} \quad (4)$$

и среднеквадратическими отклонениями

$$\sigma_{W_x} = \sigma_{W_y} = \sqrt{\frac{n_x n_y (n+1)}{12}}. \quad (5)$$

Значимость отклонения W_x от \bar{W}_x оцениваем по u -критерию [7]:

$$u_x = \frac{\bar{W}_x - W_x}{\sigma_{W_x}} = \frac{\frac{n_x(n+1)}{2} - W_x}{\sqrt{\frac{n_x n_y (n+1)}{12}}} = \sqrt{3} \frac{n_x(n+1) - 2W_x}{\sqrt{n_x n_y (n+1)}}, \quad (6)$$

сравнивая его с критическими значениями $u_{0,05} = 1,96$ и $u_{0,01} = 2,58$ (площади под нормальной кривой). При $u_x < u_{0,05}$ нулевая гипотеза H_0 принимается (выборки однородны), при $u_x > u_{0,01}$ H_0 отвергается.

В табл. 3 приведены результаты анализа характера однородности по ранговому критерию Вилкоксона. Для большинства пунктов H_0 отвергается и, следовательно, можно считать, что неоднородность является следствием неодинакового «положения» варьирующих величин (центральная тенденция). В число сомнительных (по однородности) выборок попали реки Неман (п. Гродно и Смалининкай), Сож (п. Гомель)

и Птичь (п. Кринки). Следует отметить, что эти же пункты оказались в числе сомнительных по Колмогорову—Смирнову и Ван дер Вардену (см. табл. 1). Причины этого явления должны быть изучены более глубоко на анализе исходных данных и на больших объемах выборок.

При анализе различия минимумов по характеру рассеяния нами применен модифицированный ранговый критерий для выявления значимости относительного рассеивания в двух выборках [4].

Для этого ряда летнего и зимнего минимумов также располагаем в виде одной общей последовательности. При этом приписываем ранг 1 наименьшему числу, ранг 2 — наибольшему числу, ранг 3 — числу, предшествующему наибольшему, ранги 4 и 5 приписываем второму и третьему наименьшим числам и т. д. В случае, когда общее число членов ($n = n_x + n_y$) является нечетным, медианный член следует исключить и ранг ему не приписывать (самый высокий ранг должен быть четным).

Далее вычисляем сумму рангов в выборке наименьшего объема (Σr_x).

При $n_x < 20$ и $n_y < 20$ критические значения сумм, соответствующие принятому уровню значимости, определяются по таблицам [4].

Однородность отвергается, если ΣR_x меньше критического значения R_β .

При большем значении n_x и n_y критические значения вычисляются по следующим интерполяционным формулам:

$$\bar{R} = \frac{n(n+1)}{4}; \quad (7)$$

$$\sigma_R = \sqrt{\frac{n(2n+1)(n+1)}{24}}; \quad (8)$$

$$R_{0,01} = \bar{R} - 2,58\sigma_R; \quad (9)$$

$$R_{0,05} = \bar{R} - 1,96\sigma_R, \quad (10)$$

где $n = n_x + n_y$; \bar{R} — среднее число рангов; σ_R — среднее квадратическое отклонение рангов при распределении их по нормальному закону.

В табл. 3 приведены результаты анализа однородности по модифицированному ранговому критерию. По характеру рассеяния все анализируемые парные выборки минимумов однородны.

Анализ характера однородности по рассеянию произведен и по предлагаемому нами способу использования критерия Колмогорова—Смирнова. Для этого варьирующие величины обеих выборок выражаем

в долях средних (модульных коэффициентах — $k_{i(x)} = \frac{x_i}{\bar{x}}$, $k_{i(y)} = \frac{y_i}{\bar{y}}$),

что в известной мере исключает влияние центральной тенденции. Значения Δr_β и оценка однородности приведены в табл. 3.

Полученные данные подтверждают результаты модифицированного критерия рангов. Таким образом, причиной выявленной неоднородности распределения летних и зимних минимумов для некоторых пунктов исследуемой территории следует считать сдвиги начала отсчетов. Характер же рассеяния для всех исследованных гидрологических пунктов является однородным.

Оценка характера неоднородности летних и зимних минимумов

Река	Пункт	$n_x = n_y$	Ранговый критерий Вилкоксона				Модифицированный ранговый критерий				Критерий Колмогорова – Смирнова (модифицированный)			
			W_x	$W_{0,05}$	$W_{0,01}$	оценка	ΣR_x	$R_{0,05}$	$R_{0,01}$	оценка	Δp_0	$\Delta p_{0,05}$	$\Delta p_{0,01}$	оценка
Неман	Гродно	18	262	270	252	±	390	280	259	+	0,22	0,44	0,54	+
Неман	Бирштонас	25	424	536	505	—	566	323	227	+	0,16	0,38	0,48	+
Неман	Лампеджяй	23	366	451	424	—	437	361	306	+	0,35	0,40	0,48	+
Неман	Смалининкай	25	535	536	505	±	557	323	227	+	0,2	0,38	0,48	+
Полота	Янково 1-е	25	500	536	505	—	607	323	227	+	0,16	0,38	0,48	+
Днепр	Речица	25	485	536	505	—	496	323	227	+	0,2	0,38	0,48	+
Днепр	Киев	25	452	536	505	—	586	323	227	+	0,16	0,38	0,48	+
Сож	Гомель	25	521	536	505	±	579	323	227	+	0,16	0,38	0,48	+
Птичь	Кринка	25	534	536	505	±	605	323	227	+	0,2	0,38	0,48	+
Птичь	Лучицы	25	497	536	505	—	542	323	227	+	0,28	0,38	0,48	+
Оресса	Андреевка	25	486	536	505	—	626	323	227	+	0,2	0,38	0,48	+

Примечания. 1. Значения $W_{0,05}$ и $W_{0,01}$ приняты по Л. Н. Большеву и Н. В. Смирнову [2]. 2. Значения $R_{0,05}$ и $R_{0,01}$ приняты по Д. Б. Оуэну [4]. 3. При совпадении значений x и y всем совпавшим величинам приписан одинаковый ранг, равный среднему арифметическому тех рангов, которые имели бы эти величины до совпадения.

Необходимо остановиться и на вопросе об однородности летних и зимних среднемесячных минимумов.

В табл. 1 приведены результаты проверки однородности и среднемесячных минимумов для тех же гидрологических пунктов.

Вполне понятно, что среднемесячные минимумы могут включать в себя некоторую долю поверхностного стока. Однако указанное обстоятельство оказывается несущественным. При принятых уровнях значимости оценки однородности по Колмогорову—Смирнову дали для подавляющего числа пунктов положительные результаты. Однако наличие гидрологических пунктов, где нулевая гипотеза не подтверждается, приводит к выводу, что объединению рядов летнего и зимнего минимумов (как месячных, так и суточных) должен предшествовать статистический анализ объединяемых выборок.

Заключение

1. Комплекс физико-географических факторов способствует формированию годовых минимумов в северной полосе Европейской территории Союза преимущественно зимой, в южной — летом. В центральной же части (Верхний Днепр, Неман, Зап. Двина и др.) наиболее низкие расходы в году наступают в период как летней, так и зимней межени.

2. Генезис обеих категорий минимумов территории Белоруссии и Верхнего Поднепровья дает основание считать их однородными, в особенности для малых и средних бассейнов. Условия формирования летних и зимних минимумов для больших бассейнов иногда способствуют их генетическому различию. При этом различие их обнаруживается не в характере рассеяния, а в центральной тенденции.

3. Произведенные для исследуемой территории оценки однородности летних и зимних минимумов на основе непараметрических критериев различия показали правомерность объединения обеих категорий минимумов в общую совокупность. Это дает возможность увеличить объем информации по многолетним колебаниям минимального стока и более точно определить параметры кривых вероятностей. Сказанное относится как к среднесуточным, так и среднемесячным минимумам.

4. В связи с невозможностью в каждом отдельном случае практики с полной достоверностью считать объединяемые эмпирические совокупности минимумов однородными, целесообразно проверять значимость различия между ними с помощью непараметрических критериев. При этом расчеты являются простыми, а результаты эффективными.

Литература

1. *Большев Л. Н., Смирнов Н. В.* Таблицы математической статистики. М., 1965.
2. *Ван дер Варден Б. Л.* Математическая статистика. Пер. с нем. М., 1960.
3. *Красник М. Г., Лившиц И. М.* О применении порядковых критериев при анализе гидрологических рядов. Сб. «Многолетние колебания стока и вероятностные методы его расчета». М., 1967.
4. *Оуэн Д. В.* Сборник статистических таблиц. М., 1966.
5. Ресурсы поверхностных вод СССР, т. 5. Белоруссия и Верхнее Поднепровье. Л., 1966.
6. Указания по определению минимальных расходов воды рек при строительном проектировании. Л., 1966.
7. *Урбах В. Ю.* Биометрические методы. М., 1964.

Б. М. Гончаронок

ХАРАКТЕРИСТИКИ ВНУТРИГОДОВОЙ НЕРАВНОМЕРНОСТИ СТОКА РЕК БЕЛОРУССИИ

Характер внутригодичного распределения стока играет существенную роль в гидрологических и водохозяйственных расчетах.

Показатели равномерности или неравномерности стока могут быть установлены на основе календарного хода (гидрографа) или статистического распределения расходов в году (кривой обеспеченности суточных расходов).

Попытки характеризовать степень равномерности внутригодичного режима стока рек Европейской части СССР как в хронологическом, так и в статистическом распределении были сделаны Д. И. Кочериным еще в 1927 г. [7, 8]. Он рассматривал вопрос о равномерности режима стока в году и по годам (в многолетнем разрезе). При этом математических показателей равномерности режима стока Д. И. Кочерин не предлагал.

Позже появился ряд предложений по характеристике внутригодичной выравненности стока, главным образом на основе статистического распределения расходов в году, т. е. на основе кривой обеспеченности суточных расходов.

Остановимся на некоторых, с нашей точки зрения, наиболее рациональных характеристиках. С. И. Рыбкин [14] предложил для характеристики внутригодичной выравненности стока показатель естественной зарегулированности (μ). Показатель представляет собой величину дефицита стока межени (с учетом восстановления), соответствующего расходу, равному среднемуголетнему. Эта величина равна избытку стока при таком же расходе.

Подобный показатель предложил П. М. Дмитриевский [6] — коэффициент естественной зарегулированности стока (C_r). Коэффициент представляет собой выраженный в процентах от среднемуголетнего стока воображаемый объем водохранилища, необходимый для полного годового регулирования в среднеарифметическом году.

Д. Л. Соколовский [15] для численного выражения выравненности стока в году предложил принять величину площади кривой обеспеченности суточных расходов (или гидрографа) до среднего годового расхода (рис. 1). Выражая кривую обеспеченности в безразмерных величинах, получаем

$$\varphi_3 = \int_0^1 pdk,$$

$$\text{где } k = \frac{Q}{Q_{\text{ср.г}}}; p = \frac{t}{365}.$$

Д. Л. Соколовский [16] для выделенных им 13 типов режимов рек по характеру кривых обеспеченности суточных расходов показал наличие тесной связи между величиной φ_3 и типом режима. Этот показатель также назван коэффициентом естественной зарегулированности стока.

В. Г. Андреевым [2] для численного выражения неравномерности стока принята величина $\bar{d} = 1 - \varphi_3$, названная им коэффициентом внутригодовой неравномерности. Показатели неравномерности стока С. И. Рыбкина, П. М. Дмитриевского и В. Г. Андреева весьма близки.

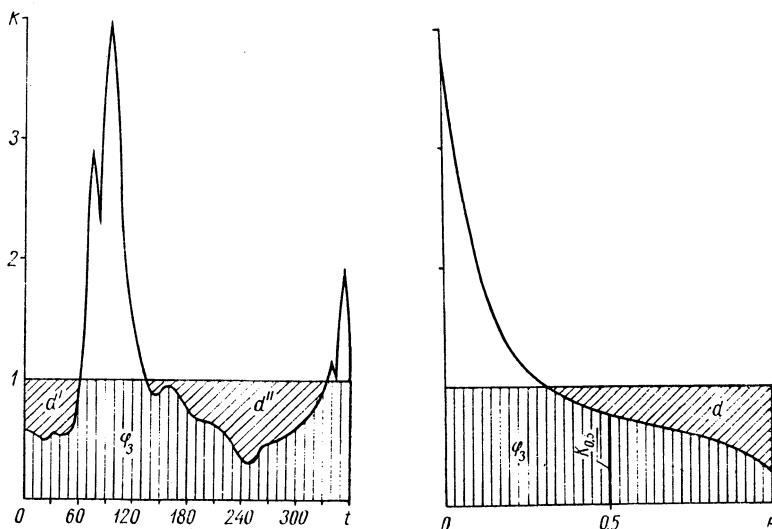


Рис. 1. Характеристики внутригодовой неравномерности стока.

И. М. Лившиц в качестве параметра равномерности внутригодового режима стока предложил величину медианного модульного коэффициента кривой обеспеченности суточных расходов.

Как известно, большинство рек нашей страны относится, по Д. И. Кочерину, к типу «с преобладающим низким режимом» [8]. Для этих рек отношение медианного расхода к среднему ($k_{0,5} = Q_{0,5} : Q_{cp. r}$) всегда меньше единицы (положительная асимметрия) и отражает характер вариации расходов в году. Чем больше неравномерность, тем меньше величина $k_{0,5}$, и наоборот. Так, для реки Свирь с сильно выравненным режимом [3] имеем величину $\bar{k}_{0,5} = 1,03$, а для реки Сарысу (Центральный Казахстан), где сток за восемь месяцев межени составляет всего 0,25% от годового, величина $\bar{k}_{0,5} = 0,03$ [9].

Исследования, проведенные И. М. Лившицем на материалах по рекам Европейской территории Союза, показали наличие тесной связи между величиной $k_{0,5}$ и другими показателями выравненности стока в году, в частности с φ_3 .

Так, при исследовании связи медианного модульного коэффициента $k_{0,5}$ с коэффициентом естественной зарегулированности стока φ_3 для 70 гидрологических пунктов Европейской территории СССР получен коэффициент корреляции $r = 0,95 \pm 0,004$.

При этом уравнение регрессии имеет вид

$$\bar{\varphi}_3 = 0,65\bar{k}_{0,5} + 0,24. \quad (1)$$

Соответственно значение коэффициента неравномерности

$$\bar{d} = 1 - \bar{\varphi}_3 = 0,76 - 0,65\bar{k}_{0,5}, \quad (2)$$

где $\bar{k}_{0,5}$ — медиана так называемой средней кривой обеспеченности суточных расходов (кривой среднегодовых характеристик обеспеченности по Д. И. Кочерину).

И. М. Лившицем проведена проверка формулы (1) на материалах по рекам Словакии, Грузии, Средней Азии, Сибири и получены положительные результаты.

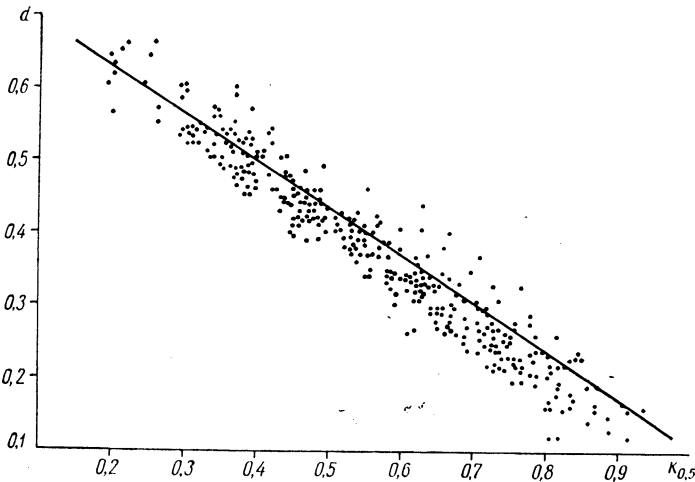


Рис. 2. Связь коэффициентов внутригодовой неравномерности стока d с модульными коэффициентами $k_{0,5}$ для отдельных лет.

Рассмотренные показатели внутригодовой выравненности стока являются только характеристиками осредненного многолетнего режима. Для водохозяйственных расчетов представляет интерес изменчивость ежегодных характеристик внутригодовой выравненности стока.

Исследование этого вопроса нами проведено на материалах по рекам Белоруссии и Верхнего Поднепровья [12].

Колебания внутригодовой выравненности стока. В качестве характеристики выравненности стока отдельных лет нами также принят медианный модульный коэффициент, т. е. отношение медианного расхода ($Q_{0,5}$) каждого реального года к среднему за этот же год

$$k_{0,5} = \frac{Q_{0,5}}{Q_{\text{ср.г}}}.$$

Прежде чем перейти к установлению закономерностей изменения $k_{0,5}$, мы исследовали связь ежегодных значений $k_{0,5}$ и d . На рис. 2 показана связь между сопряженными значениями их для пунктов Не-

ман—Смалининкай, Вилия—Залесье, Зап. Двина—Витебск, Лучеса—Лускинополь, Дисна—Козьяны, Днепр—Могилев, Ухлясть—Радьково, Свислочь—Теребуты, Сушанка—Суша, Беседь—Светиловичи, Уза—Прибор, Оресса—Верхутино, Птичь—Лучицы, Припять—Мозырь.

На основании рис. 2 можно заключить, что формула (2) остается верной и для годовых значений $k_{0,5}$ и d . Коэффициенты корреляции для сопряженных ежегодных значений $k_{0,5}$ и d являются высокими. Так, для пунктов Припять—Мозырь, Птичь—Лучицы, Вилия—Залесье значения r соответственно равны 0,93; 0,98 и 0,92.

Следует отметить следующее:

а) значения модульных коэффициентов, соответствующих средней кривой обеспеченности суточных расходов, получаются по отношению

$$\bar{k}_{0,5} = \frac{\sum_1^n Q_{0,5}}{n} : \frac{\sum_1^n Q_{\text{ср.г}}}{n} = \frac{\sum_1^n Q_{0,5}}{\sum_1^n Q_{\text{ср.г}}} \quad (3)$$

При использовании ежегодных медианных модульных коэффициентов получаем

$$\bar{k}'_{0,5} = \frac{\sum_1^n \frac{Q_{0,5}}{Q_{\text{ср.г}}}}{n} \quad (4)$$

Исследования, произведенные для 20 гидрологических пунктов, показали практически совпадающие результаты по формулам (3) и (4). Это видно из рис. 3. В связи с этим в дальнейшем не делаем различий между $\bar{k}_{0,5}$ и $\bar{k}'_{0,5}$;

б) уравнение (2) позволяет перейти от коэффициента вариации ежегодных значений $k_{0,5}$ к коэффициенту вариации ежегодных значений d .

Действительно, если x и y связаны линейной зависимостью $y = a + bx$, то среднее значение y и среднеквадратическое отклонение σ_y можно выразить так:

$$\bar{y} = \frac{\sum_1^n y}{n} = \frac{\sum_1^n (a + bx)}{n} = a + b\bar{x}; \quad (5)$$

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\sum_1^n [(a + bx) - (a + b\bar{x})]^2}{n - 1}} = b \sqrt{\frac{\sum_1^n (x - \bar{x})^2}{n - 1}} = b\sigma_x. \quad (6)$$

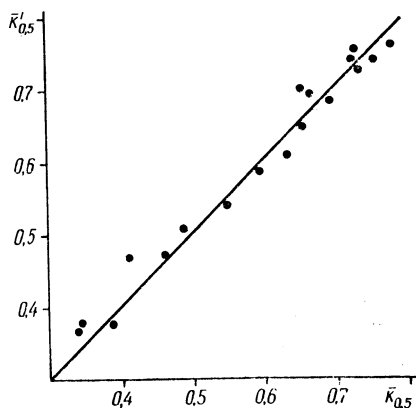


Рис. 3. Связь модульных коэффициентов $\bar{k}'_{0,5}$ с $\bar{k}_{0,5}$.

Коэффициент вариации C_{vy} соответственно

$$C_{vy} = \frac{\sigma_y}{\bar{y}} = \frac{b\sigma_x}{a + b\bar{x}} = \frac{\sigma_x}{\frac{a}{b} + \bar{x}}. \quad (7)$$

Подставив в уравнение (2) вместо x и y величины $k_{0,5}$ и d и вместо a и b соответствующие им коэффициенты, получаем выражения среднего, среднеквадратического отклонения и коэффициента вариации \bar{d} через параметры распределения $k_{0,5}$:

$$\bar{d} = 0,76 - 0,65\bar{k}_{0,5}; \quad (5')$$

$$\sigma_d = 0,65\sigma_{k_{0,5}}; \quad (6')$$

$$C_{vd} = \frac{\sigma_d}{\bar{d}} = \frac{0,65\sigma_{k_{0,5}}}{0,76 - 0,65\bar{k}_{0,5}} = \frac{\sigma_{k_{0,5}}}{1,17 - \bar{k}_{0,5}} = \frac{C_{vk_{0,5}}\bar{k}_{0,5}}{1,17 - \bar{k}_{0,5}}. \quad (7')$$

Таблица 1

Характеристики внутригодовой неравномерности стока рек

Река	Пункт	Число лет наблю- дений	Площадь водо- сбора, км ²	Характеристики							
				по фактическим данным				по формулам			
				$\bar{k}_{0,5}$	$C_{vk_{0,5}}$	\bar{d}	C_{vd}	\bar{d}	C_{vd}	$\frac{\bar{d}_{\text{выч}}}{\bar{d}_{\text{факт}}}$	$\frac{C_{vd \text{ выч}}}{C_{vd \text{ факт}}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Зап. Двина	Витебск	81	27300	0,49	0,26	0,44	0,18	0,44	0,18	1,00	1,00
Лучеса	Лускинополъ	23	3280	0,41	0,20	0,49	0,16	0,49	0,15	1,00	0,94
Неман	Гродно	79	33600	0,73	0,12	0,26	0,25	0,29	0,20	1,11	0,80
Виляя	Залесье	27	6840	0,70	0,17	0,29	0,22	0,30	0,25	1,03	1,13
Днепр	Могилев	24	20800	0,46	0,24	0,45	0,16	0,46	0,16	1,02	1,00
Ухлясть	Радьково	29	258	0,55	0,25	0,40	0,25	0,40	0,23	1,00	0,92
Свислочь	Теребуты	28	4050	0,66	0,18	0,31	0,25	0,33	0,23	1,06	0,92
Сушанка	Суша	17	153	0,53	0,23	0,40	0,20	0,42	0,19	1,05	0,95
Уза	Прибор	26	680	0,38	0,32	0,51	0,15	0,51	0,15	1,00	1,00
Птичь	Лучицы	54	8770	0,60	0,25	0,36	0,25	0,37	0,26	1,03	1,04
Припять	Мозырь	74	97200	0,66	0,22	0,32	0,28	0,33	0,28	1,03	1,00
Оресса	Верхутино	27	520	0,43	0,21	0,46	0,13	0,48	0,12	1,04	0,92
Дубиса	Чякишке	28	1930	0,49	0,24	0,45	0,16	0,44	0,17	1,98	1,06
Швянтыйн	Укмярге	32	5345	0,67	0,21	0,32	0,19	0,32	0,28	1,0	1,47
Неман	Смалининкай	137	81200	0,76	0,13	0,24	0,25	0,36	0,24	1,08	0,96
Виляя	Вильнюс	333	15200	0,76	0,13	0,24	0,21	0,26	0,24	1,08	1,14
Виляя	Йонова	35	24500	0,74	0,14	0,26	0,24	0,28	0,22	1,08	0,92
Шешупе	Скиргайляй	19	1880	0,34	0,25	0,53	0,11	0,54	0,10	1,02	0,91

В табл. 1 приведены результаты вычисления \bar{d} по формуле (2) и C_{vd} по формуле (7'). Полученные данные показывают, что нормы внутригодовой неравномерности \bar{d} и коэффициенты вариации C_{vd} можно вычислять по соответствующим параметрам медианных модульных коэффициентов ($\bar{k}_{0,5}$ и $C_{vk_{0,5}}$).

Нетрудно убедиться, что коэффициенты асимметрии для $k_{0,5}$ и d при принятии линейной связи между ними по абсолютной величине равны.

Действительно, на основании формул (5) и (6) находим

$$C_{sy} = \frac{\sum_1^n (y - \bar{y})^3}{n\sigma_y^3} = \frac{\sum_1^n [(a + bx) - (a + b\bar{x})]^3}{nb^3\sigma_x^3} = C_{sx}. \quad (8)$$

Подставляя вместо x и y соответствующие им в уравнении (5') $k_{0,5}$ и d и учитывая знак коэффициента при $k_{0,5}$, получаем уравнение

$$C_{sd} = -C_{sk_{0,5}}. \quad (8')$$

В связи с тем что совокупность фактических наблюдений не позволяет определить C_s с надлежащей точностью, нами проведены исследования для косвенного их определения. При этом брались ряды $k_{0,5}$. Для исследований C_s использовался как метод графического анализа (на клетчатках вероятностей), так и графо-аналитический метод [1], основанный на связи между коэффициентами скошенности и асимметрии. В результате нами получены для 9 пунктов из 20 отношения C_s/C_v , весьма близкие к 2, а для остальных пунктов результаты разноречивы. Данный вопрос требует дополнительных исследований. Для приближенного определения C_s можно рекомендовать соотношение $C_s = 2C_v$, или подбор по аналогии. Последнее подкрепляется тем, что, например, для трех пунктов Немана и двух пунктов Вилии отношение C_s к C_v одинаковое ($C_s/C_v = 2$).

Расчеты при отсутствии непосредственных наблюдений. Для построения кривых обеспеченности $k_{0,5}$ необходимо разработать косвенные методы определения норм и коэффициентов вариации ($\bar{k}_{0,5}$ и $C_{vk_{0,5}}$). Что же касается коэффициента асимметрии, то о методах приближенного установления его уже сказано выше.

Имея параметры кривой распределения $k_{0,5}$, можно перейти и к определению параметров распределения d по формулам (2) и (7').

Для определения нормы $\bar{k}_{0,5}$ рек Полесья И. М. Лившицем [10] получено уравнение

$$\bar{k}_{0,5} = aF^{0,08}, \quad (9)$$

где F — площадь водосбора, $км^2$; a — параметр, отражающий физико-географические факторы внутригодичного распределения стока.

Подобное исследование произведено В. Г. Андреяновым [3] для косвенного определения \bar{d} . В качестве основных определяющих факторов им также приняты регулирующее влияние площади водосбора и зональные природные условия. В предложенной формуле [3] учтено и регулирующее влияние озерности. Общий вид формулы

$$\bar{d} = \left(a_d - c_d \lg \frac{F + 1}{2000} \right) (1 - \omega_{оз}^2)^3, \quad (10)$$

где a_d — зональный параметр, определяемый по карте изолиний или по аналогии с изученными пунктами. При $F = 2000 км^2$ и $\omega_{оз} = 0$ параметр a_d равен коэффициенту неравномерности \bar{d} ; c_d — параметр, изменяющийся для Европейской территории Союза от 0,05 до 0,10; $\omega_{оз}$ — озерность водосбора.

Ю. П. Бурнейкис и Б. В. Гайлюшис [5] исследовали формулу В. Г. Андреянова для определения коэффициента внутригодовой неравномерности стока и внесли в нее некоторые коррективы для рек Литовской ССР. В частности, ими введен коэффициент, учитывающий регулирующее влияние песчаных грунтов.

Для крупных рек Белоруссии В. Н. Плужниковым и Л. В. Добролюбовой [11] проведены исследования по уточнению параметров формулы (10).

Нами исследована зависимость нормы медианного модульного коэффициента от зональных и азональных факторов. В результате получена формула

$$\bar{k}_{0,5} = a + 0,08 \lg(F + 1), \quad (11)$$

где a — географический параметр, определяемый по карте изолиний и представляющий собой минимальное значение $k_{0,5}$ при $F \rightarrow 0$.

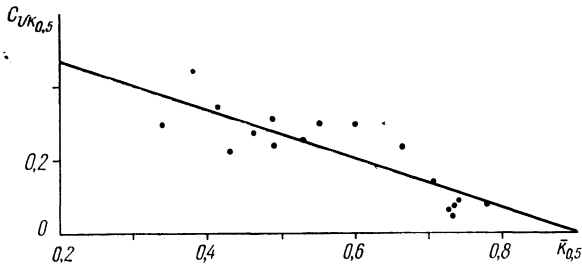


Рис. 4. Связь между коэффициентом вариации $C_{vk_{0,5}}$ и $\bar{k}_{0,5}$.

При установлении приведенной зависимости использованы данные по 176 водопостам рек Белоруссии и Верхнего Поднепровья.

Переход к d по формуле (2) дает

$$\bar{d} = 1,17 - a - 0,08 \lg(F + 1). \quad (12)$$

Что же касается изменчивости медианного модульного коэффициента, то математическая зависимость между $C_{vk_{0,5}}$ и предполагаемыми его факторами нами не выведена. Намечается явная связь между $C_{vk_{0,5}}$ и $\bar{k}_{0,5}$ (рис. 4). Это вполне закономерно, так как величина $\bar{k}_{0,5}$, так же как и коэффициент вариации, зависит от бассейна и зональных факторов.

Можно предположить, что факторы, влияющие на внутригодовую неравномерность стока, являются определяющими и для характеристик ее изменчивости ($C_{vk_{0,5}}$, C_{vd}) в многолетнем разрезе. Коэффициент корреляции между $C_{vk_{0,5}}$ и $\bar{k}_{0,5}$ получился равным 0,79. Это указывает на реальность связи, так как согласно критерию В. В. Романовского [13],

$$|r| \sqrt{n-1} = 0,79 \sqrt{20} = 3,5 > 3,0. \quad (13)$$

Для приближенного определения $C_{vk_{0,5}}$ можно рекомендовать график $C_{vk_{0,5}} = f(\bar{k}_{0,5})$ (см. рис. 4).

В случае необходимости по полученным косвенным путем $\bar{k}_{0,5}$ и $C_{\sigma k_{0,5}}$ можно вычислить \bar{d} и $C_{\sigma d}$.

Следует отметить, что В. Г. Андреевым [3] был исследован вопрос о косвенном определении $C_{\sigma d}$ и сделаны некоторые выводы о соотношениях коэффициентов вариации показателя внутригодовой неравномерности с коэффициентами вариации годового стока для различных физико-географических районов. Подобное исследование и уточнение характеристик проведено и Ю. П. Бурнейкисом и Б. В. Гайлюшисом [4] для рек Литовской ССР.

Выводы

1. Из существующих показателей внутригодовой неравномерности распределения стока наиболее рациональным является коэффициент внутригодовой неравномерности \bar{d} или коэффициент естественной зарегулированности φ_3 . Однако определение ежегодных значений d связано с громоздкими вычислительными операциями.

2. Для рек с преобладающим низким режимом внутригодовая неравномерность может быть оценена отношением медианного расхода к среднему годовому $k_{0,5}$. Исследования показывают, что норма и ежегодные значения этой величины весьма тесно связаны с d . Связь выражается линейной зависимостью. Линейной зависимостью связаны также стандарты $\sigma_{k_{0,5}}$, σ_d и коэффициенты асимметрии. Это обстоятельство позволяет перейти от кривой обеспеченности $k_{0,5}$ к соответствующей кривой d .

3. Для неисследованных рек Белоруссии даны рекомендации для установления параметров распределения вероятностей $k_{0,5}$, а следовательно, и d .

Литература

1. Алексеев Г. А. Графо-аналитические способы определения и приведения к длительному периоду наблюдений параметров кривых распределения. Тр. ГГИ, вып. 73, 1960.
2. Андреев В. Г. Методика расчета внутригодового распределения стока с учетом водности года. Тр. ГГИ, вып. 38 (92), 1953.
3. Андреев В. Г. Внутригодовое распределение речного стока. Л., 1960.
4. Бурнейкис Ю. П., Гайлюшис Б. В. Исследования зависимостей коэффициента внутригодовой неравномерности стока рек Литовской ССР от величины площади и озерности водосбора. Тр. АН Лит. ССР, сер. Б 4(35), 1963.
5. Гайлюшис Б. В., Бурнейкис Ю. П. Исследования распределения по территории коэффициента внутригодовой неравномерности стока рек Литовской ССР. Тр. АН Лит. ССР, сер. Б 4(39), 1964.
6. Дмитриевский П. М. Качественный показатель для характеристики рек как объектов энергетического использования. «Гидротехническое строительство», 1960, № 9.
7. Кочерин Д. И. Средний многолетний, годовой и месячный сток рек Европейской части Союза. Тр. МИИТ, вып. VI, 1927.
8. Кочерин Д. И. Обеспеченность расходов в году и ее характеристика по реальным данным для рек СССР. Тр. МИИТ, вып. XI, 1929.
9. Кузин П. С. Режим рек южных районов Западной Сибири, Северного и Центрального Казахстана. Л., 1953.
10. Лившиц И. М. Обеспеченность суточных расходов рек Полесья. Тр. ин-та мелиорации, водного и болотного х-ва АН БССР, т. VI, 1955.
11. Плужников В. И., Добролюбова Л. В. К характеристике внутригодовой неравномерности стока рек БССР. Сб. «Использование и охрана водных ресурсов Белоруссии», ч. I. Минск, 1966.
12. Ресурсы поверхностных вод СССР, т. 5. Белоруссия и Верхнее Поднепровье. Л., 1966.
13. Романовский В. В. Элементы теории корреляции. Ташкент, 1928.
14. Рыбкин С. И. Новые универсальные характеристики речного стока и применение их к решению водохозяйственных задач. «Метеорология и гидрология», 1935, № 4.
15. Соколовский Д. Л. Гидрологические и водохозяйственные расчеты при проектировании малых ГЭС. Тр. НИУ ГУГМС, сер. IV, вып. 36, 1946.
16. Соколовский Д. Л. Речной сток. Л., 1959.

Н. М. Балаескул, В. Б. Хейман

ПРИМЕНЕНИЕ ВОДОИЗМЕРИТЕЛЬНЫХ ЛОТКОВ В ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ГИДРОМЕТРИИ

Из целиковых методов определения расходов на каналах и малых естественных водотоках большое распространение получили измерения с помощью гидрометрических лотков.

В нашей стране лотки нашли широкое применение в ирригации [3, 4], а также в промышленной и коммунальной канализации [1, 8]. Эти сооружения обладают рядом преимуществ по сравнению с другими водосливными устройствами.

Лотки в зависимости от их габаритов применяются для большого диапазона расходов. Так, определяемые с помощью лотка Паршалла расходы могут изменяться от 0,010 до 80 м³/сек при сохранении достаточно высокой точности измерения [4].

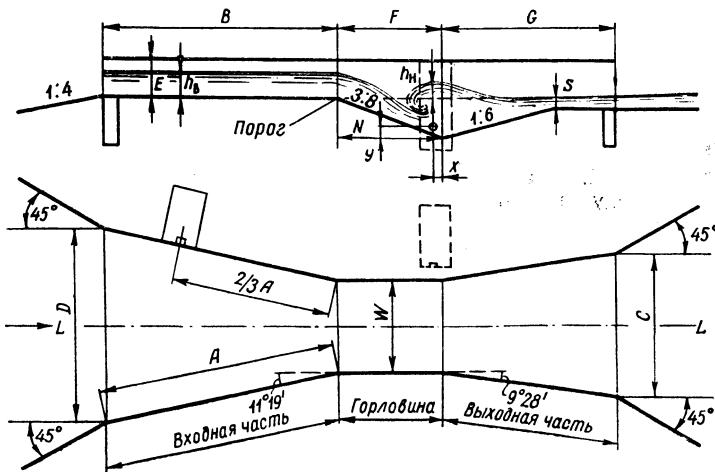


Рис. 1. Схема лотка Паршалла.

Лоток работает с очень небольшими потерями напора: при свободном истечении через лоток Паршалла потеря напора в четыре раза меньше, чем в водосливах [2, 4]. Гораздо меньше потери напора и при затопленном режиме.

Влекомые наносы свободно проходят через лоток, не отлагаясь в верхнем бьефе. Скорость подхода мало влияет на результаты измерения.

При свободном истечении расход является лишь функцией глубины

над порогом, измеряемой в определенной точке входной части лотка. Для фиксации глубины можно применить обычный самописец уровней или дистанционную установку.

Гидрометрические лотки одновременно могут служить и смесителями [5, 12]. Разработана конструкция лотка, позволяющая использовать турбулентность потока для перемешивания химических веществ. Для ирригационных систем часто конструируются лотки, обеспечивающие одновременно учет и регулирование подачи расхода воды [3].

В современных условиях мелиорации осушительные сети недостаточно оснащены гидрометрическими сооружениями для непрерывного учета расходов воды. Вместе с тем для эксплуатационной гидрометрии мелиоративных систем гидрометрические лотки являются весьма рациональными измерительными устройствами (малые подпоры, слабая заиляемость верхнего бьефа, возможность непрерывного учета стока, большой диапазон измеряемых расходов). По-видимому, можно конструировать лотки-шлюзы и использовать сооружения для учета и спорадического обратного регулирования (шлюзования).

Наибольшее распространение в практике получили лотки Вентури и уже упоминавшиеся лотки Паршалла.

В основе работы лотка Вентури лежит связь между расходом и перепадом давления, создаваемым сужением открытого канала [15]. Снижение уровня определяется по разности глубин над горизонтальным дном.

Таблица 1

Конструктивные элементы водомера Паршалла	Правила для подбора конструктивных элементов
Переменные элементы	
Ширина горловины W (ширина порога), $м$	Выбирается в зависимости от максимального расхода и других условий эксплуатации
Длина входной части по оси лотка, $м$	$B = 0,5 W + 1,20$
Ширина входа, $м$	$D = 1,2 W + 0,48$
Ширина выхода, $м$	$C = W + 0,30$
Боковая стенка входной части, $м$	$A = \frac{B}{\cos \alpha} = 1,02B$
Расстояние от порога горловины до водомерного колодца, $м$	$L = \frac{2}{3} A$
Постоянные элементы	
Угол между боковой стенкой входной части и осью лотка	$\alpha = 11^{\circ}19'$
Угол между боковой стенкой выходной части и осью лотка	$\beta = 9^{\circ}28'$
Уклон дна горловины	$I_{д.г} = 0,375, N = 0,225 м$
Обратный уклон дна выходной части лотка	$I_{вых} = 0,167, s = 0,075 м$
Длина выходной части по оси лотка, $м$	$G = 0,92$
Длина горловины по оси лотка, $м$	$F = 0,60$
Высота боковых стенок	$\epsilon > h_B на 0,15 м$
Угол между открылками входной части и осью потока	$\gamma = 45^{\circ}$

Лоток Паршалла создан в результате многолетних экспериментов и дальнейшего усовершенствования лотка Вентури [9, 10, 11]. При свободном истечении на гребне горловины лотка устанавливается критическая глубина, а в выходной его части формируется гидравлический прыжок.

Паршаллом разработан ряд конструктивных правил, при выполнении которых действительны формулы для вычисления расхода, полученные опытным путем.

На рис. 1 представлена схема лотка Паршалла, а в табл. 1 — нормативные требования к соотношению между конструктивными элементами.

Для создания нормального режима работы лотка, согласно исследованиям Паршалла, участок канала должен быть прямолинейным на протяжении не менее 15 м до лотка и 20 м после него. Несоблюдение этого условия приводит к неправильному распределению скоростей в зоне сооружения и несоответствию истинного расхода, вычисленному по эмпирической формуле Паршалла.

Следует отметить, что в канализационных системах вследствие тесной компоновки сооружений в плане требования, предъявляемые к установке лотков, часто не соблюдаются, что в значительной мере отражается на точности учета стока.

1. *Аналитические зависимости.* Для условий свободного истечения формула Паршалла записывается в виде

$$Q = 0,372W \left[\frac{h_b}{0,305} \right]^{1,569W^{0,026}}, \quad (1)$$

где W — ширина горловины, м; h_b — глубина воды над порогом, измеренная в успокоительном колодце верхнего бьефа на расстоянии $\frac{2}{3}A$, м; Q — расход, м³/сек.

Свободное истечение имеет место, если коэффициент затопления

$$k = \frac{h_n}{h_b} < 0,7, \quad (2)$$

где h_n — глубина воды над тем же порогом, измеренная в выходной части сооружения (в конце горловины), м.

При $k > 0,7$ истечение с порога подтопленное. В этом случае

$$Q' = Q - q. \quad (3)$$

Значение поправки q определяется по формуле

$$q = 0,0746 \left\{ \left[\frac{h_b}{\left(\frac{0,928}{k} \right)^{1,8} - 0,747} \right]^{4,57 - 3,14k} + 0,093k \right\} W^{0,815}, \quad (4)$$

где k — степень затопления струи. Для $k > 0,95$ точность формулы (4) резко падает.

Формулы (1) и (4) являются эмпирическими и выведены на основе большого количества экспериментов. Для облегчения пользования формулами (1) и (4) нами построены номограммы. Формула (1) может быть приведена к канонической форме Коши. Для нее построена номо-

грамма из выравненных точек (рис. 2) [6]. На номограмме показано решение примера. Дано: $W=1,0$ м; $h_b=0,3$ м. Ответ: $Q=0,370$ м³/сек.

Для формулы (4) построена номограмма из равноудаленных точек (рис. 3). При построении номограммы использованы методы, разработанные Г. С. Хованским [7]. Способ пользования номограммой покажем на примере. Дано: $W=1,0$ м; $h_b=0,7$ м; $k=0,8$. Найти q .

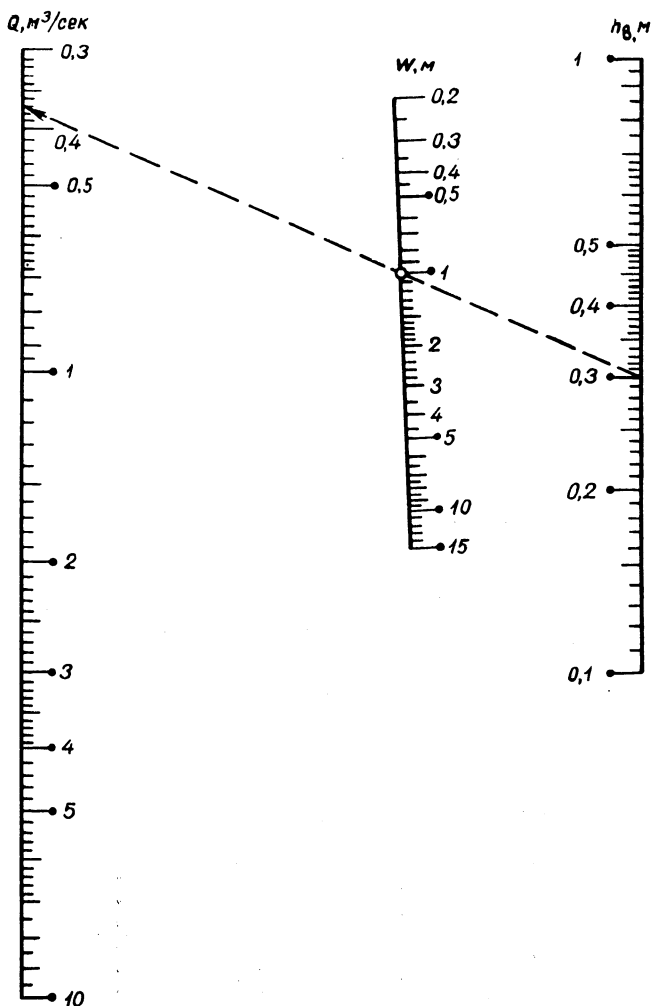


Рис. 2. Номограмма для определения расходов в лотке Паршалла при свободном истечении (формула (1)).

В поле (h_b, k) номограммы находим точку, соответствующую значениям $h_b=0,7$ и $k=0,8$. Приняв эту точку за центр, проводим дугу от точки шкалы W с пометкой 1,0 до точки пересечения со шкалой q . На шкале q читаем ответ: $q=0,128$ м³/сек.

2. Новые исследования в области применения лотка Паршалла. Приведенные формулы Паршалла применимы для строго определен-

ных, так называемых стандартных ширин горловины в диапазоне от 1 дюйма до 50 футов (0,025 м ÷ 15,2 м).

Стандартные ширины горловины по Паршаллу приведены в табл. 2.

В связи со строгой стандартизацией ширин использование лотков других размеров, не указанных Паршаллом, на практике затруднительно.

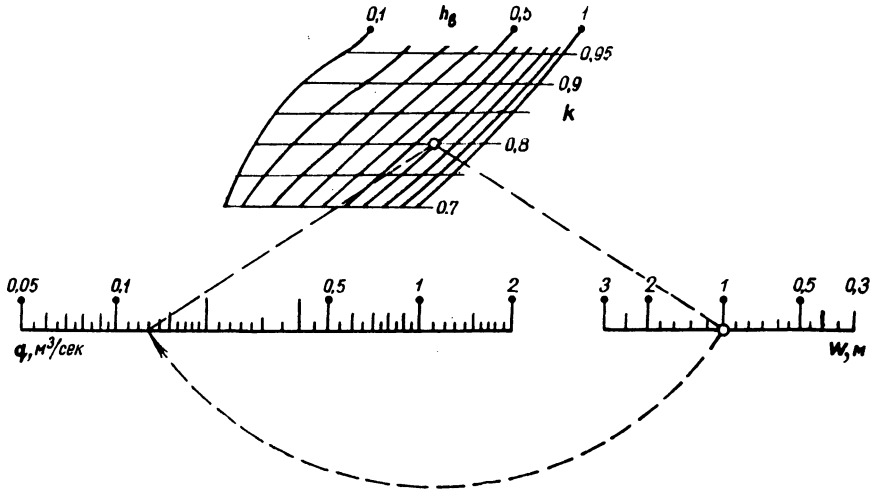


Рис. 3. Номограмма для определения поправки к расходу в лотке Паршалла при условии подтопления (формула (4)).

В последнее время предпринимались неоднократные попытки теоретически обосновать для лотка Паршалла зависимость расходов и глубин в верхнем бьефе. В результате этих поисков Дэвисом [13, 14] выведено уравнение, связывающее расход и глубину для всех лотков ши-

Таблица 2

Ширина горловины			
Дюймы, футы	м	Дюймы, футы	м
1"	0,025	4'	1,22
2"	0,050	6'	1,83
3"	0,075	8'	2,44
6"	0,152	10'	3,05
9"	0,228	12'	3,66
1'	0,305	20'	6,10
2'	0,610	40'	12,2
3'	0,914	50'	15,2

риной от 1 дюйма до 50 футов. По мнению Дэвиса, согласованность между этим уравнением и опубликованными Паршаллом данными позволит использовать лотки нестандартных размеров и расширить область применения этого типа измерительных устройств.

Вывод уравнения Дэвиса основан на анализе методом размерностей. Все величины, входящие в уравнение, даны в безразмерном выражении (взяты в отношении к ширине горловины). При выводе уравнения Дэвис исходит из предположения, что в измеряемом сечении

имеет место параллельный однородный поток, для которого величина удельной энергии выражается в виде

$$E_1 = Y_1 + \frac{Q_1^2}{2gY_1^2W_1^2} \quad (5)$$

или

$$E_1 = Y_1 + \frac{Q_1^2}{2gY_1^2(W + 0,4X_1)^2}, \quad (6)$$

где E_1 — величина удельной энергии сечения; Y_1 — глубина воды в измеряемом сечении над порогом; X_1 — расстояние по оси лотка от гребня до сечения; W — ширина горловины; Q — расход; g — ускорение силы тяжести.

Выражая все величины равенства (6) в безразмерном виде (в отношении к ширине горловины W), получаем

$$E_0 = Y_0 + \frac{Q_0^2}{2Y_0^2(1 + 0,4X_0)^2}. \quad (7)$$

На основании эмпирических данных Дэвисом найдены величины Q_0 и E_0 при различных значениях X_0 и Y_0 и установлена зависимость между ними для лотков любых размеров в виде

$$E_0 = 1,351Q_0^{0,645}. \quad (8)$$

Приравнивая правые части уравнений (7) и (8), получаем уравнение Дэвиса

$$Y_0 + \frac{Q_0^2}{2Y_0^2(1 + 0,4X_0)^2} = 1,351Q_0^{0,645}, \quad (9)$$

где

$$Y_0 = \frac{h_b}{W}; \quad (10)$$

$$X_0 = \frac{2}{3} \cdot \frac{(0,5W + 1,2)}{W}. \quad (11)$$

Согласно данным Дэвиса, уравнение (9) может использоваться для подсчета расходов по лоткам любых размеров (не только стандартных, но и промежуточных). Дэвисом также высказано предположение, что это уравнение может использоваться и для корректировки тарировочных кривых лотков стандартных размеров, в которых остальные элементы не соответствуют установленным правилам.

Искомый расход определяется из соотношения

$$Q = Q_0g^{1/2}W^{3/2}. \quad (12)$$

Сопоставление результатов, получаемых по формулам Паршалла и Дэвиса, показывает, что максимальное отклонение величин расходов,

найденных по формуле (9), от значений расходов по Паршаллу не превышает $\pm 4,9\%$.

Формула Паршалла представляет собой чисто эмпирическую зависимость, уравнение Дэвиса является более общим, ибо оно выведено на основании теоретического анализа гидравлики потока в лотке и экспериментальных данных. Весьма близкая сходимость результатов по Паршаллу и уравнению (9), полученная Дэвисом для стандартных ширин горловины, а нами проверенная для диапазона ширин от 0,50 до 10 м при различных вариациях глубин в верхнем бьефе h_b , позволяет сделать следующие выводы.

1. При условии свободного истечения формулы Паршалла (1) и Дэвиса (9) дают тождественные результаты, вследствие чего формула Паршалла (1) может с успехом применяться для расчета расходов по лоткам любых размеров (стандартных и нестандартных).

2. Расчеты лотков следует вести по номограммам для формул Паршалла (1) и (4), приводимым на рис. 2, 3.

3. В случае применения лотков нестандартных размеров и нарушения конструктивных требований следует применять формулу Дэвиса как более общую. Обязательным условием для таких лотков является наличие прямых участков достаточной длины до и после лотка.

4. При нарушении конструктивных требований и правил установки лотка в канале зависимость расходов и глубин $Q=f(h_b)$ должна устанавливаться путем тарировки сооружения.

5. Учитывая тщательную разработанность конструктивных элементов лотка Паршалла и достоверность результатов измеряемых им расходов, необходимо широко внедрять лотки Паршалла и в условиях мелиорации. Возможно, что это потребует некоторой модификации конструкции и соответствующей экспериментальной проверки гидравлических показателей.

Литература

1. Ботук Б. О. Лоток Паршалла. «Водоснабжение и санитарная техника», 1937, № 8.
2. Израильсэп О. Теория и практика ирригации. Пер. с англ. М., 1956.
3. Попова В. Я. Сооружения для распределения и учета воды при орошении. М., 1966.
4. Саенко Г. И. Руководство и таблицы для ирригационных водомеров Паршалла. М., 1947.
5. Терновцев В. Е. Исследование процесса смешения в открытом турбулентном потоке с вводимым в нее реагентом. Автореф. дисс. на соискание уч. степ. канд. техн. наук. Киев, 1966.
6. Хованский Г. С. Методы номографирования. М., 1964.
7. Хованский Г. С. Приспособляемые номограммы из равноудаленных точек. Сб. «Номографический сборник», № 4. М., 1967.
8. Яковлев С. В. и др. Вспомогательные устройства очистных канализационных станций. М., 1955.
9. Parshall R. Parshall Flume of Large Size. Colo. Agr. Expt. Sta. Bull. 386, 1932.
10. Parshall R. The Parshall Measuring Flume. Colo. Arg. Expt. Sta. Bull. 423, 1936.
11. Parshall R. Measuring Water in Irrigation Channels. U. S. D. A. Farmers Bull., 1683, 1932, Revised October 1941.
12. Ryan A. L., Morgan C. L. Modified Parshall Flume Combines Measuring and Mixing. Engineering news-Record, v. 140, № 18, April 29, 1949.
13. Davis S. Unification of Parshall Flume Datd. Journal of the Irrigation and Drainage Division. Proceedings of the American Soc. of Civil Engineers. Dec. 1961.
14. Davis S. Unification of Parshall Flume Data. Discussion Journal of the Irr. and Drain. Div. Proc. of the Am. Soc. of Civil Eng., June, 1963.
15. Novak V. Zlabový venturimetr—měřič průtoků. „Jemna mechanika a optika“, 1961, t. 6, № 1.

В. Б. Хейнман

НОМОГРАММА ДЛЯ РАСЧЕТА КОЭФФИЦИЕНТОВ ВАРИАЦИИ СТОКА n -ЛЕТИЙ

Коэффициент вариации стока n -летних периодов при наличии коррелятивной связи смежных лет определяется по формуле, предложенной С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем [1, 2]:

$$C_{v_n} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{2}{n} \cdot \frac{r}{1-r} \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right)}, \quad (1)$$

где C_v — коэффициент вариации ежегодных значений расходов; n — продолжительность принятого периода; r — коэффициент корреляции смежных лет.

Пределы изменения переменных, входящих в уравнение (1), следующие:

$$0,2 \leq C_v \leq 1,2; 1 \leq n \leq 15; 0,1 \leq r \leq 0,7.$$

Для формулы (1) построена номограмма из равноудаленных точек (рис. 1).

Таблица 1

Координаты	Поле центров (r, n)	Шкала засечек C_v	Шкала засечек C_{v_n}
x	$25 \lg \left\{ \frac{1}{n} \left[1 + \frac{2r}{(1-r)n} \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right) \right] \right\}$	$-100 \lg C_v + 30$	$100 \lg C_{v_n} - 30$
y	$15 rn + 5$	75	75

Номограмма построена по методу Г. С. Хованского [3, 4].

Уравнения элементов номограммы приведены в табл. 1.

Пример. Дано: $r=0,4$; $n=6$; $C_v=0,8$. Найти C_{v_n} .

В поле (r, n) номограммы находим точку, соответствующую значениям $r=0,4$ и $n=6$. В эту точку помещаем ножку циркуля. Радиусом, равным расстоянию от этой точки до точки на шкале C_v с пометкой 0,8, проводим дугу окружности до пересечения со шкалой C_{v_n} . На шкале C_{v_n} читаем пометку полученной точки $C_{v_n}=0,45$.

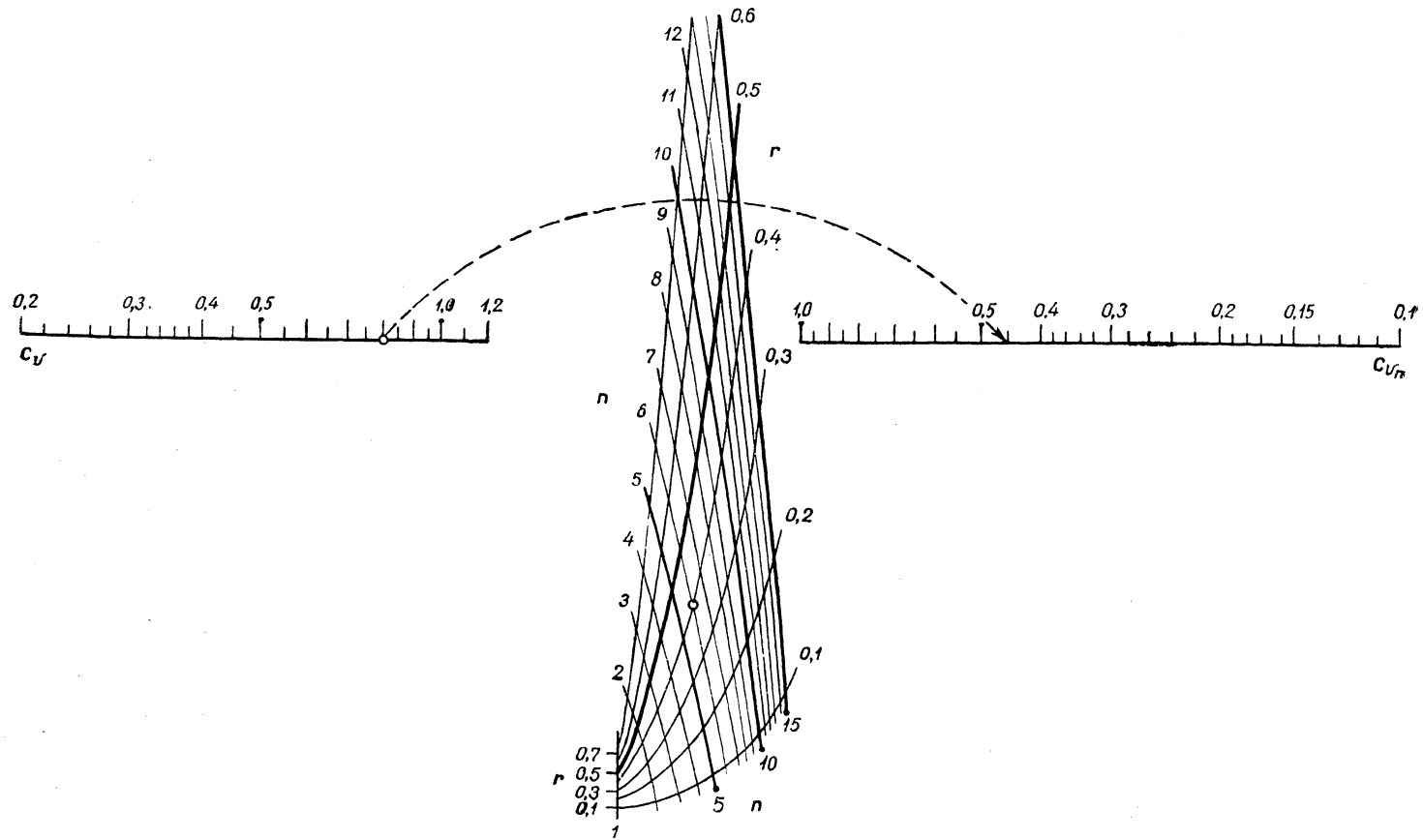


Рис. 1.

Литература

1. Крицкий С. Н., Менкель М. Ф. Расчет многолетнего регулирования речного стока с учетом коррелятивной связи между стоком смежных лет. Сб. «Проблемы регулирования речного стока», вып. 8. М., 1959.
2. Указания по определению расчетных величин годового стока рек и его внутреннего распределения (СН-371-67). Л., 1968.
3. Хованский Г. С. Методы номографирования. М., 1964.
4. Хованский Г. С. Приспособляемые номограммы из равноудаленных точек. Сб. «Номографический сборник», № 4. М., 1967.

Г. В. Васильченко

МОДЕЛИРОВАНИЕ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ЯВЛЕНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЭЛЕКТРОПРОВОДНЫХ ЖИДКОСТЕЙ

Измерение нестационарных скоростей при экспериментальных исследованиях и гидравлическом моделировании до настоящего времени остается одной из наиболее трудных задач.

Известные способы (термоанемометрия, скоростная киносъемка, тензометрия, метод электромагнитной индукции и др.) мало пригодны для практического использования либо из-за сложности, либо из-за невысокой надежности.

Использование вместо обычной жидкости специальных электролитов имеет преимущества по сравнению с известными приемами, так как позволяет измерять скорости потока вводимыми в него электродами.

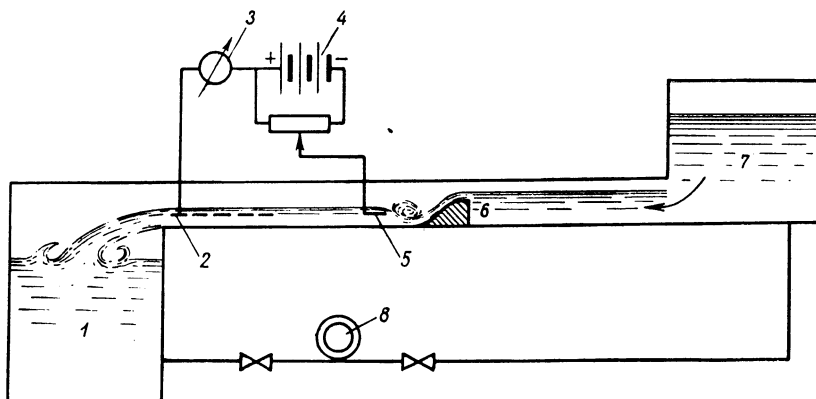


Рис. 1. Циркуляционная установка и электрическая схема для измерения скоростей в потоке электропроводной жидкости:

1 — нижний оголовок; 2 — анод; 3 — приборы регистрации сигналов; 4 — источник питания; 5 — катод; 6 — исследуемая модель; 7 — напорный оголовок; 8 — насос.

Измерение скоростей в потоке осуществляется одним или несколькими катодами, соединенными внешней электрической цепью через источник питания и приборы регистрации тока с анодом (рис. 1). При включении тока на катоде происходит восстановление ионов реагирующего вещества, а на аноде такое же количество их окисляется. Вследствие этого на электродах образуется диффузионный пограничный слой с положительным или отрицательным градиентом концентрации реагирующего вещества. При этом ток в цепи определится самой медленной из протекающих стадий: доставкой ионов к поверхности электродов,

собственно электрохимической реакцией или отложением и отводом продуктов реакции от поверхности электродов. В общем случае его величина определяется уравнением

$$I = f(K, V, T, S, U), \quad (1)$$

где K — электрохимические константы электропроводной жидкости; V — напряжение; T — температура; S — поверхность приемной части катода; U — скорость.

Измерение скоростей на основе описанного механизма возможно только в том случае, если доставка ионов к поверхности электродов будет самой медленной стадией всего процесса прохождения тока. Поэтому за независимую переменную принимается скорость, а все другие величины различными приемами поддерживаются постоянными. Применяя для электродов металл, не взаимодействующий с электролитом, подбирая состав электролита, обеспечивающий протекание равновесной окислительно-восстановительной электрохимической реакции, и задавая напряжение, можно избежать отложения каких-либо продуктов на поверхности электродов и обеспечить быстрое протекание реакции. В связи с тем что на аноде окисление ионов происходит быстрее, чем их восстановление, и поверхность анода принимается во много раз больше поверхности катода, протекание реакции будет определяться только количеством доставляемых к катоду ионов, и между током и скоростью установится определенное соответствие.

Интервал напряжения $I = f(V) \frac{dI}{dV} \min \rightarrow n$, при котором процесс практически зависит только от скорости и может быть получено предельное значение тока, устанавливается построением вольт-амперной характеристики. Следует отметить, что уменьшение рабочего напряжения приводит к потере чувствительности и стабильности, а увеличение вызывает явления поляризации.

В общем случае задача об установлении связи между током и скоростью сводится к решению уравнения нестационарной диффузии

$$\frac{\partial C}{\partial t} \operatorname{div}(D \operatorname{grad} C) - \operatorname{div} CU, \quad (2)$$

где C — концентрация раствора; D — коэффициент диффузии. Однако решение этого уравнения даже для самых простых граничных условий вызывает большие трудности, поэтому в приближенном виде решение возможно только для отдельных частных случаев. К одному из них

относится стационарное течение жидкости $\frac{\partial C}{\partial t} = 0$, при котором поток

вещества, доставляемого в область диффузионного пограничного слоя за счет конвекции, равен количеству вещества, отбираемого для подачи к поверхности катода уже за счет молекулярной диффузии. В связи с тем что приемник скоростей (катод) часто выполняется в виде продольного цилиндрического тела с торцевой частью в форме полусферы, имеет смысл решение стационарной диффузии выполнить для этих видов поверхностей.

В случае продольнообтекаемого тела вращения с ламинарным пограничным слоем на его поверхности исходной является система уравнений

$$\left. \begin{aligned} u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + u_2 \frac{\partial u_1}{\partial x_2} &= U \frac{\partial U}{\partial x_1} + \nu \frac{\partial^2 u_1}{\partial x_2^2}, \\ u_1 \frac{\partial C_1}{\partial x_1} + u_2 \frac{\partial C_1}{\partial x_2} &= D \frac{\partial^2 C_1}{\partial x_2^2}, \\ \frac{\partial(r_0 u_1)}{\partial x_1} + \frac{\partial(r_0 u_2)}{\partial x_2} &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

где x_1, x_2 — продольная и вертикальная координаты; r — радиус; u_1, u_2 — продольная и вертикальная составляющие скорости.

Граничные условия

$$\left. \begin{aligned} u_1 = 0, u_2 = 0, C_1 = C_0, x_2 = 0, \\ u_1 = U_\infty, C_1 = 0, x_2 = \infty, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

где $C_1 = C - C_0$; C_0 при $x_2 > \delta$.

Местное число Нуссельта $N_x = \frac{D \left(\frac{\partial C_2}{\partial x_2} \right)_{x_2=0}}{C_0 D} x_1$ вблизи лобовой критической точки определено в соответствии с решением (2)*.

$$N_x = F(P_r) \text{Re}_x^{0,5}, \quad (5)$$

где P_r — число Прандтля.

На основании данных, приведенных в работе [2], значение $F(P_r)**$ для $P_r \approx 10^3$ принято равным $F(P_r) = 0,45(P_r)^{0,4}$.

В случае сферической поверхности, вводя вместо текущей координаты x диаметр d и замечая, что в этом случае $U = \frac{3}{2} U_\infty \sin \frac{2x}{3} = \frac{3U_\infty x}{d}$, получаем

$$N_{сф} = \frac{D \left(\frac{\partial C}{\partial x_2} \right)_{x_2=0}}{DC_0} d = 0,78 \text{Re}_d^{0,5} P_r^{0,4}, \quad (6)$$

где d — диаметр.

Величина тока, принимаемого полусферой, в соответствии с обобщенным законом Фарадея равна

$$i_{сф} = 1,22 C_0 D \nu_1 z F P_r^{0,4} \text{Re}_d^{0,5}, \quad (7)$$

* Приведенные решения заимствованы из задач для температурного слоя на том основании, что с математической точки зрения для тепло- и массопереноса они полностью совпадают.

** Иногда число Прандтля для диффузионных процессов именуют числом Шмидта Sc .

где ν — стехиометрический коэффициент; z — валентность; F — постоянная Фарадея.

На цилиндрической части катода ламинарный слой успевает нарасти настолько, что становится сравнимым по толщине с радиусом цилиндра. В этом случае уравнения движения несжимаемой вязкой жидкости в пограничном слое образуют вместе с уравнением баланса массы систему уравнений

$$\left. \begin{aligned} u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + u_2 \frac{\partial u_1}{\partial r} &= \nu \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial u_1}{\partial r} \right), \\ u_1 \frac{\partial C}{\partial x_1} + u_2 \frac{\partial C}{\partial x_2} &= \frac{\nu}{P_r} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial C}{\partial r} \right), \\ \frac{\partial(ru_1)}{\partial x_1} + \frac{\partial(ru_2)}{\partial x_2} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Граничные условия

$$\left. \begin{aligned} u_1 = u_2 = 0, C = 0 &\text{ при } r = r_0, \\ u_1 = U_\infty, C = C_0 &\text{ при } r \rightarrow \infty. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Выражение для секундного количества потока вещества на единицу длины цилиндра по степеням разложения параметра $\frac{4\nu x}{U_\infty d^2}$ для его значений, меньших 0,04, имеет вид

$$j = 0,664\pi C_0 D P_r^{\frac{1}{3}} \left(\frac{U_\infty d^2}{4\nu x} \right)^{\frac{1}{2}} \left[1 + 2,3 \left(\frac{4\nu x}{U_\infty d^2} \right)^{\frac{1}{2}} - \dots \right], \quad (10)$$

откуда

$$i_l = 2,08 C_0 D \nu_1 z F P_r^{\frac{1}{3}} d \operatorname{Re}_l^{\frac{1}{2}} \left[1 + 1,15 \left(\frac{\nu l}{U_\infty d^2} \right)^{\frac{1}{2}} - \dots \right]. \quad (11)$$

С учетом влияния торцевой части катода ток равен

$$\begin{aligned} i_{l+\text{сф}} &= C_0 D \nu_1 z F d \left(1,22 P_r^{0,4} \operatorname{Re}_d^{\frac{1}{2}} + 1,96 P_r^{\frac{1}{3}} \operatorname{Re}_l^{\frac{1}{2}} \left[1 + 1,15 \times \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \times \left(\frac{\nu l}{U_\infty d^2} \right)^{\frac{1}{2}} - \dots \right] \right). \end{aligned} \quad (12)$$

При поперечном обтекании цилиндрического катода на основании данных [4] может быть принята зависимость

$$N_d = 0,57 P_r^{\frac{1}{3}} \operatorname{Re}_d^{\frac{1}{2}}. \quad (13)$$

При таком обтекании катода жидкостью ток связан со скоростью следующим соотношением:

$$i_d = 1,8C_0 Dv_1 z F P_r^{\frac{1}{3}} l \text{Re}_d^{\frac{1}{2}}. \quad (14)$$

Без учета тока торцевой части отношение (14) к (11) дает

$$\frac{i_d}{i_l} = 0,865 \sqrt{\frac{l}{d}}. \quad (15)$$

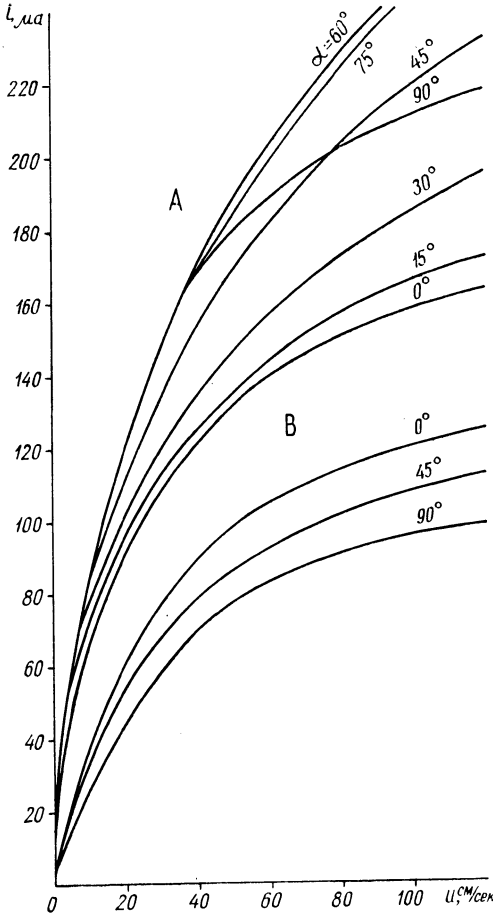


Рис. 2. Связь между током и скоростью при обтекании под различными углами катодов в виде цилиндра и полусферы:

А — цилиндрический катод ($l=0,7$ мм, $d=0,4$ мм);
В — полусфера ($d=0,4$ мм).

В динамическом режиме при наличии нестационарных скоростей диффузионные процессы протекают с инерционностью, обусловленной отставанием вязкого пограничного слоя от изменения внешней скорости, запаздыванием доставки ионов к поверхности катода за счет молекулярной диффузии и расходом части тока на зарядку емкости двойного слоя. Указанные явления вызывают не только запаздывание вы-

Следовательно, при $d > 0,75l$ ток катода, обтекаемого поперек, меньше тока катода, обтекаемого продольно, при $d < 0,75l$ — наоборот.

При достаточно развитой турбулентности пограничного слоя [3] толщина диффузионного слоя равна

$$\delta \sim l P_r^{-\frac{1}{3}} \text{Re}_l^{-0,9}. \quad (16)$$

Тогда приближенное выражение для тока примет вид

$$i_l = K_1 \frac{C_0}{l} Dv_1 z F \text{Re}_l^{0,9} S. \quad (17)$$

Следует отметить, что приведенные зависимости позволяют определить величину только скоростного тока

$$i = I - i_0,$$

где i_0 — ток при $U=0$, возникающий вследствие теплового движения молекул и электрического поля.

На рис. 2 приведены характерные тарировочные кривые $i=f(U)$, для цилиндрического приемника скоростей при обтекании его потоком под различными углами, а на рис. 3 — осциллограммы скорости при различных Re .

ходного сигнала, но являются также причиной появления в сигнале частотных, фазовых и нелинейных искажений.

Наиболее часто инерционность различных устройств определяется промежутками времени, в течение которых изменение тока достигает заданных величин, если считать нарастание и спад тока приближенно по экспоненциальному закону. Именно благодаря этому становится возможным характеризовать инерционность значениями постоянных времени τ . На основании экспериментальных исследований и анализа

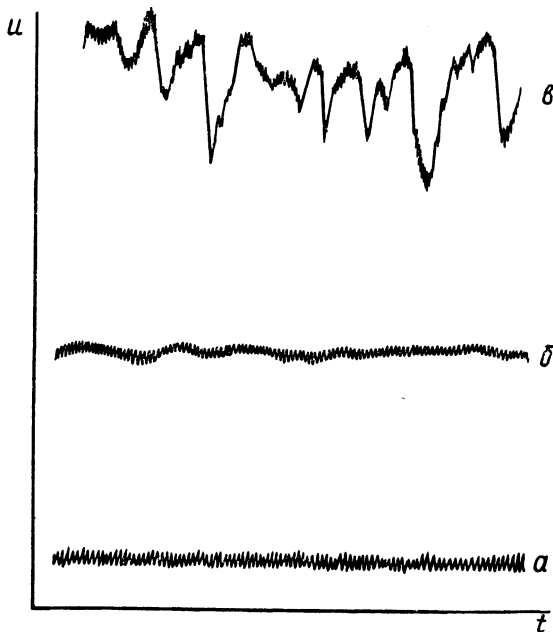


Рис. 3. Оциллограммы записи скоростей при различных режимах течения жидкости:
 а — ламинарный; б — переходный; в — турбулентный.

уравнений конвективной диффузии (2) в работе [1] установлено, что τ зависит от формы катода, его размеров и величины скорости:

$$\tau = a \frac{l^\eta}{U^\psi} \tag{18}$$

В случае ламинарного слоя на поверхности катода $\eta = \psi = 1$, а для турбулентного слоя $\eta < 1$, $\psi > 1$. Следует отметить, что при возрастании скорости $\frac{dU}{dt} > 0$ инерционность меньше, чем при ее убывании $\frac{dU}{dt} < 0$.

В зависимости (18) это определяется величиной a . Рассматривая первый случай ($\eta = \psi = 1$) и имея в виду, что для него $i = K\sqrt{lU}$, на основании дифференциального уравнения нарастания или спада тока [1] можно получить

$$i_{cr}^3 - i_{cr}^2 i - P \frac{di}{dt} = 0, \tag{19}$$

где $P = al^2K^2$.

Зная регистрируемый ток i и его производную $\frac{di}{dt}$, на основании уравнения (19) можно определить значение тока $i_{ст}$, соответствующее истинной скорости (на основании тарировки в стационарных условиях).

Возможно решение и обратной задачи, так как относительно i уравнение (19) является линейным первого порядка:

$$i = e^{-\frac{1}{P} \int i_{ст}^2 dt} \left[\frac{1}{P} \int i_{ст}^3 e^{\frac{1}{P} \int i_{ст}^2 dt} dt + C_1 \right]. \quad (20)$$

Для приближенной оценки инерционности диффузионного процесса на рис. 4 приведены данные амплитудного искажения регистрируемого тока $\eta = \frac{i_{ст}}{i}$ при гармонических колебаниях скорости $\bar{U} = 10$ см/сек и

$\bar{U} = 30$ см/сек с различной частотой. Данные получены без учета инерционности гидродинамического пограничного слоя и влияния перезарядки двойного слоя, которое, несомненно, будет возрастать с увеличением частоты. При этом принято, что амплитуда колебаний не превышает 20% от \bar{U} .

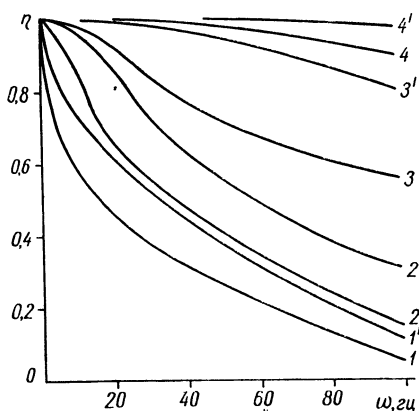


Рис. 4. Амплитудные искажения регистрируемого тока при гармонических колебаниях скорости с различной частотой:

1, 1' — продольное обтекание цилиндрических катодов длиной 1,0 и 0,5 мм при $\bar{U} = 10$ см/сек; 2, 2' — то же при 30 см/сек; 3, 3' — поперечное обтекание катодов диаметром 0,3 и 0,1 мм при 10 см/сек; 4, 4' — то же при 30 см/сек.

Кривые 1, 1', 2, 2' относятся к случаю продольного обтекания пульсирующей скоростью цилиндрических катодов с длиной приемной поверхности 1,0 и 0,5 мм, а 3, 3', 4, 4' — к случаю поперечного обтекания этих же катодов диаметрами 0,3 и 0,1 мм.

Характер изменения кривых $\eta = f(\omega)$ свидетельствует, что инерционность прямо пропорциональна величине пульсаций и обратно пропорциональна осредненной скорости потока и размерам катода. Естественно, что размеры приемника беспредельно не могут уменьшаться, поэтому достоверное измерение нестационарных скоростей может быть

осуществлено только путем снижения инерционности диффузионных процессов, к которым относятся повышение скорости диффузии, подбор нагрузки в электрической цепи электрохимической ячейки и применение различных компенсационных электрических схем. В противном случае применение электрохимического способа должно быть либо ограничено частотами порядка 20—30 гц, либо полученные данные должны корректироваться, например путем использования зависимости (19). Несомненно, такой путь возможен только в условиях автоматизированной обработки.

Для осуществления гидравлического моделирования с электрохимическим измерением скоростей необходимы: 1) обычная циркуляционная установка, выполненная из материалов или покрытая материалами,

не взаимодействующими (не окисляющимися) с электролитом (см. рис. 1); 2) рабочая жидкость для заполнения циркуляционной установки, представляющая 1—2%-ный водный раствор электролита, например калия железосинеродистого $K_3Fe(CN)_6$, калия железистосинеродистого $K_4Fe(CN)_6$ или комбинации элементов $K_3Fe(CN)_6$, $K_4Fe(CN)_6$, $NaOH$; 3) рабочие электроды, катод и анод, выполненные из неокисляемого металла (платина, нержавеющая сталь и др.); 4) измерительная аппаратура, включающая регулируемый источник питания постоянного тока и приборы регистрирования сигналов.

Так как приемником скоростей является оголенный кончик катода, его размеры принимаются минимальными и ограничиваются только условиями прочности и разрешающей способности измерительных приборов. Обычно катод в виде изолированной проволочки (диаметром $d=0,05—0,3$ мм) оголенным кончиком (длиной $l=0,1—1,0$ мм) направляется навстречу потоку, а вторым заправляется в держатель, который располагается на таком расстоянии от приемной части, чтобы не искажать скорости. Анод выполняется в виде сеток или пластин, по поверхности превышающих катод в сотни или тысячи раз и помещаемых в удобных точках потока. При этом требуется только, чтобы между катодом и анодом не было очень сильных сужений потока. В связи с тем что общее сопротивление между катодом и анодом в основном складывается из сопротивления на границе электрод — раствор и непосредственно в самом растворе, причем на постоянном токе первое во много раз превосходит второе, помещение анода на различных расстояниях от катода практически не сказывается на величине тока.

Выбором размера приемной поверхности катода S и его формы обеспечивается регистрация модуля вектора скорости (см. рис. 3), величина которого при ограниченной интенсивности турбулентности ($\alpha < 10^\circ$) близка к продольной составляющей u_1 .

Для регистрации величины вектора и его пространственного положения необходимо применение приемника скоростей специальной конструкции и особой электрической измерительной схемы.

Как следует из приведенных зависимостей (7, 11, 12, 14, 17), связь между регистрируемым током и скоростью $i=f(U)$ зависит от многих физико-химических и гидродинамических факторов и имеет степенной характер, который в случае развитой турбулентности близок к линейному. При необходимости спрямление связи $i=f(U)$ может быть осуществлено применением различных нелинейных преобразователей.

В связи с тем что электропроводность жидкости зависит от температуры, обязательным условием стабильности измерений является поддержание постоянства температуры жидкости. Необходима защита раствора от попадания в него посторонних примесей и желательное удаление растворенного кислорода.

Возможность использования простых измерительных устройств, малые размеры приемника скоростей при достаточно больших выходных сигналах, стабильность измерений и недорогое оборудование делают рассмотренный способ пригодным для практического использования.

Литература

1. Васильченко Г. В. Об инерционности электрохимического способа измерения скоростей жидкости. Минск, 1968.
2. Лойцянский Л. Г. Ламинарный пограничный слой. Физматгиз. М., 1962.
3. Феттер К. Электрохимическая кинетика. М., 1967.
4. Хинце И. О. Турбулентность. М., 1963.

П. А. Великевич, Э. П. Коваленко

ПОСТРОЕНИЕ ПЛАНОВ ТЕЧЕНИЙ В КРИВОЛИНЕЙНЫХ РУСЛАХ

Расчет плана течений руслового потока с небольшим отношением радиуса поворота к ширине русла $\left(\lambda = \frac{r_{\text{ср}}}{b}\right)$ для случая установившегося плавно изменяющегося движения воды с помощью ЭВМ сопряжен с рядом трудностей, связанных с выбором расчетной схемы и ее устойчивостью.

На участке поворота происходит перераспределение продольных скоростей, максимум которых в начале поворота расположен вблизи выпуклой стенки, а в конце — у вогнутой стенки русла [2]. Прямолинейные участки русла, на которых наблюдается перераспределение продольных скоростей, имеют длину порядка $40 H$ и более [2, 3].

В случае изолированного поворота створы, в которых может иметь место равномерное или близкое к нему движение, устанавливаются на некотором расстоянии $\Delta s_{\text{нач}}$ от входного и выходного створов криволинейного участка русла. Наибольшее перераспределение расходов в пределах поворота наблюдается вблизи входа и выхода с криволинейной части русла; в средней части может иметь место движение, близкое к установившемуся для криволинейного русла [2].

Для построения планов течений в криволинейных руслах рассмотрим краевую задачу для системы гиперболических уравнений [1, 2]:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial H}{r \partial \theta} &= z_{\theta} - \frac{1}{g} \cdot \frac{du_{\theta}}{dt} - \frac{uu_{\theta}}{K_H^2}, \\ \frac{\partial H}{\partial r} &= z_r - \frac{1}{g} \cdot \frac{du_r}{dt} - \frac{uu_r}{K_H^2}, \\ \frac{\partial(u_{\theta} H)}{rd\theta} + \frac{u_r}{r} + \frac{\partial(u_r H)}{\partial r} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Краевые условия задаются в поперечных створах, расположенных на участках подхода к входу и выходу из поворота русла:

$$\left. \begin{aligned} u_{\theta} \Big|_{L=1}^{L=n+1} &= f(r); \quad u_r \Big|_{L=1}^{L=n+1} = \psi(r); \\ H_r \Big|_{L=1}^{L=n+1} &= \chi(r); \\ u_r |_{r=r_0} = f_1(\theta) &= 0; \quad u_r |_{r=r_0+b} = f_2(\theta) = 0, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где u_0 — средняя продольная скорость на вертикали; H — глубина; t — время; u_r — средняя поперечная скорость на вертикали; u — вектор скорости на вертикали; z_0, z_r — продольный и поперечный уклоны дна русла; K_H — модуль скорости [1]; Θ — угол поворота (рис. 1).

Рассмотрим аппроксимирующую (1) конечно-разностную систему, при построении ее используем расчетную схему (см. рис. 1), в которой

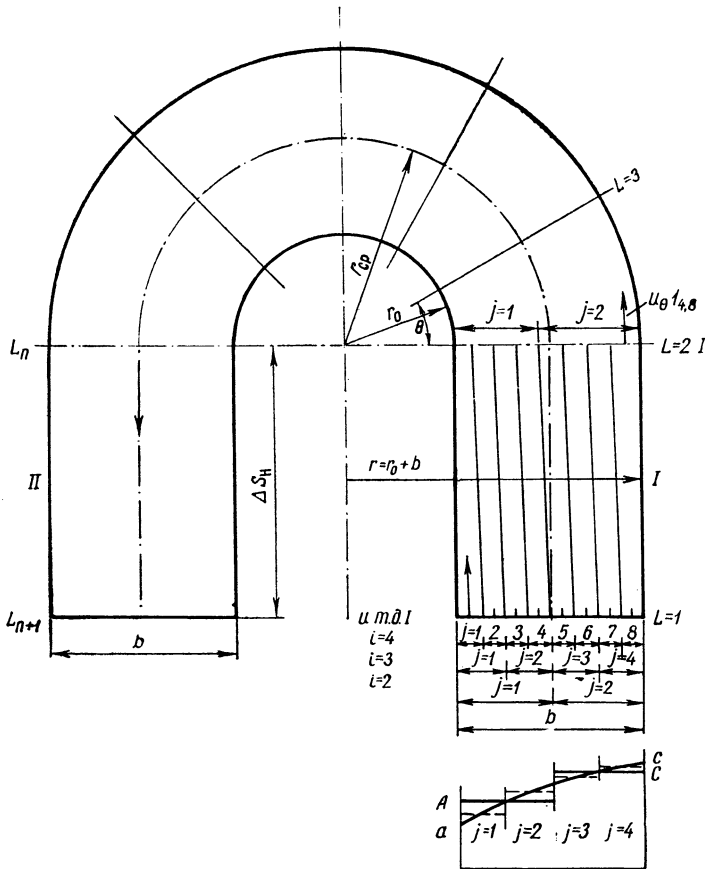


Рис. 1. Расчетная схема способа расчленения потока на струи: L_n, L_{n+1} — створы с заданным распределением продольных скоростей и глубин потока.

в соответствии с краевыми условиями (2) представим транзитный расход $Q = q_{21} + q_{22}$, причем $q_{21} = q_{22}$ при $j=2$ и т. д., и установим ширину транзитных струй*

$$\Delta r_{i,j} = \frac{q_{i,j}^*}{H_{i,j} u_{0i,j}}, \quad \Delta r_{i,j+1} = \frac{q_{i,j+1}^*}{H_{i,j+1} u_{0i,j+1}},$$

где $\Delta r_{i,j}; \Delta r_{i,j+1}$ — ширина транзитных струй; $H_{i,j}, H_{i,j+1}$ — средние глубины в пределах соответственно $\Delta r_{i,j}$ и $\Delta r_{i,j+1}$.

* При использовании членов матрицы в уравнениях при переходах от i к $i+1$ и обратно необходимо учитывать, что номер элемента строки j должен браться из предыдущей струи, которая обозначена через j^* (рис. 1, табл. 1).

Будем рассматривать движение вдоль траектории j , $j+1$ и т. д. Заменяя производные по r разностными отношениями в створе $\alpha=2$ (с $Q=Q_0$) и считая $\Delta S_{i,j} = \Delta S_{i,j+1} = \dots = \Delta S_H$, представим аппроксимирующую конечно-разностную систему (1) в виде

$$\left. \begin{aligned} & \frac{u_{0i,j} + u_0 l_{i,j}}{2g} - \frac{u_0 l_{i,j} - u_{0i,j}}{\Delta S_{ij}} + \frac{(u_{0i,j} + u_0 l_{i,j})^2}{4K_{H \text{ ср } ij}^2} + \\ & + \frac{H l_{ij} - H_{ij}}{\Delta S_{ij}} - z_{0ij} = 0, \\ & \frac{u_{0i,j+1} + u_0 l_{i,j+1}}{2g} - \frac{u_0 l_{i,j+1} - u_{0i,j+1}}{\Delta S_{i,j+1}} + \frac{(u_{0i,j+1} + u_0 l_{i,j+1})^2}{4K_{H \text{ ср } i,j+1}^2} + \\ & + \frac{H l_{i,j+1} - H_{i,j+1}}{\Delta S_{i,j+1}} - z_{0i,j+1} = 0, \\ & \frac{u_0^2 l_{ij}}{r_{ij}^*} \Delta r_{1bj} + \frac{u_0^2 l_{i,j+1}}{r_{i,j+1}^*} \Delta r_{i,j+1} - 2g(H_{i,j+1} - H l_{i,j}) = 0, \\ & u_0 l_{bj} H l_{bj} \Delta r_{1bj} = u_{0i,j} H_{ij} \Delta r_{bj} = q_{ij}, \\ & u_0 l_{i,j+1} H l_{i,j+1} \Delta r_{i,j+1} = u_{0i,j+1} H_{i,j+1} \Delta r_{i,j+1} = q_{i,j+1}, \end{aligned} \right\} (3)$$

где $r_{ij}^* = r_0 + \sum_{j=1}^{j-1} \Delta r_{1ij} + \frac{\Delta r_{1ij}}{2}$ — расстояние от центра поворота до сред-

ней точки рассматриваемой струи с q_{ij} ; $r_{i,j+1}^* = r_0 + \sum_{j=1}^1 \Delta r_{1bj} + \frac{\Delta r_{1i,j+1}}{2}$ —

то же для средней точки струи с $q_{i,j+1}$; u_0 , H , Δr — значения названных переменных в последующем створе.

Учитывая краевые условия (2), находим $\Delta r_{1i,j+1} = \Delta r_{i-1,j^*} - \Delta r_{1ij}$.

Для поворотов русла с небольшим отношением λ система (3) достаточно близко соответствует системе (1). Полученная нелинейная система (3) при $L=1$ будет содержать следующие неизвестные: $u_0 l_{i,j}$, $u_0 l_{i,j+1}$, $H l_{i,j}$, $H l_{i,j+1}$, $\Delta r_{1i,j}$, которые определим, решая систему (3).

Аналогично, продолжая процесс деления струи потока из предыдущего решения на две новые струи, получим последующее решение. В результате общий транзитный поток будет разделен на струи

$$q_{i-1,j} = q_{i,j^*} + q_{i,j^*+1}, \quad q_{i-1,j+1} = q_{i,j^*+2} + q_{i,j^*+3}.$$

В пределах каждой струи будут известны средние значения u_0 , H , Δr в створе $L=2$ (см. рис. 1). Продолжая процесс деления и производя соответствующие решения системы (3), можно приблизить ломаную $A-C$ к кривой $a-c$ с заданной степенью точности.

Если начальные условия заданы в створе L_{n+1} , то процесс будет обратным рассмотренному.

Метод решения системы (3) может быть следующим.

Так как на участке от створа $L=1$ до створа $L=2$ ($\Theta=0$) скорости возрастают у выпуклого берега, то в направлении к выпуклому берегу

скорость в точке j можно представить в виде $u_0 1_{ij} = u_{0ij} + \Delta u$, где Δu задается с учетом точности расчетов скоростного поля. Тогда в первом приближении при заданном $u_0 1_{ij}$ получим

$$H 1_{i,j} = \Delta S_{i,j} \left\{ \frac{H_{i,j}}{\Delta S_{i,j}} - \frac{(u_0 1_{i,j} + u_{0i,j})^2}{4K_{H\text{cp}}^2} + z_{0i,j} + \frac{u_{0i,j}^2 - u_0^2 1_{i,j}}{2g\Delta S_{i,j}} \right\}. \quad (4)$$

В выражении (4) параметр, характеризующий сопротивление K_H , определяется по H_{cp} в створе $L=1$ и $L=2$ [1]. Подставляя $u_0 1_{i,j}$ и $H 1_{i,j}$ в четвертое уравнение системы (3), получаем

$$\Delta r 1_{i,j} = \frac{q_{i,j}}{u_0 1_{i,j} H 1_{i,j}}. \quad (5)$$

При этом значение $\Delta r 1_{i,j+1}$ определяется из выражения

$$\Delta r 1_{i,j+1} = \Delta r 1_{i-1,j} - \Delta r 1_{i,j}. \quad (6)$$

В первом приближении при $i=2$ находим

$$\Delta r 1_{22} = \Delta r 1_{11} - \Delta r 1_{21},$$

где $\Delta r 1_{11} = b$, т. е. при последующих делениях струи на частные струи вместо b берется значение $\Delta r 1$ для предыдущей общей струи.

Найдем из (5) $H_{i,j+1}$:

$$H 1_{i,j+1} = \frac{q_{i,j+1}}{\Delta r 1_{i,j+1}} \cdot \frac{1}{u_0 1_{i,j+1}}. \quad (7)$$

При известных $\Delta r_{i,j}$ и $\Delta r 1_{i,j+1}$ определим

$$r_{ij}^* = r_0 + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta r 1_{i,j} + \frac{\Delta r 1_{i,j}}{2}, \quad (8)$$

$$r_{i,j+1}^* = r_0 + \sum_{j=1}^i \Delta r 1_{i,j} + \frac{\Delta r 1_{i,j+1}}{2}. \quad (8')$$

Подставляя известные значения $u_0 1_{i,j}$, $H 1_{i,j}$, $\Delta r 1_{i,j+1}$, $r_{i,j}^*$, $\Delta r 1_{i,j+1}$, $r_{i,j+1}^*$ в уравнение (3), получаем

$$B u_0^3 1_{i,j+1} + D u_0 1_{i,j+1} - E = 0, \quad (9)$$

где

$$\left. \begin{aligned} D &= \frac{u_0^2 1_{i,j}}{r_{i,j}^*} \Delta r_{i,j} + 2gH 1_{i,j}; & B &= \frac{\Delta r 1_{i,j+1}}{r_{i,j+1}^*}; \\ E &= 2g \frac{q_{i,j+1}}{\Delta r_{i,j+1}}. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

$$\Delta f = \frac{u_{0i,j+1}^2 - u_{0i,j}^2}{2g\Delta S_{i,j+1}} + z_{0i,j+1} - \frac{H_{i,j+1} - H_{i,j}}{\Delta S_{i,j+1}} - \frac{(u_{0i,j+1} + u_{0i,j})^2}{4K_{H\text{ ср } i,j+1}^2} \quad (11)$$

Если $\Delta f=0$, то найденные значения есть решение системы (3), в противном случае выполняется следующее приближение с $u_{0i,j} = u_{0i,j} + 2\Delta u$ и т. д. до $\Delta f=0$ или изменения знака при Δf .

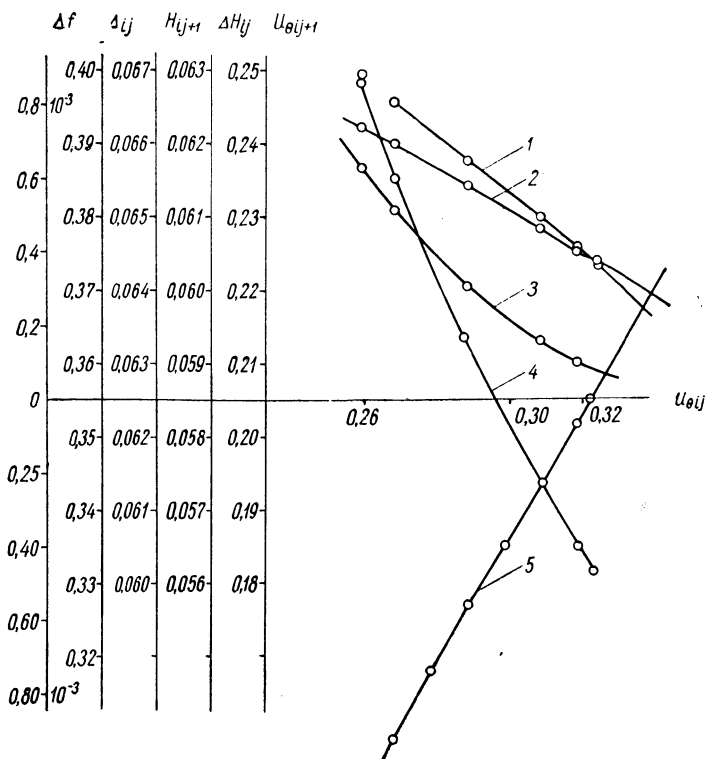


Рис. 3. Графики связи координат решения с $u_0 1_{i,j}$:
 1 - $H_{i,j} = f_1(u_0 1_{i,j})$; 2 - $H_{i,j+1} = f_2(u_0 1_{i,j})$; 3 - $u_{0i,j+1} = f_3(u_0 1_{i,j})$; 4 - $\Delta H_{i,j} = f_4(u_0 1_{i,j})$; 5 - $\Delta f = f_5(u_0 1_{i,j})$.

Обычно для сокращения количества приближений используется переменный шаг по Δu . График функции $\Delta f = f(u_0 1_{i,j})$ относительно резко возрастает с увеличением $u_0 1_{i,j}$.

Аналогично определяются искомые параметры струй в створе $L=3$ и т. д. до стабилизации их в последующих створах. При этом надо иметь в виду, что в этом случае значения ΔS и z_0 не будут равными для различных струй.

Начиная расчет со створа, расположенного на подходе к повороту, получим распределение продольных скоростей и значения отметок поверхности воды без учета влияния выхода. При решении задачи с начальными условиями в створе $L=n+1$ не учитывается влияние входа.

Таблица 1

$i = 4$			$i = 3$				$i = 2$				$i = 1$			
$u_{\theta 14,j}$	$H 14,j$	$\Delta r 14,j$	j	$u_{\theta 13,j}$	$H 13,j$	$\Delta r 13,j$	j	$u_{\theta 12,j}$	$H 12,j$	$\Delta r 12,j$	j	$\Delta r_{1,1} = b$	$H_{1,1}$	$u_{\theta 1,1}$
0,3652	0,05764	0,07280	1	0,3599	0,05836	0,1519	1	0,3147	0,06037	0,3316	1	0,8	0,063	0,25
0,3251	0,05960	0,07906	2											
0,3032	0,06100	0,08623	3	0,2878	0,06165	0,1798	2							
0,2741	0,06220	0,09355	4											
0,2409	0,06341	0,1040	5	0,2252	0,06376	0,2166	3	0,2087	0,06440	0,4683	2			
0,2203	0,06412	0,1125	6											
0,1962	0,06460	0,1214	7	0,1904	0,06486	0,2518	4							
0,1616	0,06503	0,1303	8											

Таблица 2

 $i = 5$ при $\theta = 0,4\pi$

$u_{\theta 15,j}$	$H 15,j$	$\Delta r 15,j$	$\frac{u_{\theta j}^* - u_{\theta 15,j} \cdot 100}{u_{\theta j}^*}$	$u_{\theta j}^* [2]$	$u_{\theta 15,j}$	$H 15,j$	$\Delta r 15,j$	j
0,2964	0,05955	0,04500	-20,0	0,319	0,3816	0,05690	0,3566	$j-1$
0,2894	0,06043	0,04428	-14,6	0,312	0,3592	0,05807	0,3714	2
0,2929	0,06036	0,04416	-13,2	0,305	0,3453	0,05895	0,3872	3
0,2884	0,06108	0,04475	-9,0	0,299	0,3265	0,05984	0,4034	4
0,2832	0,06118	0,04458	-6,1	0,293	0,3110	0,06065	0,4223	5
0,2809	0,06177	0,04591	-3,5	0,285	0,2952	0,06133	0,4400	6
0,2642	0,06215	0,04711	-2,2	0,276	0,2819	0,06192	0,4584	7
0,2626	0,06262	0,04866	0,0	0,268	0,2586	0,06245	0,4772	8
0,2507	0,06276	0,04814	+ 4,7	0,260	0,2470	0,06320	0,5098	9
0,2519	0,06375	0,05003	+ 6,4	0,252	0,2358	0,06360	0,5306	10
0,2300	0,06353	0,05178	+ 7,0	0,242	0,2246	0,06395	0,5519	11
0,2310	0,06385	0,05376	+ 7,1	0,231	0,2152	0,06426	0,5735	12
0,2124	0,06407	0,05492	+ 7,7	0,222	0,2033	0,06452	0,5961	13
0,2133	0,06432	0,05699	+ 4,9	0,205	0,1953	0,06476	0,6183	14
0,1929	0,06453	0,05889	+ 1,1	0,186	0,1840	0,06492	0,6405	15
0,1937	0,06474	0,06102	- 1,1	0,175	0,1772	0,06511	0,6628	16

Решение задачи с условиями (2) можно получить методом стыковки полученных двух частных решений.

В соответствии с приведенным алгоритмом построена программа для расчета планов течений на ЭВМ «Минск-22». Блок-схема алгоритма приведена для расчета с начальными условиями, заданными в створе $L=1$ (рис. 2). При расчетах на ЭВМ значения ширины струй, средних скоростей и глубин в пределах Δr задаются в виде двумерных массивов (см. рис. 1). Необходимо задать также закон изменения продольных уклонов дна русла и значений ΔS в зависимости от r в пределах криволинейных частей русла. Для этого в пределах поворота намечаются расчетные створы, в которых определяются значения u_0 , H , Δr (см. рис. 1). Используя найденные значения $u_{0i,j}$ и $\Delta r_{i,j}$, находим поперечные скорости $u_{ri,j}$. На прямолинейных участках с известным приближением принимается $\Delta S=40H$, а значение $z_0 = f(\Delta r_{i,j})$.

Приведем пример расчета.

По программе, составленной по представленной блок-схеме, произведены расчеты планов течений для прямоугольного русла, параметры которого и экспериментальное исследование скоростного поля потока описаны в работе [2].

Общая схема расчета приведена на рис. 3, где представлен итерационный процесс при расчете планов течений на примере створа с $\Theta=0$ при $i=2$, $j=2$. Из рис. 3 следует, что график функции $\Delta f = f_5(u_0, l_{i,j})$ близок к линейному. Графики составляющих решения — плавные функции во всем диапазоне $u_0, l_{i,j}$ с положительными значениями $\Delta r_{i,j}$ и $\Delta r_{i,j+1}$.

В табл. 1 и 2 дано сопоставление расчетного и экспериментального полей скоростей для створа $\Theta=0$. Приведено также расчетное поле скоростей для створа $\Theta = \frac{2}{5}\pi$. Как видно, планы решений, построенные по предлагаемому методу, соответствуют экспериментальным данным. Нарушение равномерного движения происходит на большем участке, чем $\Delta S=40H$. Скоростное поле в створе $\Theta=0$ и последующих створах зависит от ΔS . При увеличении ΔS скорость у выпуклой стенки уменьшается. Поэтому при некотором ΔS процент отклонения расчетного поля скоростей от экспериментального не будет превышать 5% для всех струй потока.

Следует заметить, что при разбивке потока на 16 струй с 7 створами по длине, расчет планов течений на ЭЦВМ «Минск-22» занимает 7 мин. машинного времени.

Литература

1. Коваленко Э. П. Исследование движения воды в открытых руслах. Минск, 1963.
2. Розовский И. Л. Движение воды на повороте открытого русла. Киев, 1957.
3. Шиллер Л. Движение жидкости в трубах М., 1936.

В. П. Рогунович

К РАСЧЕТУ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ОСРЕДНЕННЫХ ПРОДОЛЬНЫХ СКОРОСТЕЙ В ОДНОРОДНЫХ ПО ДЛИНЕ ПРЯМОЛИНЕЙНЫХ ПОТОКАХ

Известно, что в гидравлике для определения средней скорости находит широкое применение постулат: каждый равномерный поток равнозначен плоскому равномерному с глубиной, равной гидравлическому радиусу, и шириной, равной смоченному периметру [1]. В работе [2] показано, что на основе использования этого постулата можно рассчитать распределение местных осредненных скоростей в сечении. Разумеется, что постулат носит приближенный характер, так как не отражает полностью сложные процессы, которые имеют место в потоке жидкости.

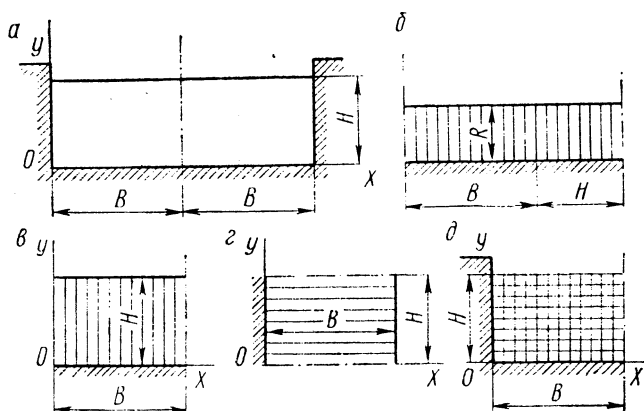


Рис. 1. Расположение осей координат и представление равномерного потока как двух плоских.

Однако некоторый опыт расчетов распределения осредненных скоростей в различных по форме сечениях дает основания полагать, что он может быть приемлем, по крайней мере, в первом приближении при расчете распределения продольных осредненных скоростей.

В данной статье на основе работ [2, 4] дается вывод формулы распределения скоростей в однородных по длине прямолинейных потоках ограниченной ширины применительно к прямоугольному сечению. Приводится сравнение результатов расчетов по полученной формуле с экспериментальными данными Базена [8] и автора.

В принятых обозначениях (рис. 1)

$$R = \frac{2BH}{2B + 2H} = \frac{BH}{B + H}.$$

Тогда

$$\frac{1}{R} = \frac{B+H}{BH} = \frac{B}{BH} + \frac{H}{BH} = \frac{1}{H} + \frac{1}{B}. \quad (1)$$

В левой стороне тождества (1) стоит $\frac{1}{R}$ — величина, обратная гидравлическому радиусу и глубине аксиоматического плоского потока (рис. 1, а, б). В правой стороне тождества в числителе стоит $B+H$ — половина смоченного периметра, в знаменателе BH — половина площади сечения. По аналогии с левой частью тождества величины $\frac{B}{BH} = \frac{1}{H}$ и $\frac{H}{BH} = \frac{1}{B}$ можно толковать, как величины, обратные значениям гидравлических радиусов или глубин плоских потоков [2], соответственно вертикального плоского (смоченный периметр B , гидравлический радиус H ; рис. 1, в) и горизонтального плоского (смоченный периметр H и гидравлический радиус B ; рис. 1, г). Тогда упомянутый постулат гидравлики можно сформулировать и так: каждый равномерный поток равнозначен сумме двух плоских потоков — вертикального плоского с глубиной, равной H , и шириной, равной B , и горизонтального плоского с глубиной, равной B , и шириной, равной H . Отметим, что площади всех аксиоматических потоков равны.

Исследования И. К. Никитина [4—7] показали, что в различных областях сопротивлений и во всем диапазоне проявления шероховатости для плоского потока формулу, связывающую глубину потока с коэффициентом сопротивления λ , можно представить в виде

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = D_1 \lg \frac{R}{\delta} + E_1,$$

где δ — толщина пристенного подслоя; D_1, E_1 — постоянные, в первом приближении равные $D_1=4,85; E_1=4,00$.*

Формулы для определения v_{cp} можно представить в виде

$$v_{cp} = v_* \sqrt{2} \left(D_1 \lg \frac{R}{\delta} + E_1 \right),$$

с другой стороны,

$$v_{cp} = \frac{\int_0^{\omega} v_m d\omega}{\omega}.$$

Преобразуем первое выражение для v_{cp} :

* Отметим, что, по нашему мнению, $D_1=4,6$ в формулах И. К. Никитина возникло в результате неточного считывания с графика функции $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = f\left(\lg \frac{R}{\delta}\right)$ тангенса угла наклона прямой. Поэтому на основании этих же графиков И. К. Никитина [4, 6, 7] в дальнейшем принимаем $D_1=4,85$.

$$v_{cp} = \sqrt{2g} \cdot \sqrt{Ri} \left(D_1 \lg \frac{R}{\delta} + E_1 \right) = \sqrt{Ri} \left(\sqrt{2g} D_1 \times \right. \\ \left. \times 0,434 \ln \frac{R}{\delta} + \sqrt{2g} E_1 \right).$$

Обозначив $D = 0,434\sqrt{2g}D_1$, $E = \sqrt{2g}E_1 - D \ln \delta$, получим

$$v_{cp} = \sqrt{Ri} (D \ln R + E \ln e)$$

или

$$v_{cp} = \sqrt{Ri} \ln R^D e^E.$$

Дальнейший вывод сделаем для случая, когда $\delta \ll R$. Когда δ сравнимо с R , приведем только окончательный результат.

Когда $\delta \ll R$, можно записать

$$\frac{\int_0^\omega v_M d\omega}{\omega} = \sqrt{Ri} \ln R^D e^E$$

или

$$R = e^{\frac{\int_0^\omega v_M d\omega}{D\sqrt{Ri}\omega} - \frac{E}{D}}.$$

Аналогично для вертикального и горизонтального плоских потоков получим:

$$H = e^{\frac{\int_0^\omega v_{M,B} d\omega}{D\omega\sqrt{Hi}} - \frac{E_B}{D}},$$

$$B = e^{\frac{\int_0^\omega v_{M,\Gamma} d\omega}{D\omega\sqrt{Bi}} - \frac{E_\Gamma}{D}}.$$

Здесь и далее индексы «в» и «г» обозначают, что соответствующие величины относятся, соответственно, к вертикальному и горизонтальному плоскому потоку.

Подставляя вместо R , H и B их значения в (1), получаем

$$\frac{1}{e^{\frac{\int_0^\omega v_M d\omega}{D\omega\sqrt{Ri}} - \frac{E}{D}}} = \frac{1}{e^{\frac{\int_0^\omega v_{M,B} d\omega}{D\omega\sqrt{Hi}} - \frac{E_B}{D}}} + \frac{1}{e^{\frac{\int_0^\omega v_{M,\Gamma} d\omega}{D\omega\sqrt{Bi}} - \frac{E_\Gamma}{D}}}. \quad (2)$$

Каждое слагаемое в выражении (2) является функцией области ω . При этом интегралы, входящие в выражение (2), также будут функциями от области ω , при этом функциями аддитивными.

Выполнив дифференцирование выражения (2) по ω , получим соотношение между v_M , $v_{M.B}$, $v_{M.G}$, т. е. отношение, связывающее местную осредненную скорость в потоке с местными осредненными скоростями аксиоматических плоских потоков.

Вычислим предварительно

$$\frac{\partial R}{\partial \omega} = e \frac{\int_0^{\omega} v_M d\omega}{D \sqrt{Ri \omega}} - \frac{E}{D} \times$$

$$\times \left[\frac{v_M D \sqrt{Ri \omega} - D \sqrt{Ri} \int_0^{\omega} v_M d\omega - D \sqrt{i} \int_0^{\omega} v_M d\omega \frac{1}{2\sqrt{R}} \cdot \frac{\partial R}{\partial \omega}}{(D \sqrt{Ri \omega})^2} - \frac{1}{D} \cdot \frac{\partial E}{\partial \omega} \right]. \quad (3)$$

Производную $\frac{\partial E}{\partial \omega} = -D \frac{\partial \ln \delta}{\partial \omega}$ можно определить следующим образом. Для области с полным проявлением шероховатости [7] $\lg \frac{u_{*0} \Delta}{v}$ не зависит от $\lg \frac{\Delta}{\delta}$, значит, $\frac{\partial E}{\partial \omega} = 0$.

Для переходной области можно записать [7]:

$$\ln \frac{\Delta}{\delta} = \ln \frac{u_{*0} \Delta}{v} - C,$$

где C — постоянная. Отсюда

$$\frac{\partial E}{\partial \omega} = -D \frac{\partial \ln \delta}{\partial \omega} = \frac{D}{2R} \cdot \frac{\partial R}{\partial \omega}.$$

Выполнив преобразование (3), получим

$$\frac{\partial R}{\partial \omega} = \frac{2R(v_M - v_{cp})}{\omega(kD\sqrt{Ri} + v_{cp})},$$

где $k=2$ — для области с полным проявлением шероховатости; $k=3$ — для переходной области.

Аналогично

$$\frac{\partial H}{\partial \omega} = \frac{2H(v_{M.B} - v_{cp.B})}{\omega(kD\sqrt{Hi} + v_{cp.B})},$$

$$\frac{\partial B}{\partial \omega} = \frac{2B(v_{м.г} - v_{ср.г})}{\omega(kD\sqrt{Bi} + v_{ср.г})}.$$

Для потоков, когда δ сравнимо с R :

$$\frac{\partial R}{\partial \omega} = \frac{2R}{\omega} \cdot \frac{(v_m - v_{ср})}{\left[k \left(1 - \frac{\delta}{R} \right) D\sqrt{Ri} + \frac{R + \delta}{R - \delta} v_{ср} \right]}. \quad (4)$$

Производные $\frac{\partial H}{\partial \omega}$, $\frac{\partial B}{\partial \omega}$ имеют аналогичный вид.

Продифференцировав (2) по ω , найдем

$$\frac{2R(v_m - v_{ср})}{R^2\omega(kD\sqrt{Ri} + v_{ср})} = \frac{2H(v_{м.в} - v_{ср.в})}{H^2\omega(kD\sqrt{Hi} + v_{ср.в})} + \frac{2B(v_{м.г} - v_{ср.г})}{B^2\omega(kD\sqrt{Bi} + v_{ср.г})}.$$

Выполнив преобразования, получим

$$v_m = \frac{R(kD\sqrt{Ri} + v_{ср})}{H(kD\sqrt{Hi} + v_{ср.в})} (v_{м.в} - v_{ср.в}) + \frac{R(kD\sqrt{Ri} + v_{ср})}{B(kD\sqrt{Bi} + v_{ср.г})} \times \\ \times (v_{м.г} - v_{ср.г}) + v_{ср}.$$

Представим значения $v_{ср}$ и v_* (для $v_{ср.в}$, $v_{*в}$, $v_{ср.г}$, $v_{*г}$ формулы аналогичные) в виде

$$v_{ср} = v_* \left(6,86 \lg \frac{R}{\delta} + 5,66 \right), \\ v_* = \sqrt{gRi}.$$

После преобразований приходим к следующей формуле:

$$v_m = \frac{R^{\frac{3}{2}} \left(F + \lg \frac{R}{\delta} \right)}{H^{\frac{3}{2}} \left(F + \lg \frac{H}{\delta_b} \right)} (v_{м.в} - v_{ср.в}) + \frac{R^{\frac{3}{2}} \left(F + \lg \frac{R}{\delta} \right)}{B^{\frac{3}{2}} \left(F + \lg \frac{B}{\delta_r} \right)} \times \\ \times (v_{м.г} - v_{ср.г}) + v_{ср}, \quad (5)$$

где F — постоянная, которая для области с полным проявлением шероховатости равна 1,69, для переходной области она равна 2,13.

При выводе зависимости (5) не используется непосредственно распределение осредненных скоростей в плоских потоках, поэтому для распределения скоростей в плоском потоке можно применять существующие зависимости. Воспользуемся формулой, предложенной И. К. Никитиным [4]:

$$v_{м.в} = v_{*в} \left(6,86 \lg \frac{y}{\delta_b} + 8,64 - 2,98 \frac{\delta_b}{y} \right),$$

$$v_{м.г} = v_{*г} \left(6,86 \lg \frac{x}{\delta_r} + 8,64 - 2,98 \frac{\delta_r}{x} \right).$$

Удобно ввести обозначения

$$L = 2,98L_H = 2,98 \frac{R^{\frac{3}{2}} \left(F + \lg \frac{R}{\delta} \right)}{H^{\frac{3}{2}} \left(F + \lg \frac{H}{\delta_b} \right)},$$

$$M = 2,98M_B = 2,98 \frac{R^{\frac{3}{2}} \left(F + \lg \frac{R}{\delta} \right)}{B^{\frac{3}{2}} \left(F + \lg \frac{B}{\delta_r} \right)},$$
(6)

где параметры L_H и M_B имеют смысл весовых функций влияния на местную осредненную скорость соответственно дна и стенок потока.

После подстановки в (5) значений $v_{м.в}$ и $v_{м.г}$, $v_{ср.в}$ и $v_{ср.г}$ и алгебраических преобразований получаем формулу для расчета распределения местных осредненных продольных скоростей в однородных по длине прямолинейных потоках прямоугольного поперечного сечения

$$v_m = v_{ср} + Lv_{*в} \left(\ln \frac{ey}{H} - \frac{\delta_b}{y} \right) + Mv_{*г} \left(\ln \frac{ex}{B} - \frac{\delta_r}{x} \right),$$
(7)

где $\delta_b \leq y \leq H$, $\delta_r \leq x \leq B$. Начало координат располагается в точке пересечения дна и стенки.

Если δ сравнимо с R , то выражения для $\frac{\partial R}{\partial \omega}$, $\frac{\partial H}{\partial \omega}$, $\frac{\partial B}{\partial \omega}$ имеют более сложный вид (см. формулу (4)). Это приводит к тому, что параметры L_H и M_B в формуле (7) вычисляются по следующим, более сложным, чем в (6), зависимостям:

$$L'_H = \frac{R^{\frac{3}{2}} \left[0,434k \left(1 - \frac{\delta}{R} \right) + \frac{R + \delta}{R - \delta} \left(\lg \frac{R}{\delta} + 0,825 \right) \right]}{H^{\frac{3}{2}} \left[0,434k \left(1 - \frac{\delta_b}{H} \right) + \frac{H + \delta_b}{H - \delta_b} \left(\lg \frac{H}{\delta_b} + 0,825 \right) \right]},$$

$$M'_B = \frac{R^{\frac{3}{2}} \left[0,434k \left(1 - \frac{\delta}{R} \right) + \frac{R + \delta}{R - \delta} \left(\lg \frac{R}{\delta} + 0,825 \right) \right]}{B^{\frac{3}{2}} \left[0,434k \left(1 - \frac{\delta_r}{B} \right) + \frac{B + \delta_r}{B - \delta_r} \left(\lg \frac{B}{\delta_r} + 0,825 \right) \right]}.$$

Сравним расчетные и экспериментальные данные. Расчетные данные будем сопоставлять с результатами пяти экспериментов, выполненных

в открытых и закрытых потоках с сопротивлениями, находящимися в переходной области и области с полным проявлением шероховатости. Поскольку эти расчеты несколько сложнее для переходной области, более подробно выполним их для эксперимента, проведенного автором.

Измерение распределения продольных скоростей было выполнено в канале прямоугольного поперечного сечения. Длина канала 100 м, ширина 1,208 м, глубина потока 0,250 м. Канал имел постоянный уклон $i=0,000313$. Глубина потока на протяжении всего канала выдерживалась постоянной. Стенки и дно канала выполнены из асбестоцементного плос-

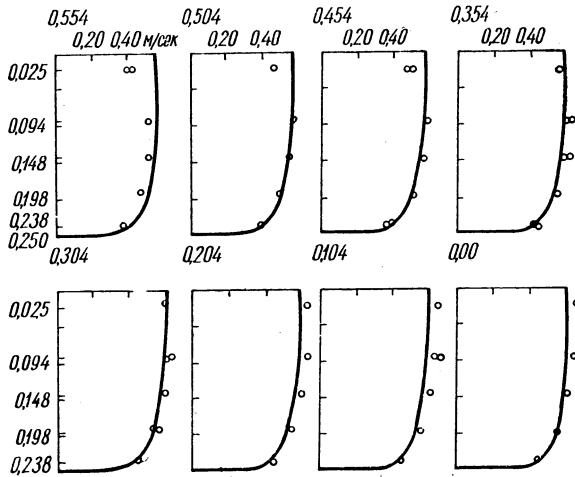


Рис. 2. Сравнение результатов расчетов по формуле (7) с экспериментальными данными автора.

кого шифера. Температура воды 2°C. Мерный створ находился у середины канала, где не сказывалось влияние входа и выхода, что контролировалось измерением и сравнением продольных скоростей в нескольких створах выше и ниже мерного створа. Измерения производились вертушками [3] с диаметром лопастного винта 20 мм. Перед измерениями микровертушки были протарированы в Каунасском тарировочном бассейне. Результаты измерения продольных скоростей приведены на рис. 2 и представлены точками, результаты расчета — в виде эпюр.

Итак, исходные данные: $H=0,250$ м; $B=0,604$ м; $R=0,177$ м; $i=0,000313$; $v=0,00000167$ м²/сек; $v_{cp}=0,539$ м/сек.

Для установления параметра шероховатости Δ воспользуемся данными, приведенными в работе [7]. Естественно положить, что шероховатость железной бетонной поверхности и асбестоцементного плоского шифера одинакова. Для железных бетонных поверхностей $\Delta=0,00015$ м.

Вычислим динамические скорости

$$v_* = \sqrt{gRi} = 0,0233 \text{ м/сек}, \quad v_{*B} = \sqrt{gHi} = 0,0277 \text{ м/сек}.$$

$$v_{*r} = \sqrt{gBi} = 0,0430 \text{ м/сек}.$$

Определим

$$\text{Re}_{*,\Delta} = \frac{v_* \Delta}{\nu} = 2,08, \quad \text{Re}_{*,\Delta} = \frac{v_{*B} \Delta}{\nu} = 2,48, \quad \text{Re}_{*,\Delta} = \frac{v_{*r} \Delta}{\nu} = 3,85.$$

По графической зависимости $\lg \frac{\Delta}{\delta} = f(\lg \text{Re}_{*,\Delta})$ [7] находим

$$\lg \frac{\Delta}{\delta} = -0,511; \quad \lg \frac{\Delta}{\delta_b} = -0,445; \quad \lg \frac{\Delta}{\delta_r} = -0,316.$$

тогда

$$\delta = 0,000486; \quad \delta_b = 0,000418; \quad \delta_r = 0,000311.$$

Вычислим параметры L и M . Поскольку $\delta \ll R$,

$$L_H = \frac{R^{\frac{3}{2}} \left(F + \lg \frac{R}{\delta} \right)}{H^{\frac{3}{2}} \left(F + \lg \frac{H}{\delta_b} \right)} = 0,583,$$

$$M_B = \frac{R^{\frac{3}{2}} \left(F + \lg \frac{R}{\delta} \right)}{B^{\frac{3}{2}} \left(F + \lg \frac{B}{\delta_r} \right)} = 0,137.$$

Подставив полученные значения в (7), найдем

$$v_m = 0,539 + 0,0481 \left(\ln \frac{ey}{0,250} - \frac{0,000418}{y} \right) + 0,0176 \times \\ \times \left(\ln \frac{ex}{0,604} - \frac{0,000311}{x} \right).$$

Выполнен расчет распределения скоростей, найденных по формуле (7) для четырех экспериментов Базена [8]: для двух закрытых и двух открытых потоков прямоугольного сечения. Интересно отметить, что сечение и расход открытых потоков примерно равны половине сечения и расхода закрытых потоков. Поскольку не приведено сколько-нибудь подробных данных о шероховатости материала стенок потоков (кроме того, что материал стенок — доски из тополя), то расчет несколько отличался от предыдущего примера, а именно: определялось δ из уравнения для средней скорости. На основании таблиц для коэффициента n устанавливался аналог для выбора величины Δ и находилось $\text{Re}_{*,\Delta}$. Оказалось, что рассматриваемые эксперименты относились к области сопротивлений с полным проявлением шероховатости. Тогда можно принять $\delta = \delta_b = \delta_r$ в отличие от переходной области.

В опытах Базена осредненные скорости измерялись трубкой Пито. Расчетные данные представлены эпюрами на рис. 3, экспериментальные

нанесены в виде точек. Отметим, что на рис. 2, 3 экспериментальные данные в симметричных точках совмещены и отмечены на эпюрах различными точками в случае заметного отклонения в симметричных точках результатов измерения. Так, четыре симметричные точки в закрытом потоке откладывались от одной точки оси ординат на рис. 3.

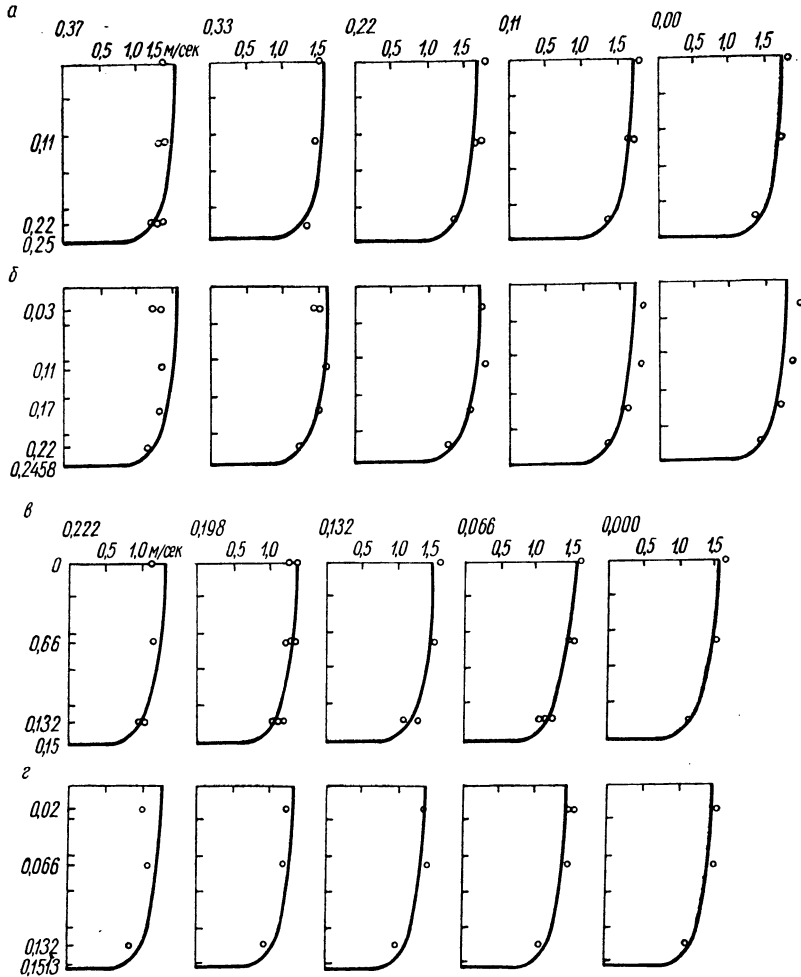


Рис. 3. Сравнение результатов расчетов по формуле (7) с экспериментальными данными Базена;

a — $Q=0,618 \text{ м}^3/\text{сек}$, $v_{\text{ср}}=1,545 \text{ м/сек}$, $i=0,004272$, $t=8^{\circ}\text{С}$, сечение прямоугольное, поток закрытый; $2H=2 \cdot 0,25 \text{ м}$, $2B=2 \cdot 0,40 \text{ м}$; материал стенок — доски из тополя; серия № 51, табл. № 2. Расчетные данные: $Lv_{*B}=0,139$; $Mv_{*B}=0,0824$; $\delta = \delta_B = 0,00161 \text{ м}$; $\delta Q=0,307 \text{ м}^3/\text{сек}$; $v_{\text{ср}}=1,567 \text{ м/сек}$; $i=0,004265$; $t=11^{\circ}\text{С}$. Сечение прямоугольное, поток открытый; $H=0,246 \text{ м}$, $2B=2 \cdot 0,40 \text{ м}$; материал стенок — доски из тополя; серия № 53, табл. № 2. Расчетные данные: $Lv_{*B}=0,139$; $Mv_{*B}=0,0811$; $\delta = \delta_B = 0,00145 \text{ м}$; *в* — $Q=0,191 \text{ м}^3/\text{сек}$, $v_{\text{ср}}=1,326 \text{ м/сек}$, $i=0,006257$, $t=7^{\circ}\text{С}$. Сечение прямоугольное, поток закрытый, $2H=2 \cdot 0,15 \text{ м}$, $2B=2 \cdot 0,24 \text{ м}$; материал стенок — доски из тополя; серия № 52, табл. № 2. Расчетные данные: $Lv_{*B}=0,146$, $Mv_{*B}=0,0859$; $\delta = \delta_B = 0,00168 \text{ м}$; *г* — $Q=0,093 \text{ м}^3/\text{сек}$, $v_{\text{ср}}=1,281 \text{ м/сек}$, $i=0,0060$, $t=14^{\circ}\text{С}$. Сечение прямоугольное, поток открытый; $H=0,1513 \text{ м}$, $2B=2 \cdot 0,24 \text{ м}$; материал стенок — доски из тополя; серия № 54. Расчетные данные: $Lv_{*B}=0,127$; $Mv_{*B}=0,0759$; $\delta = \delta_B = \delta_{\Gamma} = 0,00217 \text{ м}$.

Из сопоставления расчетных эпюр распределения продольных скоростей представляется возможным сделать некоторые выводы. Совпадение расчетных и экспериментальных данных, особенно у дна, вдали от стенок, можно признать удовлетворительным. Совпадение в закрытых потоках (рис. 3, а, в) лучше, чем в открытых (рис. 3, б, г). Однако следует обратить внимание на отклонение расчетных скоростей от экспериментальных у стенок и особенно вблизи свободной поверхности у них. Второе можно попытаться объяснить тем, что формулы логарифмического типа (вдали от поверхности слагаемое $\frac{\delta_b}{y}$ мало) не дают хорошего совпадения расчетов с экспериментальными данными вблизи поверхности. Отклонение расчетных продольных скоростей от экспериментальных в областях потока у стенок можно объяснить наличием в потоке поперечных течений, которые не учитывались при расчете.

Литература

1. Гончаров В. Н. Динамика русловых потоков. Л., 1962.
2. Коваленко Э. П. Распределение скоростей в равномерном потоке жидкости. «Инж.-физ. журн.», 1961, № 4.
3. Героненя Л. С., Рогуневич В. П. Малогабаритная вертушка. «Гидротехника и мелiorация», 1968, № 7.
4. Никитин И. К. Турбулентный русловой поток и процессы в придонной области. Киев, 1963.
5. Никитин И. К. Обобщенные зависимости для расчета стабилизированных турбулентных течений по двухслойной схеме. Сб. «Исследование однородных и взвесенесущих турбулентных потоков». Киев, 1967.
6. Никитин И. К., Нищук В. С., Марченко А. Г. Некоторые особенности течения жидкости вблизи гладкой стенки. Сб. «Исследования однородных и взвесенесущих турбулентных потоков». Киев, 1967.
7. Никитин И. К. «Турбулентные течения со сдвигом в задачах гидротехники». Автореф. дисс. на соискание уч. степ. докт. техн. наук. Л., 1968.
8. Bazin M. Recherches experimentales sur l'ecoulement de l'eau. „Memoires a l'Academie des sciences“. Tome dix-neuvieme. Paris, 1865.

С. А. Коваленко

К РАСЧЕТУ КОЭФФИЦИЕНТА ГИДРАВЛИЧЕСКОГО ТРЕНИЯ В ТРУБОПРОВОДАХ ИЗ РАЗЛИЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Точность гидравлического расчета напорных трубопроводов во многом зависит от правильности выбора коэффициентов гидравлического сопротивления λ , определяющих потери напора, величину расхода жидкости и т. д. Поэтому в последние годы проведено большое количество экспериментальных, натуральных и теоретических исследований по определению гидравлических закономерностей движения жидкости в напорных трубах [1, 4, 5]. Получены полуэмпирические и эмпирические зависимости, позволяющие находить достаточно точные значения λ для труб, работающих в условиях, близких к тем экспериментальным условиям, на основании которых определены эмпирические коэффициенты, входящие в эти формулы. Однако имеющиеся формулы для расчета коэффициента гидравлического сопротивления мало пригодны в тех случаях, когда необходимо определить гидравлическое сопротивление труб, изготовленных из новых материалов или новым способом, или трубопроводов с измененными конструкцией и расположением стыков.

В связи с расширением использования трубопроводов различного назначения в промышленности, строительстве и сельском хозяйстве совершенствуется технология их изготовления и способов стыковки, применяются новые материалы для производства труб. Наша промышленность выпускает несколько видов пластмассовых труб: из винипласта и полиэтилена низкого и высокого давления, полипропилена, фторопласта и стеклопластиков; налаживается производство составных — пластмассобетонных — труб. Расчетные формулы для труб из этих материалов не дают точных результатов, и изучение гидравлических характеристик таких труб необходимо.

Значительно влияет на значение λ и изменение способа производства. В качестве примера на рис. 1 представлена зависимость $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = f(\lg Re)$ для винипластовых труб, изготовленных различными способами. На основании данных М. М. Сапожникова [4] можно заключить, что для винипластовых труб замена штангпрессования способом непрерывной шнековой экструзии снижает значение коэффициента гидравлического трения почти на 20%.

Значительно влияет на сопротивление трубопроводов конструкция, количество и расположение стыков. Экспериментальные исследования Ф. А. Шевелева [5] показали влияние сварных соединений на коэффициент λ новых стальных труб, работающих в квадратичной области сопротивлений (табл. 1).

Приведенные данные табл. 1 подтверждают, что при изменении способа производства труб, конструкции и расположения стыков трубопроводов необходимы специальные исследования гидравлических сопротивлений. Постановка таких опытов сложна, требует большой точности, связана с материальными затратами. Поэтому в настоящей статье предлагается метод, позволяющий значительно сократить число опытов при экспериментальном определении λ для труб из новых материалов, труб, бывших в эксплуатации различные сроки, труб, изготовленных новым способом.

Рассмотрим турбулентный поток жидкости в круглой цилиндрической трубе радиусом r_0 (рис. 2). Распределение осредненных скоростей вдоль радиуса в таком потоке можно описать дифференциальной формулой [2]:

$$U_z = V \sqrt{4gr_0i_0} \frac{d \left(\frac{1}{V \lambda_z} z \right)}{dz}, \quad (1)$$

где g — ускорение свободного падения; i_0 — гидравлический уклон; z — глубина потока, на которой определяется скорость, отсчитываемая от стенки трубы и изменяющаяся от 0 до r_0 ; λ_z — коэффициент гидравлического трения трубы, гидравлический радиус которой равен z .

Пусть известна эпюра осредненных скоростей в этом потоке, полученная экспериментально. Имеющуюся эпюру можно описать уравнением

$$U_z = f(z). \quad (2)$$

Тогда

$$f(z) = V \sqrt{4gr_0i_0} \frac{d \left(\frac{1}{V \lambda_z} z \right)}{dz}$$

или

$$f(z)dz = V \sqrt{4gr_0i_0} d \left(\frac{1}{V \lambda_z} z \right). \quad (3)$$

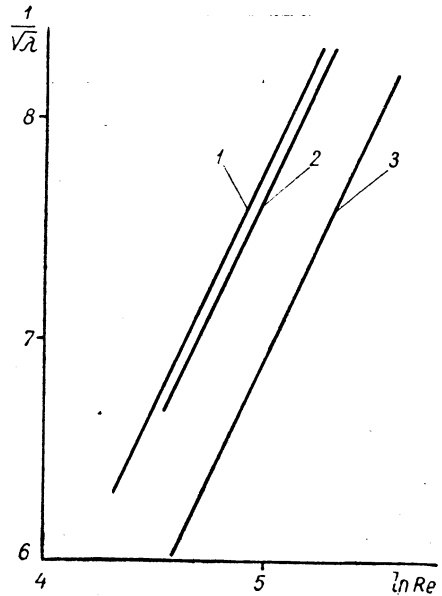


Рис. 1. Зависимость $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = f(\lg Re)$ для виниловых труб $d=100$ мм по опытным данным М. М. Сапожникова: 1 — линия гладких труб; 2 — для труб, изготовленных шнековой экструзией; 3 — для труб, изготовленных штампипрессованием.

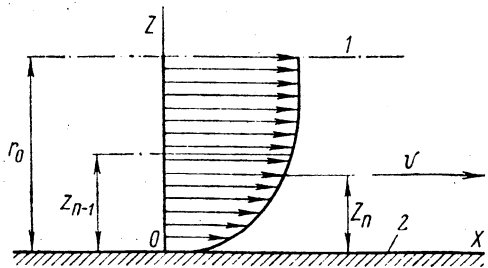


Рис. 2. Схема равномерного потока в напорной трубе: 1 — ось трубы; 2 — стенка трубы.

Полагая, что коэффициент гидравлического трения λ для рассматриваемой трубы радиусом r_0 (см. рис. 2) определен экспериментально, из уравнения (3) можно найти значение λ_n для трубы с любым значением радиуса r_n . Очевидно, что r_n должно быть меньше r_0 , поскольку $f(z)$ задана в пределах от 0 до r_0 . Для того чтобы подсчитанные

Т а б л и ц а 1

Диаметр трубы d , мм	Длина трубы L , мм	Расстояние между стыками l , м	Коэффициент гидравлического трения λ
155,1	9	без стыков	0,0188
155,1	9	3,0	0,0223
155,1	9	1,5	0,0240
155,1	9	0,75	0,0261
155,1	9	0,375	0,0295

значения λ не отклонялись более чем на 3—5% от экспериментальных, следует соблюдать условие $r_n \geq \frac{r_0}{2}$. Если необходимо определить λ для трубы радиусом, значительно меньшим $\frac{r_0}{2}$, то подсчет следует производить методом последовательных приближений, т. е. первоначально определить λ_1 для трубы радиусом $r_1 \geq \frac{r_0}{2}$, затем λ_2 для трубы радиусом $r_2 \geq \frac{r_1}{2}$ и т. д., пока λ_n не будет искомой величиной для трубы радиусом $r_n \geq \frac{r_{n-1}}{2}$. При этом уравнение (3) следует проинтегрировать в пределах

$$\int_{z_n}^{z_{n-1}} f(z) dz = V \sqrt{4gr_0i_0} \int_{z_n}^{z_{n-1}} d \left(\frac{1}{V\lambda_z} z \right), \quad (4)$$

где z_{n-1} — глубина потока, отсчитываемая от стенки трубы и равная гидравлическому радиусу трубы, коэффициент гидравлического трения которой λ_{n-1} известен; z_n — глубина потока, отсчитываемая от стенки трубы и равная гидравлическому радиусу трубы, для которой нужно определить значение λ_n .

После интегрирования уравнение (4) приводим к виду

$$\frac{1}{V\lambda_n} = \frac{1}{z_n V\lambda_{n-1}} \left[z_{n-1} - \frac{1}{v_{n-1}} \int_{z_n}^{z_{n-1}} f(z) dz \right], \quad (5)$$

где v_{n-1} — средняя скорость потока в трубе радиусом r_{n-1} . Учитывая, что использованная формула (1) описывает распределение скоростей при различных режимах движения жидкости [2, 3], полученная

зависимость (5) также применима для определения λ при турбулентном режиме движения жидкости как в квадратичной, так и в доквадратичной области сопротивлений. Далее это положение подтверждается экспериментальными данными.

Квадратичная область сопротивлений. Известно, что в квадратичной области сопротивлений коэффициент гидравлического трения не зависит от числа Рейнольдса и для трубы с заданной шероховатостью есть величина постоянная. Поэтому при одной известной эпюре осредненных скоростей в трубе диаметром d_0 зависимость (5) позволяет определять λ для труб любого диаметра d при условии, что $d < d_0$ и труба изготовлена из того же материала и тем же способом. В качестве примера сопоставим значения λ , вычисленные с помощью зависимости (5), с опытными данными [5]. Эпюра распределения осредненных скоростей в новой стальной трубе диаметром 302 мм при $v_{cp} = 30,9$ м/сек, построенная по опытным данным Ф. А. Шевелева [5], описывается уравнением

$$U_z = f(z) = 8,23 \lg z + 43,96. \quad (6)$$

Выражение (6) для $f(z)$ подставлено в уравнение (5), и подсчитанные при этом значения λ для труб различных диаметров представлены в табл. 2.

Т а б л и ц а 2

Диаметр трубы d , мм	Коэффициент гидравлического трения λ	
	по данным Ф. А. Шевелева	по формуле (5)
Новые стальные трубы без стыков		
302	0,0161	0,0161
155,1	0,0188	0,0183
78,5	0,0215	0,0219
52,4	0,0237	0,0242
26,8	0,0277	0,0274
16,0	0,0315	0,0306
Новые чугунные трубы		
301	0,0202	0,0202
152	0,0246	0,0241
51,5	0,0335	0,0329

Примечание. Расстояние между стыками для трубы диаметром 301 мм—3,0 м, диаметром 152 мм—3,1 м, диаметром 51,5 мм—2,0 м.

Для новой чугунной трубы диаметром 301 мм при $v_{cp} = 36,3$ м/сек эпюра распределения осредненных скоростей описывается уравнением

$$U_z = f(z) = 11,30 \lg z + 52,70. \quad (7)$$

Доквадратичная область сопротивлений. В доквадратичной области сопротивлений коэффициент гидравлического трения представляет собой функцию вида $\lambda = f(d, Re, n)$, где n — коэффициент шероховатости. Для труб, изготовленных из одного материала и одним и тем же способом, эта зависимость упрощается: $\lambda = f(d, Re)$. Чтобы найти значение

λ для труб любого диаметра d , необходимо иметь несколько (по крайней мере четыре) экспериментально определенных эпюр осредненных скоростей при различных числах Рейнольдса только в одной трубе диаметром d_0 . При этом необходимо, чтобы d_0 было больше d . Описывая заданные эпюры соответствующими уравнениями вида $U_z = f(z)$ и подставляя в уравнение (5), получим несколько значений λ [столько значений, сколько задано эпюр и соответственно уравнений $U_z = f(z)$], отвечающих определенным значениям Re . Это позволяет построить график $\lambda_n = f(Re)$ для данной трубы радиусом r_n . Таким образом можно построить графики для любых заданных диаметров труб, так же как это

Таблица 3

Диаметр трубы d , мм	Число Рейнольдса Re	Средняя скорость v , м/сек	Коэффициент гидравлического трения λ	
			по формуле Ф. А. Шевелева	по формуле (5)
155,1	95,0	0,586	0,0205	—
78,5	43,6	0,533	0,0244	0,0248
52,4	28,7	0,516	0,0265	0,0265
26,2	13,2	0,484	0,0316	0,0303
15,15	7,38	0,441	0,0373	0,0363

делается на основании экспериментов. В табл. 3 в качестве примера представлены подсчитанные значения λ для новых стальных труб без стыков описанным способом в сравнении со значениями λ , подсчитанными по формуле Ф. А. Шевелева.

Выводы

1. Установленная связь распределения осредненных скоростей по сечению трубы и коэффициента гидравлического трения в виде зависимости (5) позволяет шире использовать уже имеющиеся опытные данные по распределению скоростей с целью определения гидравлических сопротивлений потока.

2. Представляется возможным по одной эпюре (для квадратичной зоны сопротивлений), полученной экспериментально в трубе достаточно большого диаметра d_0 , определить коэффициент гидравлического трения λ_n для трубы любого диаметра d_n при условии, что $d_n < d_0$ и труба изготовлена из того же материала и тем же способом производства. Для доквадратичной области сопротивлений достаточно экспериментально получить несколько эпюр осредненных скоростей только в одной трубе диаметром d_0 , для того чтобы описать $\lambda_n = f(Re)$ для трубы любым диаметром d_n , изготовленной из того же материала и тем же способом производства.

3. Предлагаемый метод подсчета коэффициента гидравлического трения позволяет значительно сократить число экспериментов при исследовании движения турбулентных потоков жидкости в напорных трубах, гидравлические характеристики которых еще недостаточно изучены.

Литература

1. *Альтшуль А. Д.* Гидравлические потери на трение в трубопроводах. М., 1963.
2. *Кузнецова С. А.* О распределении осредненных скоростей в плоском равномерном потоке при различных режимах движения жидкости. Сб. «Использование и охрана водных ресурсов Белоруссии», ч. 2. Минск, 1966.
3. *Кузнецова С. А.* О распределении осредненных скоростей в напорных трубах при турбулентном режиме жидкости. Сб. «Вопросы водохозяйственного строительства», Минск, 1968.
4. *Сапожников М. М.* Гидравлические закономерности турбулентного движения в трубах из различных материалов. Л., 1964.
5. *Шевелев Ф. А.* Исследование основных гидравлических закономерностей турбулентного течения в трубах. М., 1953.

П. Н. Костюкович

К РАСЧЕТУ УРОВНЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД ПРИ РАБОТЕ ВЕРТИКАЛЬНОГО ДРЕНАЖА

В основе гидрогеологических расчетов вертикального дренажа при неустановившейся фильтрации лежат известные решения линейного уравнения теплопроводности и диффузии [10, 12]:

$$\frac{\partial^2 S}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial S}{\partial r} = \frac{1}{a_r^0} \cdot \frac{\partial S}{\partial t}, \quad (1)$$

в котором коэффициент пьезопроводности (уровнепроводности) a^0 имеет одну и ту же величину в каждой точке пласта и, следовательно, не зависит от величины пластового давления и его депрессии S . На этом основании определение коэффициента пьезопроводности производится двумя способами: по графикам прослеживания уровня в скважинах (первый способ) и в лабораторных условиях путем сжатия жидкостей и образцов горных пород в пределах сохранения закона Гука (второй способ).

В результате опытов установлено, что коэффициент пьезопроводности находится в определенной зависимости от величины пластового давления [1, 2, 5, 7, 13]. Но так как при отборе жидкости из пласта происходит изменение пластового давления во времени и в пространстве, то в общем случае в однородном по проницаемости пласте коэффициент пьезопроводности является функцией пространственных координат и времени [4]. Исследуем этот вопрос для частного случая, когда скважина с постоянным дебитом $Q = \text{const}$ пущена в эксплуатацию в неограниченном по простиранию и однородном по проницаемости пласте постоянной мощности ($h = \text{const}$).

Для данной задачи решение уравнения (1) получено Тейсом в следующем виде:

$$S_{rt} = i_T \left[-\text{Ei} \left(-\frac{r^2}{4a_r^0 t} \right) \right] \approx i_T \ln \frac{2,25a_r^0 t}{r^2}, \quad (2)$$

где S_{rt} — понижение уровня (пластового давления) в точке r на момент времени t при данном $Q = \text{const}$; i_T — тангенс угла наклона графика прослеживания уровня $S_{rt} = f(\ln t)$ к оси $\ln t$, определяемый по формуле

$$i_T = \frac{Q}{4\pi(kh/\mu)_T} = \frac{S_{rt_2} - S_{rt_1}}{\ln(t_2/t_1)} = \text{const}, \quad (3)$$

где $(kh/\mu)_T = Q/4\pi i_T = \text{const}$ — коэффициент проводимости по Тейсу, определяемый с учетом фактора времени по формуле (3); μ , k — соответственно вязкость жидкости и коэффициент проницаемости пласта [10, 12].

В любой момент времени $t = \text{const}$ для двух значений r уравнение (1) переходит в уравнение Лапласа, а его решение (2) соответственно в решение уравнения Лапласа или известную формулу Дюпюи [5, 6, 7]:

$$Q = \frac{2\pi(kh/\mu)_D(S_{r_1t} - S_{r_2t})}{\ln(r_2/r_1)}, \quad (4)$$

где $(kh/\mu)_D$ — коэффициент проводимости по Дюпюи, определяемый по уравнению депрессионной поверхности без учета фактора времени. Из (4) имеем:

$$i_D = \frac{Q}{2\pi(kh/\mu)_D} = \frac{S_{r_1t} - S_{r_2t}}{\ln(r_2/r_1)} = \text{const}, \quad (5)$$

где i_D — тангенс угла наклона депрессионной поверхности $S_{rt} = f(\ln r)$ к оси $\ln r$ на момент времени t при данном $Q = \text{const}$ (поскольку в рассматриваемой задаче неустановившаяся депрессионная поверхность в пределах точности уравнения (4) передвигается параллельно самой себе [12], величина $i_D = \text{const} \neq f(t)$; при наличии открытой границы в пласте $i_D = f(t)$ [7]).

Из (2) и (5) соответственно получаем

$$\ln a_r^0 = \frac{S_{rt}}{i_T} + 2 \ln r - \ln 2,25t \quad (6)$$

и

$$S_{rt} = S_{rt}^0 - i_D \ln r, \quad (7)$$

где S_{rt}^0 — величина понижения уровня в точке $r=1$ в момент времени t при данном $Q = \text{const}$.

Подставляя (7) в (6), получаем

$$\ln a_r^0 = 2(1-n)\ln r + \left(\frac{S_{rt}}{i_T} - \ln 2,25t \right), \quad (8)$$

где

$$n = \frac{i_D}{2i_T} = \frac{(kh/\mu)_T}{(kh/\mu)_D} = \text{const}. \quad (9)$$

Опытные кустовые откочки показывают, что параметры пластов, определяемые в отдельности при установившейся и неустановившейся фильтрации, т. е. соответственно по формулам (4) и (2), нередко значительно отличаются [5, 7, 11]. Учитывая, к тому же, то обстоятельство, что коэффициент пьезопроводности зависит от пластового давления, а величина последнего является функцией r и t , имеем основание допустить, что в общем случае $(kh/\mu)_D \neq (kh/\mu)_T$. Тогда, согласно (8) и (9), коэффициент пьезопроводности является функцией r (или

функцией изменения пластового давления) и равенство (8) можем записать так:

$$\ln a_r = \ln a_r^0 + \lambda \ln r, \quad (10)$$

где a_r — коэффициент пьезопроводности (уровнепроводности) в точке r при данном $Q = \text{const}$; a_r^0 — то же в точке $r=1$; $\ln a_r^0$ — отрезок оси $\ln a_r$, отсекаемый графиком $\ln a_r = f(\ln r)$ и равный

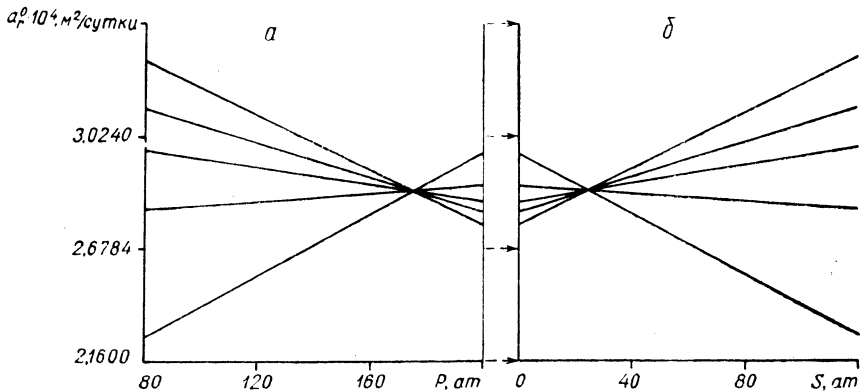


Рис. 1. Зависимость изменения коэффициента пьезопроводности от величины пластового давления в лабораторных условиях (по Гаджиеву) (а) и зависимость изменения коэффициента пьезопроводности от перепада давления (понижения уровня) для $p_{\text{ст}} = 200 \text{ ат}$ (б).

$$\ln a_r^0 = \frac{S_{rt}}{i_T} - \ln 2,25t; \quad (11)$$

λ — тангенс угла наклона графика $\ln a_r = f(\ln r)$ к оси $\ln r$, определяемый по формуле

$$\lambda = \frac{\ln(a_{r_2}/a_{r_1})}{\ln(r_2/r_1)} = 2(1-n) = \text{const}. \quad (12)$$

Из (10) находим

$$a_r = a_r^0 r^\lambda, \quad (13)$$

что подтверждается многочисленными экспериментальными исследованиями неустановившейся фильтрации к скважинам в природных условиях [5].

Из (7) и (13) получаем

$$a_{S_{rt}} = a_{S_{rt}}^0 \exp[\lambda(S_{rt}^0 - S_{rt})/i_D], \quad (14)$$

где $a_{S_{rt}}$, $a_{S_{rt}}^0$ — соответственно величины коэффициента пьезопроводности при перепаде пластового давления S_{rt} и S_{rt}^0 , т. е. в точках r и $r=1$ в момент времени t при данном $Q = \text{const}$.

Функция (14) является общим интегралом дифференциального уравнения

$$\frac{\lambda}{i_D} = \frac{1}{a} \cdot \frac{da}{dS}, \quad (15)$$

где a — коэффициент пьезопроводности; S — изменение пластового давления (понижение уровня).

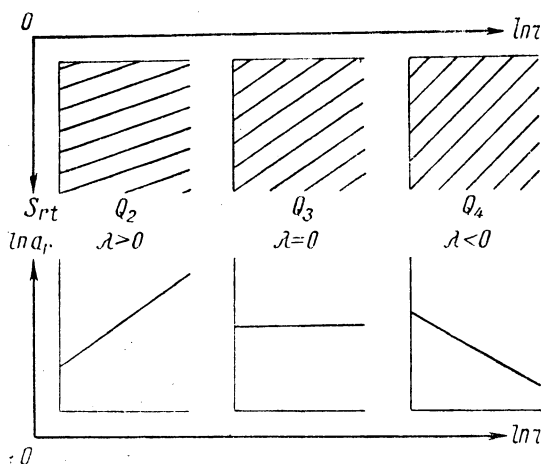


Рис. 2. Характер графиков $S_{rt} = f(\ln r)$ в различные моменты времени и соответствующие им функции $\ln a_r = f(\ln r)$ в случае пуска скважины с различными постоянными дебитами в неограниченном по простиранию пласте (по данным таблицы).

Уравнение (15) аналогично уравнению состояния капельно-сжимаемой жидкости

$$\beta_* = \frac{1}{\rho} \cdot \frac{d\rho}{dS}, \quad (16)$$

где β_* — коэффициент объемной упругости жидкости; ρ — плотность жидкости [10].

Используя установленную аналогию и равенство (13), получим закон изменения плотности жидкости при осесимметричной фильтрации

$$\rho_r = \rho_r^0 r^\nu, \quad (17)$$

где ρ_r — плотность жидкости в точке r при данном Q ; ρ_r^0 — то же в точке $r = 1$; $\nu = \beta_* i_D$ — тангенс угла наклона графика $\ln \rho_r = f(\ln r)$ к оси $\ln r$.

Доказано, что если исходить из зависимости плотности жидкости, проницаемости или пористости пласта от величины пластового давления, а такая зависимость всегда имеет место в природных условиях [10, 12], то коэффициент пьезопроводности также будет зависеть от величины давления. Дифференциальные уравнения в таких случаях яв-

ляются нелинейными или в первом приближении квазилинейными параболического типа, и коэффициент пьезопроводности в них зависит от искомой функции [1, 3]. Эти уравнения в инженерной практике не получают применения [3, 10, 12]. Поэтому заслуживают внимания такие методы вывода дифференциальных уравнений, когда зависимости параметров пласта и жидкости от величины (или перепада) пластового давления $a = \varphi(S)$ заменяются соответствующими зависимостями этих параметров от пространственных координат и времени $a = \varphi[r(r, t)]$, поскольку в каждой конкретной задаче характер функции $S = f(r, t)$ в об-

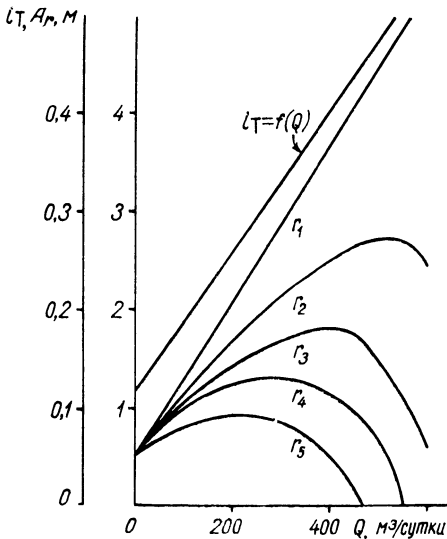


Рис. 3. Характер графиков $i_T = f(Q)$ и $A_r = f(Q)$ для различных наблюдательных скважин (A_r — понижение уровня в точке r на момент времени $t = 1$).

щих чертах заранее известен из опыта или теории линейных дифференциальных уравнений. Следуя таким путем, вместо громоздких нелинейных уравнений мы получим относительно простые квазилинейные уравнения с коэффициентом пьезопроводности, являющимся функцией независимых переменных [7]. Подобные уравнения уже разрешимы аналитическими методами и, что не менее важно, приближают нас к более правильному пониманию механики неустановившегося движения подземных вод и их депрессионных поверхностей.

В качестве примера воспользуемся квазилинейным уравнением параболического типа

$$\frac{\partial^2 S}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial S}{\partial r} = \frac{(2-\lambda)^2}{4a_r^0 r^\lambda} \times \frac{\partial S}{\partial t} = \frac{n^2}{a_r^0 r^{2(1-n)}} \cdot \frac{\partial S}{\partial t}, \quad (18)$$

которое непосредственно вытекает из соотношений (13) или (17) и легко получается известными методами [3].

Будем решать поставленную задачу следующим образом. Предположим, что в рассматриваемом пласте существует мгновенный сток. Следуя Лапласу, для этого случая решение уравнения (18) получим в виде

$$S_{rt} = \frac{i_T}{t} \cdot \exp\left(-\frac{r^{2-\lambda}}{4a_r^0 t}\right) = \frac{i_T}{t} \cdot \exp\left(-\frac{r^{2n}}{4a_r^0 t}\right). \quad (19)$$

От мгновенного стока перейдем к скважине с дебитом $Q = \text{const}$. Тогда, используя функцию мгновенного стока (19) и метод У. Томсона (Кельвина) [10], получим решение уравнения (18) в таком виде

$$S_{rt} = \frac{Q}{4\pi(kh/\mu)_T} \left[-\text{Ei}\left(\frac{r^{2-\lambda}}{4a_r^0 r t}\right) \right] = \frac{Q}{4\pi(kh/\mu)_T} \times \left[-\text{Ei}\left(-\frac{r^{2n}}{4a_r^0 t}\right) \right]. \quad (20)$$

Решение рассматриваемой задачи Тейса для уравнения (18) можно получить также методом П. Я. Полубариновой-Кочиной [9]. Для этого введем новую функцию

$$\eta = \frac{r^{2-\lambda}}{4a_r^0 t}. \quad (21)$$

Поскольку

$$\begin{aligned} \frac{\partial S}{\partial t} &= \frac{\partial S}{\partial \eta} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial t} = -\frac{\eta}{t} \cdot \frac{\partial S}{\partial \eta}, \\ \frac{\partial S}{\partial r} &= \frac{\partial S}{\partial \eta} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial r} = \frac{(2-\lambda)r^{1-\lambda}}{4a_r^0 t} \cdot \frac{\partial S}{\partial \eta}, \\ \frac{\partial^2 S}{\partial r^2} &= \frac{\partial^2 S}{\partial \eta^2} \left(\frac{\partial \eta}{\partial r} \right)^2 + \frac{\partial S}{\partial \eta} \cdot \frac{\partial^2 \eta}{\partial r^2} = \eta \frac{\partial^2 S}{\partial \eta^2} \times \\ &\times \frac{(2-\lambda)^2}{4a_r^0 t r^\lambda} + \frac{\partial S}{\partial \eta} \cdot \frac{(2-\lambda)(1-\lambda)}{4a_r^0 t r^\lambda}, \end{aligned}$$

то, переходя в (18) к новой переменной, получим

$$\eta \frac{\partial^2 S}{\partial \eta^2} + (1 + \eta) \frac{\partial S}{\partial \eta} = 0. \quad (22)$$

Общий интеграл уравнения (22) имеет вид

$$S_{rt} = c_1 \int \frac{e^{-\eta}}{\eta} d\eta + c_2. \quad (23)$$

Вводя обозначение интегральной показательной функции

$$\text{Ei} \left(-\frac{r^{2-\lambda}}{4a_r^0 t} \right) = - \int_{r^{2-\lambda}/4a_r^0 t}^{\infty} \frac{e^{-\eta}}{\eta} d\eta, \quad (24)$$

перепишем (23)

$$S_{rt} = c_1 \left[-\text{Ei} \left(-\frac{r^{2-\lambda}}{4a_r^0 t} \right) \right] + c_2. \quad (25)$$

Учитывая граничные и начальные условия задачи Тейса, определяем значения постоянных c_1 и c_2 и приходим к решению (20). Применяя его к двум точкам пласта, получим равенство (13). К тому же, при $\lambda=0$ уравнение (18) переходит в уравнение теплопроводности (1), а его решение (20) — в решение (2). При $\lambda=0$ имеет место аналогичный переход от фундаментального решения (19) уравнения (18) к фундаментальному решению

$$S_{rt} = \frac{i_T}{t} \exp \left(-\frac{r^2}{4a_r^0 t} \right) \quad (26)$$

уравнения теплопроводности (1). Это доказывает, что уравнение (18) характеризует процесс перераспределения пластового давления при неустановившейся осесимметричной фильтрации.

Из соотношения (13) следует, что в неограниченном по простиранию и однородном по проницаемости пласте постоянной мощности существуют три разновидности квазистационарной фильтрации, характеризующиеся собственными законами изменения коэффициента пьезопроводности: первый ($\lambda < 0, n > 1$), второй ($\lambda = 0, n = 1$) и третий ($\lambda > 0, n < 1$).

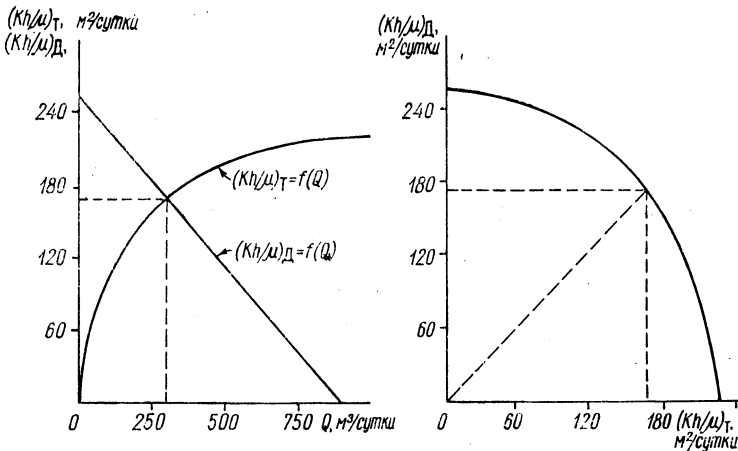


Рис. 4. Характер графиков $(kh/\mu)_T = f(Q)$, $(kh/\mu)_D = f(Q)$ и $(kh/\mu)_D = f[(kh/\mu)_T]$ при квазистационарной фильтрации.

Очевидно, только при второй разновидности квазистационарной фильтрации коэффициент пьезопроводности a_r имеет одну и ту же величину a_r^0 в каждой точке пласта и, следовательно, не зависит от величины и перепада пластового давления. Эта разновидность неустановившейся фильтрации лежит в основе современной теории упругого режима и детально исследована [10, 12].

Теперь предположим, что возмущающая скважина пущена в эксплуатацию с таким дебитом $Q = \text{const}$, что имеет место вторая разновидность квазистационарной фильтрации. В этом случае, согласно основной формуле теории упругого режима (2), в каждой точке пласта, несмотря на величины пластового давления p_{rt} и его депрессии S_{rt} , коэффициент пьезопроводности будет иметь одну и ту же величину a_r^0 . Пусть величина $S_{rt} = 120 \text{ ат}$ при пластовом давлении на контуре питания $p_{ct} = 200 \text{ ат}$. Тогда, как показывают лабораторные исследования зависимости параметров жидкости и пласта от величины давления [1], в данной точке r за время t коэффициент пьезопроводности a_r^0 изменится (увеличится или уменьшится) от $2,3 \cdot 10^4$ до $2,9 \cdot 10^4 \text{ м}^2/\text{сутки}$, т. е. примерно на 20—25% (см. рис. 1). Таким образом, мы видим противоречие между основной формулой теории упругого режима (2), рассматривающей коэффициент пьезопроводности a_r^0 как физическую константу среды, независимую от величин p_{rt} , и экспериментальными исследованиями зависимости этой константы от величин p_{rt} [1, 2, 3] или S_{rt} [5].

Противоречие исключается, если коэффициент пьезопроводности, входящий в линейные и квазилинейные уравнения параболического типа, рассматривать как параметр неустановившегося фильтрационного потока, зависящий от соотношения скоростей $\left(\frac{\partial S}{\partial r} = \frac{\partial S}{\partial t} : \frac{\partial r}{\partial t}\right)$ перераспределения пластового давления (распространения уровня) в вертикальных $\left(\frac{\partial S}{\partial t}\right)$ и горизонтальных $\left(\frac{\partial r}{\partial t}\right)$ плоскостях (направлениях), т. е.

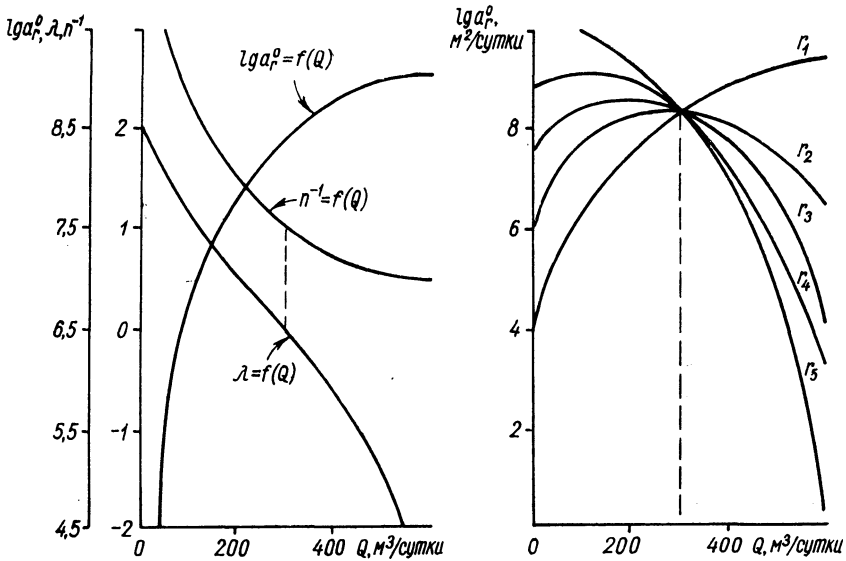


Рис. 5. Характер зависимости параметров λ , n^{-1} , $\lg a_r^0$ и $\lg a_r$ от интенсивности возмущения при квазистационарной фильтрации.

зависящий от уклона неустановившейся депрессионной поверхности $\left(\frac{\partial S}{\partial r}\right)$ и характера ее передвижения в вертикальной плоскости, проходящей через ось скважины (параллельно, поворотом относительно неподвижной точки $S_{rt} = 0$ на контуре питания, волнообразно и так далее в зависимости от характера и интенсивности возмущения и предельных условий на границах области фильтрации) [7].

Такое явление можно объяснить тем, что с увеличением интенсивности возмущения происходит возрастание вертикальной составляющей скорости $\frac{\partial S}{\partial t}$ распространения уровня. Это приводит к тому, что депрессионная поверхность принимает более крутое положение, так как горизонтальная составляющая скорости $\frac{\partial r}{\partial t}$ распространения уровня не зависит от интенсивности возмущения, в то время как скорость снижения (восстановления) уровня является функцией Q . В результате с увеличением дебита параметр n возрастает и наблюдается переход одной разновидности неустановившейся фильтрации в другую.

Действительно, из (18) имеем:

$$a_r = a_r^0 r^{2(1-n)} = cn^2, \quad (27)$$

где

$$c = \frac{\partial r}{\partial t} \cdot \frac{\text{grad } S}{\text{div}(\text{grad } S)} = \text{const.} \quad (28)$$

При каждом $Q = \text{const}$ параметры n и c являются константами, величина которых зависит от Q . Тогда из (27) следует, что с изменением дебита происходит изменение характера функций $a_r = f(r)$ и $a_r = f(Q)$.

Для экспериментальной проверки этого вывода нами был выбран практически неограниченный в плане и однородный по проницаемости водоносный пласт постоянной мощности, заключенный между водопроницаемыми отложениями. Опытный участок состоял из наблюдательных скважин r_1, r_2, r_3, r_4, r_5 , пробуренных по лучу на расстоянии

Таблица 1

Данные опытов по изучению неустановившейся депрессионной поверхности при пуске скважины с различными постоянными дебитами

$Q, \text{ м}^3/\text{сутки}$	$t, \text{ сутки}$	$S_{rt}, \text{ м}$						n, λ
		r_0	r_1	r_2	r_3	r_4	r_5	
$Q_1 = 120$	1	10,00	1,45	1,25	1,12	1,00	0,86	$n = 0,49,$ $\lambda = 1,02$
	2	11,53	1,51	1,31	1,18	1,06	0,92	
	4	13,06	1,57	1,37	1,24	1,12	0,98	
	6	13,97	1,61	1,41	1,28	1,16	1,02	
	10	15,10	1,65	1,45	1,32	1,20	1,06	
	i_r	5,10	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
	$(kh/\mu)_r$	4,32	110	110	110	110	110	
$\lg a_r$	-0,59	6,90	7,89	8,65	9,25	9,95		
$Q_2 = 180$	1	15,00	1,90	1,58	1,35	1,16	0,94	$n = 0,665,$ $\lambda = 0,67$
	2	16,68	1,97	1,65	1,42	1,23	1,01	
	4	18,36	2,04	1,72	1,49	1,30	1,08	
	6	19,37	2,09	1,77	1,54	1,35	1,13	
	10	20,60	2,14	1,82	1,59	1,40	1,18	
	i_r	5,60	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	
	$(kh/\mu)_r$	5,90	137	137	137	137	137	
$\lg a_r$	0,13	7,55	8,25	8,67	9,08	9,57		
$Q_3 = 304$	1	25,70	2,85	2,20	1,75	1,37	0,90	$n = 1,$ $\lambda = 0$
	2	27,70	2,95	2,30	1,85	1,47	1,00	
	4	29,70	3,04	2,39	1,94	1,56	1,09	
	6	30,86	3,10	2,45	2,00	1,62	1,15	
	10	32,33	3,18	2,53	2,08	1,70	1,23	
	i_r	6,63	0,325	0,325	0,325	0,325	0,325	
	$(kh/\mu)_r$	8,37	172	172	172	172	172	
$\lg a_r$	1,32	8,42	8,42	8,42	8,42	8,42		
$Q_4 = 400$	1	34,00	3,51	2,52	1,82	1,22	0,51	$n = 1,28,$ $\lambda = -0,56$
	2	36,24	3,63	2,64	1,94	1,34	0,63	
	4	38,46	3,74	2,75	2,05	1,45	0,74	
	6	39,80	3,81	2,82	2,12	1,52	0,81	
	10	41,43	3,90	2,91	2,21	1,61	0,90	
	i_r	7,43	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	
	$(kh/\mu)_r$	9,80	187	187	187	187	187	
$\lg a_r$	2,02	8,65	8,10	7,72	7,38	6,96		

соответственно 1, 10, 50, 200, 1000 м от возмущающей скважины $r_0 = 0,08$ м. Замеры понижения уровня велись одновременно в возмущающей и наблюдательных скважинах в течение 10 суток.

Коэффициенты проводимости $(kh/\mu)_T$ и $(kh/\mu)_D$ и коэффициент пьезопроводности α_r определялись по фиксированным значениям Q и S_{rt} . Величины параметров i_T и i_D находились по графикам соответственно $S_{rt} = f(\ln t)$ и $S_{rt} = f(\ln r)$, т. е. по формулам (3) и (5). Для расчета величины коэффициента пьезопроводности во всех скважинах (точках пласта) использовалась формула (6).

Коэффициент фильтрации пласта при средних значениях дебита составлял около 13,3 м/сутки, $h = 10,3$ м, $\mu = 1$ сантипуазу.

Результаты опытов и рассчитанные на их основе параметры приведены в табл. 1 (коэффициенты пьезопроводности и проводимости даны в м²/сутки). Как видно из приведенных данных (рис. 2—5), при пуске скважины с различными дебитами наблюдается переход одной разновидности квазистационарной фильтрации в другую. При этом чем больше расход потока, тем круче депрессионная поверхность и выше порядок разновидности фильтрации.

Таким образом, проведенные исследования показывают, что расчет неустановившейся депрессионной поверхности при работе вертикального дренажа можно вести по формуле (20), которая при $\lambda = 0$ переходит в основную формулу теории упругого режима и, следовательно, обладает одинаковой с нею точностью.

Анализ экспериментальных графиков прослеживания уровня $S'_{rt} = f(\ln t)$ показал [8], что погрешность формулы (20) не превышает 3—5% до конца первого этапа развития неустановившейся фильтрации t_0 , составляющего примерно $2/3$ времени стабилизации потока t_y (рис. 6). Начиная с момента t_0 отклонение расчетных величин S_{rt} , получаемых по формуле (20), от фактических S'_{rt} подчиняется строго определенной зависимости, которая подробно изучена на примере формулы (2). При этом было установлено, что стабилизация потока в возмущающих скважинах наступает, когда расчетная скорость снижения (восстановления) уровня, определяемая по формуле (20), составляет 0,25, т. е. при $\frac{\partial S_{rt}}{\partial t} = \frac{i_{Tc}}{t_y} = 0,25$, где i_{Tc} — величина параметра i_T в возмущающей скважине. В наблюдательных скважинах появление установившейся фильтрации наступает при $\frac{\partial S_{rt}}{\partial t} = \frac{i_T}{t_y} = 0,01$.

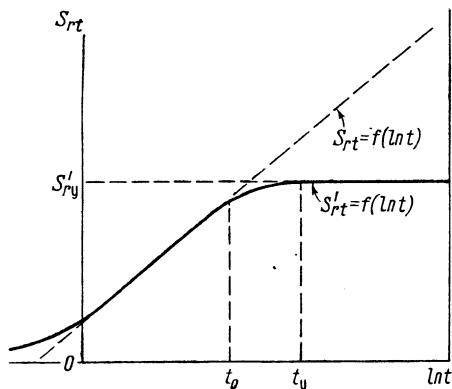


Рис. 6. Экспериментальные (S'_{rt}) и теоретические (S_{rt}) графики прослеживания уровня в неограниченном по простиранию водоносном горизонте.

Литература

1. *Гаджиев Ш. А.* Изменение коэффициента пьезопроводности в зависимости от пластового давления. «Изв. вузов. Нефть и газ», 1965, № 8.
2. *Добрынин В. М.* Изменение коэффициента упругосжимаемости песчаных пластов в зависимости от горного и пластового давлений. «Нефтяное х-во», 1963, № 2.
3. *Калыняк Н. И., Лещий Н. П.* Движение сжимаемой жидкости в упругой среде при переменном коэффициенте пьезопроводности. «Изв. вузов. Нефть и газ», 1967, № 5.
4. *Костюкович П. Н.* О коэффициенте пьезопроводности. «Изв. вузов. Геология и разведка», 1965, № 10.
5. *Костюкович П. Н.* Об исходных предпосылках при определении промежутка высачивания и параметров пластов. «Изв. вузов. Геология и разведка», 1966, № 3.
6. *Костюкович П. Н.* К определению коэффициента фильтрации опытными откачками. «Инж.-физ. журн.», 1967, т. 12, № 5.
7. *Костюкович П. Н.* О параметрах неустановившейся фильтрации. Сб. «Использование и охрана водных ресурсов Белоруссии». Минск, 1967.
8. *Костюкович П. Н.* Исследование параметров пластов в натуральных условиях. Сб. «Комплексное использование и охрана водных ресурсов». Минск, 1968.
9. *Полубаринова-Кочина П. Я.* Теория движения грунтовых вод. М., 1952.
10. *Пыхачев Г. Б.* Подземная гидравлика. М., 1961.
11. *Стрельцова Т. Д., Шестakov В. М.* Определение гидрогеологических параметров безнапорных пластов по данным опытных откачек из совершенных скважин. Сб. «Вопр. определения гидрогеологических параметров и расчета эксплуатационных запасов подземных вод», вып. 1. М., 1967.
12. *Шелкачев В. Н.* Разработка нефтесодержащих пластов при упругом режиме. М., 1959.
13. *Fatt J.* Effect of overburden on relative permeability. „Journal of Petroleum Technology“, October, vol. 5, № 10, 1953.

А. Н. Альферович

ОБ ЭФФЕКТИВНОСТИ ГАШЕНИЯ ЭНЕРГИИ ПРИ СОПРЯЖЕНИИ БЬЕФОВ ПРЫЖКОМ С ПРИСОЕДИНЕННЫМ РАСХОДОМ

Наиболее простой и часто используемой в практике формой сопряжения бьефов в гидротехнических сооружениях является сопряжение свободным гидравлическим прыжком, возникающим на гладком горизонтальном дне в условиях плоского движения и образования поверхностного вальца. Такой прыжок представляет собой мощный естественный гаситель энергии. Однако для более эффективной работы прыжка, особенно при пропуске расхода воды лишь частью сбросного фронта, когда возможно появление сбойного течения в нижнем бьефе, применяется также устройство дополнительных гасителей в виде водобойных стенок, шашек и т. п. Имеется и другой способ повышения эффективности гидравлического прыжка — путем присоединения к нему некоторого расхода воды, подводимого извне [6, 7]. Присоединение расхода обуславливает более интенсивное турбулентное перемешивание в прыжке, что влечет за собой дополнительные потери энергии в нем [2, 5, 8].

Использование для сопряжения бьефов прыжка с присоединенным расходом, как и свободного гидравлического прыжка, не исключает применения для более полного гашения энергии, если это потребуется, дополнительных мер, таких, как устройство водобойных стенок и т. п. Поэтому имеет смысл проследить прежде всего, как изменяются потери энергии в прыжке с присоединенным расходом в сопоставлении с изменением их в свободном гидравлическом прыжке, являющемся простейшим частным случаем прыжка с присоединенным расходом, когда последний становится равным нулю. Другими словами, можно рассматривать некоторую область изменения дополнительных потерь энергии, имеющую нижнюю границу, которая соответствует случаю свободного гидравлического прыжка, и ограниченную сверху линией расходного критического состояния (РКС) прыжка. При этом под РКС понимается такое состояние прыжка, обусловленное величиной присоединяемого расхода (без влияния уровня нижнего бьефа), когда начало поверхностного вальца прыжка находится в сжатом сечении основного сбросного потока, а дальнейшее увеличение присоединяемого расхода приводит к затоплению прыжка [3]. Такое определение РКС прыжка близко к тому, которое дано М. Э. Факторовичем для РКС горизонтального соединяемого потока [8], но отличается строгой фиксацией положения начала поверхностного вальца прыжка относительно сжатого сечения основного потока.

Количественная оценка характеристик эффективности гашения энергии в прыжке с присоединенным расходом для верхней границы области дополнительных потерь энергии, обусловленных присоединением расхо-

да под прямым углом к основному потоку, выполнена М. Э. Факторовичем на основании экспериментальных исследований [8]. Однако аналитических зависимостей этих характеристик от гидравлических параметров соединяемых потоков для всей области, как и для ее верхней границы, М. Э. Факторовичем не получено.

В настоящей статье даются аналитические выражения для некоторых из основных характеристик гашения энергии в прыжке с присоединенным расходом, позволяющие проследить за изменением этих характеристик во всей области дополнительных потерь энергии в зависимости от соотношений расходов и удельных энергий основного и присоединяемых потоков, угла присоединения расхода к основному потоку и от других определяющих факторов. При этом учитывается неравномерность распределения скоростей в граничных сечениях прыжка и их пульсация [2, 3].

Характеристикой эффективности гашения энергии в прыжке с присоединенным расходом может служить коэффициент приближения к минимуму удельной энергии потока, т. е. отношение потерь в прыжке удельной энергии к максимально возможным в прыжке потерям ее.

Удельная энергия протекающей жидкости до прыжка [2] определяется из выражения

$$\mathcal{E}_1 = Ah' \left(1 + \frac{\alpha_1 Fr_1}{2} \right) = Ah' \left(1 + a \sqrt[3]{Fr_1} + \frac{Fr_1}{2} \right), \quad (1)$$

а непосредственно за прыжком она равна

$$\mathcal{E}_2 = h' \left[\eta + a \sqrt[3]{Fr_1 \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2} + \frac{Fr_1}{2\eta^2} \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2 \right]. \quad (2)$$

Здесь h' — глубина в сжатом сечении основного потока (первая сопряженная глубина прыжка); α_1 — корректив кинетической энергии в этом сечении; Fr_1 — число Фруда в сжатом сечении основного потока, равное $\frac{q_0^2}{gh'^3}$; q_0 — удельный (отнесенный к единице ширины водобоя) расход основного потока; q_n — присоединяемый к основному потоку удельный расход; $\eta = \frac{h''}{h'}$ (h'' — вторая сопряженная глубина прыжка); a — постоянный, отличный от нуля коэффициент, численное значение которого можно принять [2, 3] равным 0,05 (с помощью a учитывается неравномерность скоростей в граничных сечениях прыжка); A — отношение \mathcal{E}_1 к удельной энергии в сжатом сечении основного потока, причем

$$A = \frac{1 + k_n \frac{q_n}{q_0}}{1 + \frac{q_n}{q_0}}, \quad (3)$$

где k_n — отношение удельной энергии присоединяемых потоков к удельной энергии в сжатом сечении основного потока.

Потери энергии в прыжке с присоединенным расходом, отнесенные к единице веса протекающей жидкости, выражаются разностью

$$\mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_2 = h' \left[A \left(1 + a \sqrt[3]{Fr_1 + \frac{Fr_1}{2}} \right) - \eta - a \sqrt[3]{Fr_1 \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2} - \frac{Fr_1}{2\eta^2} \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2 \right]. \quad (4)$$

Легко убедиться, что при $a=0$ и $\frac{q_n}{q_0}=0$ выражение (4) превращается в общеизвестную формулу для потерь энергии в свободном гидравлическом прыжке (точнее в прыжке и на послепрыжковом участке):

$$\mathcal{E}_{ном} = \frac{(h'' - h')^3}{4h'h''} = \frac{h'(\eta - 1)^3}{4\eta}. \quad (5)$$

Очевидно, предельная минимальная удельная энергия соединенного потока в сечении 2'-2' [3] будет:

$$\mathcal{E}_к = h' \left[\eta_k + a \sqrt[3]{Fr_{1к} \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2} + \frac{Fr_{1к}}{2\eta_k^2} \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2 \right], \quad (6)$$

где $Fr_{1к}$ — минимальное число Фруда в сечении первой сопряженной (сжатой) глубины прыжка с присоединенным расходом, соответствующее заданному отношению $\frac{q_n}{q_0}$ при фиксированных параметрах соединяемых потоков; η_k — значение η , соответствующее минимуму удельной энергии соединенного потока и $Fr_{1к}$.

Тогда для коэффициента приближения к минимуму удельной энергии потока получаем формулу

$$\begin{aligned} \frac{\mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_2}{\mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_к} &= \frac{A \left(1 + a \sqrt[3]{Fr_1 + \frac{Fr_1}{2}} \right) - \eta - a \sqrt[3]{Fr_1 \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2} -}{A \left(1 + a \sqrt[3]{Fr_1 + \frac{Fr_1}{2}} \right) - \eta_k - a \sqrt[3]{Fr_{1к} \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2} -} \dots \rightarrow \\ &\rightarrow \dots \frac{-\frac{Fr_1}{2\eta^2} \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2}{-\frac{Fr_{1к}}{2\eta_k^2} \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2}. \end{aligned} \quad (7)$$

Численные значения η , η_k , $Fr_{1к}$, входящие в (7), в зависимости от Fr_1 и других гидравлических параметров соединяемых потоков могут быть найдены из основного уравнения прыжка с присоединенным расходом [3]:

$$\begin{aligned} \eta^3 + \frac{4}{3} a \eta^2 \sqrt[3]{Fr_1 \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2} - \left[\left(2Fr_1 + \frac{4}{3} a \sqrt[3]{Fr_1} \right) \left(1 + \frac{v_n}{v_1} \times \right. \right. \\ \left. \left. \times \frac{q_n}{q_0} \cos \varphi \right) + 1 \right] \eta + 2Fr_1 \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2 = 0, \end{aligned} \quad (8)$$

где v_1 — скорость основного потока в сжатом сечении; v_n — скорость присоединяемых потоков; φ — угол присоединения расхода к основному потоку.

Можно убедиться, что при $a=0$ уравнение (8) преобразуется в записанное в других обозначениях уравнение, полученное М. Э. Факторовичем [10]:

$$\frac{1}{\xi_1} + \frac{h_{к.о}}{b} \left(\frac{q_n}{q_0} \right)^2 \cos \varphi + \frac{\xi_1^2}{2} = \frac{\left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2}{\xi_2} + \frac{\xi_2^2}{2}, \quad (9)$$

где $h_{к.о} = \sqrt[3]{\frac{q_0^2}{g}}$; $\xi_1 = \frac{h'}{h_{к.о}}$; $\xi_2 = \frac{h''}{h_{к.о}}$; b — ширина донного щелевого водовыпуска.

Зависимость (7) описывает характер изменения погашенности избыточной кинетической энергии потока в прыжке с присоединенным расходом в функции Fr_1 при фиксированных остальных переменных и позволяет судить, насколько тот или иной прыжок с заданными параметрами снижает энергонасыщенность сбросного потока и приближает ее к минимальному пределу.

Важными с инженерной точки зрения характеристиками эффективности прыжка с присоединенным расходом являются коэффициенты уменьшения второй сопряженной глубины прыжка $\frac{h''}{h'_3}$ и $\frac{h'_3 - h''}{h''_3 - h''_к}$, где h'_3 — вторая сопряженная глубина эквивалентного по энергии свободного гидравлического прыжка [8], расход которого и энергия в сечении первой сопряженной глубины соответственно равны сумме расходов и сумме энергий соединяемых потоков, так что условие эквивалентности можно записать в виде

$$\mathcal{E}_{13} = \mathcal{E}_1, \quad (10)$$

где \mathcal{E}_{13} — удельная энергия эквивалентного свободного гидравлического прыжка в сечении первой сопряженной (сжатой) глубины h'_3 .

Так как

$$Fr_1 = \frac{\alpha_1 q_0^2}{gh'^3}, \quad Fr_{13} = \frac{\alpha_{13} q_0^2 \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2}{gh'_3{}^3}, \quad (11)$$

то, разделив первое из равенств (11) на второе и учитывая, что $\sqrt[3]{\frac{\alpha_{13}}{\alpha_1}} \approx 1$, после преобразований получим

$$h'_3 = h' \sqrt[3]{\frac{Fr_1}{Fr_{13}} \left(1 + \frac{q_n}{q_0} \right)^2}, \quad (12)$$

где Fr_{13} — число Фруда в сжатом сечении эквивалентного свободного прыжка; α_{13} — соответствующий этому числу корректив α_1 .

Тогда

$$\frac{h''}{h_3''} = \frac{\eta_2 h'}{\eta_{23} h_3'} = \frac{\eta_2}{\eta_{23} \sqrt[3]{\frac{Fr_1}{Fr_{13}} \left(1 + \frac{q_n}{q_0}\right)^2}}, \quad (13)$$

$$\frac{h_3'' - h''}{h_3'' - h_k''} = \frac{\eta_{23} \sqrt[3]{\frac{Fr_1}{Fr_{13}} \left(1 + \frac{q_n}{q_0}\right)^2} - \eta_2}{\eta_{23} \sqrt[3]{\frac{Fr_1}{Fr_{13}} \left(1 + \frac{q_n}{q_0}\right)^2} - \eta_k}, \quad (14)$$

где η_2 — большее из двух положительных значений η , найденных из (8) по известному отношению $\frac{q_n}{q_0} \neq 0$ и другим заданным параметрам;

η_{23} — большее из η_3 , найденных из (8) при $\frac{q_n}{q_0} = 0$ по известному

Fr_{13} .

Для вычисления коэффициентов уменьшения второй сопряженной глубины прыжка по формулам (13) и (14) установим связь между Fr_{13} и Fr_1 .

Из (1) и (10) следует

$$h_3' \left(1 + a \sqrt[3]{Fr_{13}} + \frac{Fr_{13}}{2}\right) = Ah' \times \left(1 + a \sqrt[3]{Fr_1} + \frac{Fr_1}{2}\right). \quad (15)$$

Подставив в (15) h_3' по (12), после преобразований получаем

$$\frac{\left(1 + a \sqrt[3]{Fr_{13}} + \frac{Fr_{13}}{2}\right)^3}{Fr_{13}} = \frac{A^3 \left(1 + a \sqrt[3]{Fr_1} + \frac{Fr_1}{2}\right)^3}{Fr_1 \left(1 + \frac{q_n}{q_0}\right)^2}. \quad (16)$$

По зависимости (16) построен график $Fr_{13} = f\left(Fr_1, \frac{q_n}{q_0}\right)$ при $A=1$ (рис. 1).

Полученные формулы (7), (13), (14), а также основное уравнение прыжка с присоединенным расходом (8) и соотношение (16) позволяют построить графики зависимости рассмотренных характеристик эффективности гашения энергии как в функции Fr_1 при фиксированных остальных переменных, так и в функции Fr_{13} .

На рис. 2 приведен график $\frac{\mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_2'}{\mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_k} = f\left(Fr_{13}, \frac{q_n}{q_0}\right)$, построенный для случая $\varphi=90^\circ$ и $A=1$, с опытными точками М. Э. Факторовича для

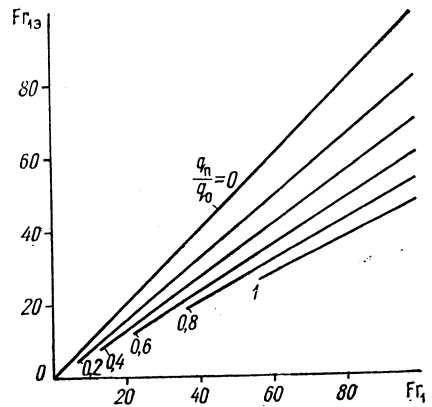


Рис. 1. График зависимости $Fr_{13} = f\left(Fr_1, \frac{q_n}{q_0}\right)$ при $A=1$.

РКС [8, 9]. Из графика видно, что опытные данные Факторовича хорошо согласуются с результатами вычислений по полученным аналитическим зависимостям для верхней границы области дополнительных потерь энергии в прыжке с присоединенным расходом, т. е. для линии РКС [3].

Вычисления по (13), (14) и построение графиков $\frac{h''}{h_3} = f\left(\text{Fr}_{13}, \frac{q_n}{q_0}\right)$, $\frac{h_3'' - h''}{h_3'' - h_k''} = f\left(\text{Fr}_{13}, \frac{q_n}{q_0}\right)$ также показали хорошее соответствие с экспериментальными данными М. Э. Факторовича [8, 9].

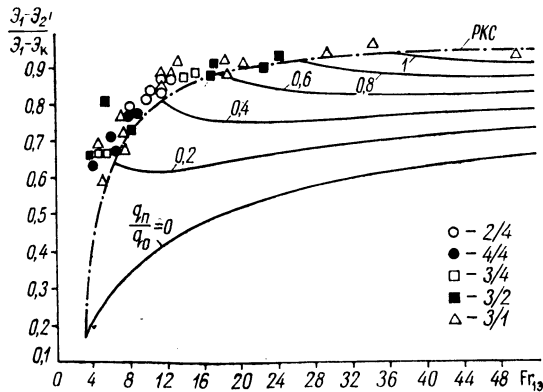


Рис. 2. График зависимости $\frac{z_1 - z_2'}{z_1 - z_k} = f\left(\text{Fr}_{13}, \frac{q_n}{q_0}\right)$ при $\varphi = 90^\circ$ с экспериментальными данными М. Э. Факторовича.

Из рис. 2 следует, что коэффициент приближения к минимуму удельной энергии потока может быть резко повышен за счет присоединения расхода при $\text{Fr}_{13} = 3 \div 15$ и что большая интенсивность уменьшения непогашенности энергии за прыжком связана с увеличением малых отношений $\frac{q_n}{q_0}$. Такой характер изменения $\frac{z_1 - z_2'}{z_1 - z_k}$, а также (что

можно показать) и характеристик $\frac{h''}{h_3}$, $\frac{h_3'' - h''}{h_3'' - h_k''}$ указывает на целесообразность использования прыжка с присоединенным расходом для сопряжения бьефов, прежде всего в низконапорных водосбросных сооружениях. При этом для повышения погашенности избыточной кинетической энергии потока в 2 раза и более (когда коэффициент $\frac{z_1 - z_2'}{z_1 - z_k}$ достигает 0,8) по сравнению со свободным гидравлическим прыжком достаточно обеспечить значения $\frac{q_n}{q_0}$ порядка 0,2—0,4.

Сбросной поток в сечении непосредственно за прыжком характеризуется повышенной пульсацией скоростей по сравнению с равномерным турбулентным потоком, что увеличивает размывающую способность потока на послепрыжковом участке.

Степень турбулентности в сечении 2'—2' за прыжком [3] может быть оценена коррективом количества движения

$$\alpha_{02'} = 1 + \frac{2a\eta^2}{3\sqrt[3]{Fr_1^2 \left(1 + \frac{q_n}{q_0}\right)^4}} \quad (17)$$

По зависимости (17) на рис. 3 построен график $\alpha_{02'} = f\left(Fr_1, \frac{q_n}{q_0}\right)$ при $\varphi=90^\circ$ с опытными точками, нанесенными в соответствии с экспериментальными данными, полученными на модели водосброса с боко-

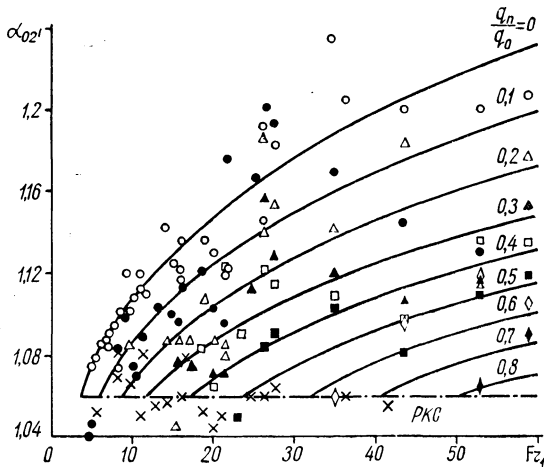


Рис. 3. График зависимости $\alpha_{02'} = f\left(Fr_1, \frac{q_n}{q_0}\right)$ при $\varphi=90^\circ$ с экспериментальными данными автора.

выми водовыпусками [3]. При этом опытные значения $\alpha_{02'}$ вычислялись с помощью основного уравнения прыжка с присоединенным расходом (8) по методике, изложенной в работе [1].

Как следует из рис. 3, величина $\alpha_{02'}$ тем меньше, чем больше $\frac{q_n}{q_0}$. При этом, подобно характеру изменения коэффициента $\frac{\mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_{2'}}{\mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_k}$, большая интенсивность уменьшения $\alpha_{02'}$, а значит, и степени турбулентности потока непосредственно за прыжком обнаруживается при увеличении малых отношений $\frac{q_n}{q_0}$.

Для оценки влияния присоединения расхода на турбулентность потока за прыжком были проведены опыты по записи мгновенных скоростей в нижнем бьефе на модели водосброса с боковыми водовыпусками из устоев под прямым углом к основному потоку на водобое [1]. Измерения скоростей производились с помощью флюгера с электролитическим датчиком [4] в осевой плоскости водосброса на участке от сжатого сечения в основании водослива до створа с практически полным

затуханием повышенной турбулентности за прыжком. При измерении придонных скоростей расстояние от дна до центра флажка флюгера составляло 8 мм при высоте флажка 5 мм и ширине 12 мм. Сигналы датчика скорости записывались на фотобумагу на осциллографе Н-700, продолжительность записи каждой осциллограммы составляла 25 сек.

В результате обработки полученных осциллограмм найдены средние квадратичные значения продольной составляющей пульсационной скорости $\sqrt{v_d'^2}$. С целью выявления характера изменения пульсации

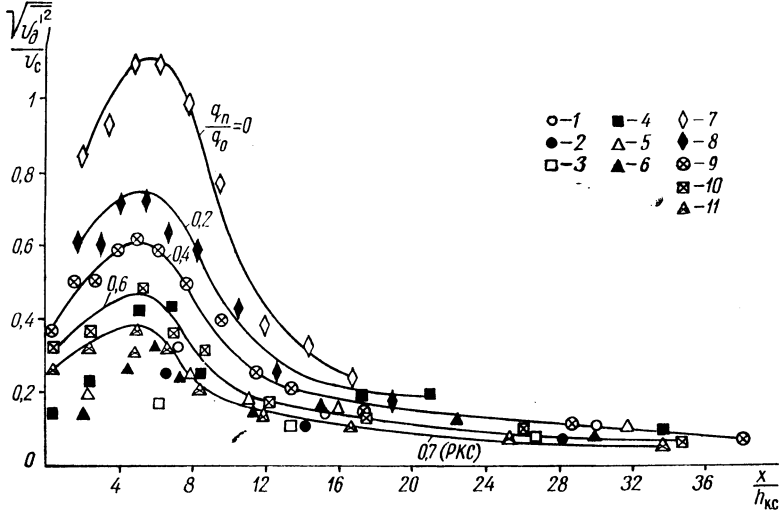


Рис. 4. Экспериментальные данные зависимости $\frac{\sqrt{v_d'^2}}{v_c} = f\left(\frac{x}{h_{к.с}}, \frac{q_n}{q_0}\right)$:
 при $Fr_1 = 8,7$: 1 — $\frac{q_n}{q_0} = 0$, 2 — 0,1, 3 — 0,2; при $Fr_1 = 15,9$: 4 — 0, 5 — 0,1,
 6 — 0,2; при $Fr_1 = 42,9$: 7 — 0, 8 — 0,2, 9 — 0,4, 10 — 0,6, 11 — 0,7.

скоростей за прыжком в зависимости от $\frac{q_n}{q_0}$ на рис. 4 приведены опыт-

ные данные функции $\frac{\sqrt{v_d'^2}}{v_c}$ от отношения расходов $\frac{q_n}{q_0}$ и удаления

$\frac{x}{h_{к.с}}$ точек измерения скоростей от сжатого сечения основного потока,

где v_d' — продольная составляющая придонной пульсационной скорости, v_c — средняя скорость соединенного потока за прыжком, x — расстояние между точкой измерения и сжатым сечением, $h_{к.с}$ — критическая глубина соединенного потока, равная $\sqrt[3]{\frac{(q_0 + q_n)^2}{d}}$. Пара-

метры опытов, данные об интенсивности турбулентности в которых нанесены на рис. 4, приведены в табл. 1 (цифры у условных обозначений указывают номера опытов).

Из рис. 4 видно, что чем больше число Фруда Fr_1 , тем выше чис-

ленное значение $\frac{\sqrt{v_d'^2}}{v_c}$ в прыжке.

На рис. 4 по точкам третьей серии опытов проведены плавные кривые, которые показывают (это следует также из анализа расположения опытных точек третьей и второй серий), что, подобно характеру изменения корректива α_{02}' (рис. 3), величина $\frac{\sqrt{\frac{v_d'^2}{v_c}}}{q_0}$ в функции $\frac{q_n}{q_0}$ изменяется более интенсивно при малых отношениях $\frac{q_n}{q_0}$. Это значит (поскольку величина α_{02}' обусловлена пульсацией скоростей [2, 3]), что подтверждается правильность допущенного при выводе формулы для α_{02}' предположения о пропорциональности потерь энергии на послепрыжковом участке критической глубине соединенного потока [1].

Таблица 1

Номер		$q_0 + q_n$, см ² /сек	$\frac{q_n}{q_0}$	$h_{к.с.}$, см	h'' , см	v_c , см/сек	h' , см	Fr ₁
серии опытов	опыта							
1	1	350	0	5,00	8,96	39,1	2,43	8,7
	2	385	0,1	5,32	8,50	45,3		
	3	420	0,2	5,65	7,85	53,5		
2	4	160	0	2,97	6,06	26,4	1,18	15,9
	5	176	0,1	3,16	5,86	30,0		
	6	192	0,2	3,35	5,64	34,0		
3	7	95,3	0	2,10	5,20	18,3	0,60	42,9
	8	114,5	0,2	2,38	5,00	22,9		
	9	133,7	0,4	2,63	4,80	27,8		
	10	152,5	0,6	2,88	4,43	34,4		
	11	162,0	0,7	2,99	4,24	38,2		

Таблица 2

Номер опыта	$q_0 + q_n$, см ² /сек	$\frac{q_n}{q_0}$	$h_{к.с.}$, см	$h_{н.б.}$, см	v_c , см/сек
1	94,3	0	2,08	4,95	19,1
2	132,0	0,4	2,61		26,7
3	170,0	0,8	3,08		34,3

Для количественной оценки эффективности боковых потоков как средства устранения сбойности основного потока на указанной модели, имевшей три водосбросных пролета по 10 см при ширине водобоя 38 см, проведены опыты, в которых трубкой Пито измерялись осредненные скорости в четырех створах, отстоящих на 35, 75, 150 и 270 см от сжатого сечения основного потока. В табл. 2 приведены параметры выполненных опытов в случае работы модели лишь при одном из трех водосбросных пролетов, где $h_{н.б.}$ — глубина в нижнем бьефе.

Во всех опытах и указанных створах скорости измерялись по пяти вертикалям в створе, в четырех точках на каждой вертикали. Средняя вертикаль располагалась по оси водосброса, остальные по обе стороны от средней с шагом 8 см (при прямоугольном сечении отводящего ка-

нала) или 14,5 см (при трапецидальном сечении отводящего канала с заложением откосов 2,5).

Характеристикой сбойности течения может служить отношение $\frac{\bar{v}_{д\max}}{v_c}$ в функции $\frac{x}{h_{к.с}}$, где $\bar{v}_{д\max}$ — максимальная из измеренных осредненных придонных скоростей.

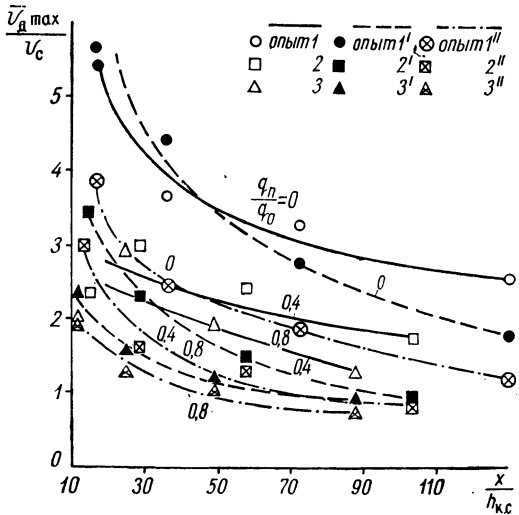


Рис. 5. Изменение $\frac{\bar{v}_{д\max}}{v_c}$ в отводящем канале водосброса при различных $\frac{q_{п}}{q_0}$ и работе частью сбросного фронта.

По опытным точкам на рис. 5 проведены кривые зависимости $\frac{\bar{v}_{д\max}}{v_c} = f\left(\frac{x}{h_{к.с}}, \frac{q_{п}}{q_0}\right)$. Опыты 1—3 относятся к случаю работы модели крайним водосбросным пролетом, опыты 1'—3' — средним при прямоугольном отводящем канале, а опыты 1''—3'' — средним пролетом при трапецидальном отводящем канале.

Как видно из рис. 5, значения максимальных придонных скоростей в отводящем канале интенсивно убывают в зависимости от увеличения присоединяемого расхода к основному сбросному потоку, причем особенно резко при увеличении малых отношений $\frac{q_{п}}{q_0}$. Таким образом, присоединение боковых потоков к основному является достаточно эффективным способом предупреждения возникновения сбойного течения при работе водосброса частью основного сбросного фронта.

Выводы

1. Анализ показал, что в прыжке с присоединенным расходом поглощенность избыточной кинетической энергии сбросного потока может быть существенно повышена по сравнению со свободным гидравличе-

ским прыжком. При этом наибольший эффект получается в диапазоне чисел Фруда $Fr_{1,2} = 3-15$, когда возможно увеличение погашенности энергии в прыжке вдвое и более, для чего достаточно довести отношения присоединяемого расхода к расходу основного потока до значений прыжка 0,2—0,4.

Поэтому использование прыжка с присоединенным расходом для сопряжения бьефов водосбросов целесообразно прежде всего в низконапорных сооружениях.

2. При работе части сбросного фронта присоединение расхода к основному потоку позволяет свести к минимуму возможность появления сбойности течения в нижнем бьефе.

Литература

1. *Альферович А. Н.* Коррективы количества движения и кинетической энергии в конечном сечении гидравлического прыжка с присоединенным расходом. Сб. «Использование и охрана водных ресурсов Белоруссии». Минск, 1967. 2. *Альферович А. Н.* Потери энергии в гидравлическом прыжке с присоединенным расходом. Сб. «Комплексное использование и охрана водных ресурсов». Минск, 1968. 3. *Альферович А. Н.* Сопряжение бьефов прыжком с присоединенным расходом. Сб. «Вопросы водохозяйственного строительства». Минск, 1968. 4. *Васильченко Г. В., Нелипович Н. Б.* Прибор с электролитическим датчиком для измерения мгновенных скоростей потоков. Сб. «Водное хозяйство Белоруссии». Минск, 1965. 5. *Мохов С. А.* Гашение энергии при соударении потоков. «Науч. докл. высш. школы. Строительство». 1958, № 4. 6. *Поляков В. Ф.* Сопряжение бьефов прыжком с добавочным расходом. «Гидротехника и мелиорация», 1952, № 4. 7. *Факторович М. Э.* Водосбросная плотина с самогашением энергии. «Изв. ВНИИГ», т. 48, 1952. 8. *Факторович М. Э.* Гашение энергии и сопряжение глубин при соединении потоков. «Изв. ВНИИГ», т. 55, 1956. 9. *Факторович М. Э.* Методика приближенного гидравлического расчета сопряжения бьефов водосбросных сооружений с использованием соударения потоков для гашения энергии. «Техническая информация». М., 1956. 10. *Факторович М. Э.* Взаимодействие соударяющихся потоков жидкости и перспективы его использования в водосбросных сооружениях. Автореф. докт. дисс. Л., 1963.

Л. К. Морозова, И. А. Голубев

НЕКОТОРЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ТЕРРИТОРИИ БЕЛОРУССКОЙ ССР

Территория Белорусской ССР расположена в зоне распространения ледниковых образований, которые по своим структурным особенностям, геологическому строению и характеру поверхности весьма неоднородны.

Большое распространение среди них имеют песчаные грунты различных генетических типов (флювиогляционные, озерно-ледниковые, эоловые и т. д.), которые, залегая на значительную глубину, являются естественным основанием различных сооружений. Изучение их физико-механических свойств представляет значительный интерес и позволит более полно использовать строительные свойства при возведении различных инженерных сооружений. С этой целью во всех областях республики на глубине 1—4 м были взяты образцы ненарушенной структуры, а также использованы результаты исследования, полученные по аналогичной методике другими организациями Белоруссии.

Поскольку коэффициенты изменчивости показателей физико-механических свойств песков отдельных выборок по районам мало отличались друг от друга, обработка данных и установление зависимостей проводились для всей совокупности в целом. Всего исследовалось 247 образцов песков флювиогляционных отложений, наиболее распространенных на территории республики.

По гранулометрическому составу песчаные грунты подразделяются на четыре вида: крупные, средней крупности, мелкие и пылеватые, из которых средней крупности и мелкие по изучаемым образцам составляют примерно 70%. По плотности сложения они относятся к плотным, средней плотности и рыхлым, при этом средней плотности и рыхлых более 70%, по влажности — к маловлажным, влажным и насыщенным водой.

Гранулометрический состав образцов обрабатывали графически при помощи частотной кривой по способу квартилей. Были определены квартили, медиана, мода, подсчитаны статистические коэффициенты. Их значения приводятся в табл. 1—3.

Таблица 1

Наименование песчаных грунтов	Медиана d_{50}	$K = \frac{d_{80}}{d_{10}}$	$S_p = \frac{d_{90}}{d_{10}}$	Коэффи- циент сор- тировки	$S_o = \frac{d_{75}}{d_{25}}$
Крупный	1,5—0,5	11—2	60—3		2,7—1,2
Средней крупности	0,6—0,2	7—2	20—3		2,5—1,2
Мелкий	0,3—0,1	7—1	14—3		2,2—1,1
Пылеватый	0,2—0,05	7—1	15—3		2,2—1,3

По коэффициенту неоднородности K и S_p пески можно отнести к неоднородным и неотсортированным; по коэффициенту сортировки S_o — к хорошо и среднеотсортированным (степень сортировки по Траску: хорошо отсортированные 1,0—2,5, среднеотсортированные 2,5—4,5).

У всех песчаных грунтов содержание песчаной фракции от 85 до 100%. Для большинства образцов она сконцентрирована в интервале 0,25—0,1 мм, у остальных образцов в интервалах 0,5—0,25; 0,25—0,1 мм.

Для характеристики физико-механических свойств песчаных грунтов вычислялись среднеарифметические совокупности \bar{X} .

Таблица 2

Виды песчаных грунтов	Состояние песков по плотности сложения	Физические характеристики	Статистические характеристики		
			\bar{X}	σ	$V, \%$
1	2	3	4	5	6
Крупный	плотный	удельный вес Δ , t/m^3	2,61	0,0375	1,44
		объемный вес γ , t/m^3	1,79	0,0594	3,31
		коэффициент пористости $\varepsilon > 0,55$	0,50	0,0292	0,584
Средней крупности	средней плотности	Δ	2,64	0,0290	1,10
		γ	1,69	0,0458	2,71
		$0,55 \leq \varepsilon \leq 0,70$	0,61	0,0339	5,55
Мелкий	рыхлый	Δ	2,66	0,0173	0,65
		γ	1,59	0,0286	1,80
		$\varepsilon > 0,70$	0,75	0,0271	3,61
Средней крупности	плотный	Δ	2,63	0,0352	1,34
		γ	1,83	0,1120	6,12
		$\varepsilon < 0,55$	0,48	0,0492	1,03
Мелкий	средней плотности	Δ	2,64	0,0306	1,16
		γ	1,67	0,0617	3,69
		$0,55 \leq \varepsilon \leq 0,70$	0,63	0,0411	6,52
Пылеватый	рыхлый	Δ	2,66	0,0284	1,07
		γ	1,59	0,0682	4,29
		$\varepsilon > 0,70$	0,76	0,0381	5,01
Крупный	плотный	Δ	2,65	0,0313	1,18
		γ	1,90	0,1540	8,10
		$\varepsilon < 0,60$	0,50	0,0669	13,40
Средней крупности	средней плотности	Δ	2,65	0,0327	1,23
		γ	1,63	0,0784	4,80
		$0,60 \leq \varepsilon \leq 0,75$	0,69	0,0431	6,25
Мелкий	рыхлый	Δ	2,65	0,0243	0,91
		γ	1,53	0,0422	2,76
		$\varepsilon > 0,75$	0,80	0,0100	1,25
Средней крупности	плотный	Δ	2,66	0,0106	0,40
		γ	1,95	0,1320	6,77
		$\varepsilon < 0,60$	0,51	0,0833	16,30
Пылеватый	средней плотности	Δ	2,64	0,0225	0,85
		γ	1,69	0,1420	8,44
		$0,60 \leq \varepsilon \leq 0,80$	0,70	0,0634	9,05
Мелкий	рыхлый	Δ	2,66	0,0123	0,46
		γ	1,48	0,0150	1,01
		$\varepsilon > 0,80$	0,83	0,0150	0,81

Оценка изменчивости производилась по среднему квадратическому отклонению σ и коэффициенту изменчивости V . Все полученные значения даны в табл. 2 и 3.

Таблица 3

Виды песчаных грунтов	Пределы изменения коэффициента пористости	Статистические характеристики угла внутреннего трения		
		\bar{X}	σ	$V, \%$
Крупный	0,41—0,50	0,930	0,0355	3,82
	0,51—0,60	0,845	0,0311	3,68
	0,61—0,70	0,812	0,0271	3,34
	0,71—0,80	0,788	0,0352	4,52
Средней крупности	0,31—0,40	0,911	0,0110	1,21
	0,41—0,50	0,882	0,1096	12,30
	0,51—0,60	0,822	0,0611	7,44
	0,61—0,70	0,795	0,0570	7,17
	0,71—0,80	0,742	0,0262	3,53
	0,81—0,90	0,677	0,0025	0,38
Мелкий	0,41—0,50	0,852	0,0015	0,18
	0,51—0,60	0,785	0,0377	4,80
	0,61—0,70	0,728	0,0440	6,04
	0,71—0,80	0,737	0,0298	4,04
	0,81—0,90	0,687	0,0130	1,89

Между различными величинами была изучена двусторонняя связь, представленная как в виде прямолинейной, так и криволинейной зависимостей (табл. 4).

Таблица 4

Наименование видов песчаных грунтов	Математическое выражение связи	Коэффициент корреляции r или корреляционное отношение η
Крупный	$\operatorname{tg}\varphi=1,26-0,69\varepsilon$	$r=-0,73$
	$\gamma=2,12-0,705\varepsilon$	$r=-0,80$
	$\gamma=2,26-1,05\varepsilon+0,17\varepsilon^2$	$\eta=+0,80$
	$K=14,45-16,16\varepsilon$	$r=-0,55$
	$K=17,24-25,75\varepsilon+8,03\varepsilon^2$	$\eta=0,55$
Средней крупности	$\operatorname{tg}\varphi=1,47-1,07\varepsilon$	$r=-0,67$
	$\operatorname{tg}\varphi=2,20-3,20\varepsilon+1,58\varepsilon^2$	$\eta=0,74$
	$\varepsilon=1,90-0,76\gamma$	$r=-0,84$
	$\gamma=2,87-3,16\varepsilon+1,94\varepsilon^2$	$\eta=0,89$
	$K=36,75-53,45\varepsilon$ $K=22,73-52,59\varepsilon+35,26\varepsilon^2$	$r=-0,42$ $\eta=0,46$
Мелкий	$\operatorname{tg}\varphi=1,23-0,74\varepsilon$	$r=-0,62$
	$\operatorname{tg}\varphi=1,20-0,74\varepsilon+0,05\varepsilon^2$	$\eta=0,73$
	$\varepsilon=1,69-0,61\gamma$	$r=-0,90$
	$\gamma=2,86-1,94\varepsilon+0,29\varepsilon^2$	$\eta=0,92$
	$S_p=11,06-0,035E$ $S_p=10,41-0,024E-0,00004E^2$	$r=-0,47$ $\eta=0,47$

Для практических целей наиболее важной задачей является получение таких механических характеристик, как угол внутреннего трения

и модуль деформации по физическим характеристикам, которые значительно проще можно определить в лабораторных или полевых условиях. С этой целью связь между указанными величинами изучалась всесторонне.

По результатам проведенного анализа можно предложить простые зависимости между углом внутреннего трения, модулем деформации и коэффициентом пористости, наиболее точно отвечающие граничным условиям задачи (определение $\operatorname{tg} \varphi$ и E с приближением ε к единице):

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{1}{\varepsilon + m}; \quad (1)$$

$$E = \frac{280}{\varepsilon} - 190, \quad (2)$$

где m — параметр формулы (1) для песков крупных, средней крупности и мелких; соответственно равен 0,60; 0,64 и 0,68.

Формула (2) получена для мелких песков. Формулы (1) и (2) могут быть использованы при коэффициенте пористости $\varepsilon = 0,31—0,90$.

Между показателями состава и физическим состоянием песков тесной корреляционной связи не обнаружено. Так, между коэффициентами (S_p и K) и модулем деформации (E) коэффициент корреляции и корреляционное отношение составляют 0,47. Связь между коэффициентом неоднородности и коэффициентом пористости уменьшается от песков крупных к средней крупности и не выражена совсем для мелких.

В ы в о д ы

1. По гранулометрическому составу песчаные грунты территории БССР были подразделены на четыре вида: крупные, средней крупности, мелкие и пылеватые. В изучаемой совокупности наибольшее распространение имеют пески средней крупности и мелкие ($\approx 70\%$).

Все виды песчаных грунтов по плотности сложения относятся к плотным, средней плотности и рыхлым. Среднее значение удельного веса составляет 2,63—2,65 $\text{т}/\text{м}^3$, объемного — 1,70—1,73 $\text{т}/\text{м}^3$.

2. Зависимости между углом внутреннего трения, модулем деформации и коэффициентом пористости, представленные формулами (1) и (2), могут быть использованы для практических расчетов. Использование этих формул сократит объем инженерно-геологических изысканий и снизит затраты на проектирование.

Рекомендуемые формулы позволяют определить значения φ и E для рыхлого состояния, табличные данные для которых в СНиП П—Б.1—62 отсутствуют.

А. А. Павловский

ПУТИ ПОВЫШЕНИЯ ЭФФЕКТИВНОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ЗЕМЛЕСОСНЫХ УСТАНОВОК НА ОСУШИТЕЛЬНЫХ РАБОТАХ В БССР

Гидромеханизация земляных работ нашла широкое применение в гидротехническом и ирригационном строительстве, на дноуглубительных работах судоходных и лесосплавных рек, на добыче гравия, песка, на намыве земляных сооружений различного назначения и в других отраслях строительного производства.

На мелиоративных работах в БССР гидромеханизация начала применяться в 1949 г. Первым гидромеханизированным объектом явилась река Оресса, углубление которой проводилось с помощью плавучей землесосной установки типа 6ПЗУ.

Применение землесосной установки на этом объекте по сравнению с экскаваторным способом потребности в машинах позволило уменьшить в 3 раза, а в рабочей силе — в 2—3 раза.

В настоящее время землесосные снаряды используются не только при углублении существующих рек и магистральных каналов, но и при прокладке спрямлений рек-водоприемников в целине с одновременным намывом береговых дамб обвалования.

Однако плавучих земснарядов на осушительных работах в БССР еще очень мало, используются они в ряде случаев неудовлетворительно и не дают того эффекта, который они могут дать, особенно при подготовке водоприемников.

В целях повышения эффективности использования плавучих земснарядов на мелиоративных работах в БССР кафедрой строительных, дорожных и мелиоративных машин Белорусского политехнического института в течение ряда лет проводилось изучение работы земснарядов на пяти крупнейших мелиоративных объектах республики — на углублении рек Орессы и Случи (Любанское СМУ), реки Лоши (Слукское СМУ), Волчанского магистрального канала (Лунинецкое СМУ), реки Орессы (Стародорожское СМУ).

Основные показатели использования плавучих земснарядов на указанных объектах приведены в табл. 1. Как видно, при правильном использовании земснарядов обеспечивается высокая производительность и повышается выработка на одного рабочего в смену.

Так, земснаряд типа 8ПЗУ Любанского СМУ в период наблюдений показал среднюю техническую производительность $102,13 \text{ м}^3/\text{час}$, а максимальную $114,36 \text{ м}^3/\text{час}$. Средняя выработка на одного рабочего в 7-часовую смену по технической производительности составила $238,38 \text{ м}^3$, а по эксплуатационной производительности — $119,88 \text{ м}^3$.

Земснаряд типа ПЗУ-8М Лунинецкого СМУ, работавший на углублении Волчанского магистрального канала, показал среднюю техниче-

скую производительность 82,62 $m^3/час$, а максимальную — 144 $m^3/час$. Сменная выработка в среднем на одного рабочего по технической производительности составила 192,78 m^3 , а по эксплуатационной—115,57 m^3 .

Земснаряд ПЗУ-8М Стародорожского СМУ на углублении русла спрямления реки Орессы в 1966 г. дал среднюю техническую производительность 98,66 $m^3/час$, а максимальную — 124,1 $m^3/час$. Средняя выработка на одного рабочего в смену по технической производительности составила 230,19 m^3 , а по эксплуатационной — 138,4 m^3 .

Земснаряд ПЗУ-8М Любанского СМУ на углублении и расширении спрямления реки Случь с одновременным намывом береговой дамбы, расположенной на расстоянии 150 м, в тяжелых грунтовых условиях показал среднюю техническую производительность 40,59 $m^3/час$, а максимальная составила 49,64 $m^3/час$.

Средняя выработка на одного рабочего в смену по технической производительности составила 94,71 m^3 , а по эксплуатационной — 63,54 m^3 .

Приведенные показатели не являются предельными для указанных типов земснарядов и могут быть значительно повышены. Из табл. 1 видно, что не все земснаряды перечисленных СМУ использовались достаточно эффективно. Некоторые однотипные земснаряды, работавшие на дисковых объектах, выполнявшие аналогичную работу, имели значительно меньшую техническую и эксплуатационную производительность и более низкую среднюю выработку на одного рабочего в смену. Так, земснаряд 8ПЗУ Любанского СМУ, производивший углубление реки Орессы на участке № 1, расположенном в нескольких десятках метров от участка № 2, в одинаковых грунтовых условиях имел за тот же период наблюдений среднюю техническую производительность 45,61 $m^3/час$ и максимальную 68,79 $m^3/час$. Такой же земснаряд на участке № 2 дал среднюю техническую производительность 102,13 $m^3/час$, а максимальную — 114,36 $m^3/час$. Средняя выработка на одного рабочего на участке № 1 оказалась равной 106,42 m^3 , т. е. оказалась на 131,88 m^3 меньше средней сменной выработки на прилегающем участке № 2.

Основными причинами недостаточно эффективного использования земснарядов на мелиоративных объектах являются: 1) отсутствие квалифицированных кадров — гидромеханизаторов, имеющих специальную подготовку, хорошо знающих земснаряды и умеющих правильно использовать их в конкретных условиях мелиоративного строительства; 2) неудовлетворительная организация работы земснарядов, вследствие чего земснаряды используются в течение года незначительное количество часов; 3) конструктивные недостатки некоторых узлов применяемых земснарядов.

К основным организационным недостаткам в использовании земснарядов следует отнести: 1) рассредоточение земснарядов по многим строительно-монтажным управлениям и выделение некоторым из них по одному земснаряду; 2) применение земснарядов в несоответствующих грунтовых условиях без учета их конструктивных особенностей и технических возможностей (река Лоша); 3) односменный режим работы земснарядов (только в светлое время суток); 4) несвоевременное выполнение подготовительных работ, необходимых для нормальной работы земснарядов (устройство дамб первичного обвалования, разбивка сооружения на местности, передвижка берегового пульповода и т. п.), а также несвоевременное обеспечение машин горючим, смазочными материалами, запчастями, вспомогательным оборудованием; 5) отсутствие должного учета выполненного объема работ и расхода горюче-смазоч-

Основные показатели использования землесосных

Наименование объекта	Год и месяц наблюдений	Вид работы	Разрабатываемый грунт	Тип земснаряда	Средняя площадь выемки, м ²	Погонная кубатура, м ³
Река Случь (Любанское СМУ) Участок № 1	X.1964	Разработка выемки в целине с одно-временным намывом берегов дамбы	Торф и суглинок с растительным покровом	ПЗУ-8М	56,41	57,55
Участок № 2	»				»	75,39
Река Лоша (Слуцкое СМУ)	IX.1965	Углубление русла реки	Глина красная с валунами	8ПЗУ	4,36	4,30
Волчанский магистральный канал (Лунинецкое СМУ) Участок № 1	IX.1965	Углубление русла реки	Песчаный	8ПЗУ	11,71	11,77
Участок № 2	»				ПЗУ-8М	10,66
Река Оресса (Стародорожское СМУ)	IX.1966	Углубление русла реки	Песчаный	ПЗУ-8М	29,38	29,51

ных материалов; 6) недостаточный технический уход и контроль за работой земснарядов; 7) неупорядоченность оплаты труда рабочих земснарядов.

К основным конструктивным недостаткам земснарядов типа 8ПЗУ и ПЗУ-8М относятся: 1) недостаточно совершенная конструкция рыхлителей, ножи которых при разработке вязких и растительных грунтов забиваются и требуют остановки машин для очистки рыхлителя; 2) недостаточная мощность двигателя, приходящаяся на землесос, в результате чего разработка плотных грунтов затрудняется и снижается техническая производительность земснарядов; 3) недостаточная толщина обшивки днища понтона, что приводит к образованию трещин в дне понтона и к остановке машин для ремонта через каждые 2—3 недели работы земснаряда; 4) несовершенство канатной системы управления свайным аппаратом, отсутствие на земснарядах надежных приборов для определения консистенции пульпы и др.

Перечисленные недостатки в организации работы земснарядов и конструктивные недостатки машин снижают эффективность применения земснарядов на осушительных работах и являются основной причиной недостаточно широкого внедрения гидромеханизации на мелиоративных работах в БССР.

Для повышения эффективности использования плавучих земснаря-

Таблица 1

снарядов на осушительных работах в БССР

Производительность машины, м ³ /час		Средняя выработка одного рабочего, м ³ , по производительности		Средние простои машины в смену, в % к продолжительности смены			Средний коэффициент использования машины во времени	
техническая	эксплуатационная	технической	эксплуатационной	всего	в том числе		с учетом простоев	без учета простоев
средняя максимальная					технические	эксплуатационные		
<u>28,57</u>	<u>20,58</u>	66,66	48,02	32,88	16,44	16,44	0,67	0,80
39,50	21,64							
<u>40,59</u>	<u>27,23</u>	94,71	63,54	27,93	15,70	12,23	0,72	0,82
49,64	38,24							
<u>5,52</u>	<u>2,22</u>	19,32	7,77	59,76	17,84	41,92	0,40	0,69
5,66	2,55							
<u>82,62</u>	<u>49,53</u>	192,78	115,57	40,00	22,88	17,12	0,60	0,72
144,92	63,19							
<u>48,65</u>	<u>32,10</u>	113,52	74,90	34,00	13,34	20,66	0,66	0,76
55,5	38,44							
<u>98,66</u>	<u>59,32</u>	230,19	138,4	39,27	28,21	11,46	0,60	0,68
124,1	78,3							

дов на осушительных работах в БССР необходимо осуществить следующие основные мероприятия.

1. Сосредоточить все земснаряды в специализированной хозрасчетной организации по производству гидромеханизированных работ в гидромелиоративном строительстве. Такой организацией может быть управление гидромеханизации, подчиненное непосредственно Министерству мелиорации и водного хозяйства БССР или одному из областных трестов, имеющих земснаряды.

Создание специализированных организаций по производству гидромеханизированных работ позволит более рационально использовать имеющийся парк земснарядов, пополнять его новыми, более совершенными машинами, обеспечить своевременный и квалифицированный технический уход и ремонт их, снабжать парк необходимыми запчастями, материалами и вспомогательным оборудованием, что снизит простои машин, повысит их производительность.

2. Укомплектовать подразделения гидромеханизации квалифицированными кадрами специалистов, способными организовать рациональное использование имеющихся земснарядов.

3. Более тщательно подбирать объекты для работы земснарядов с обязательным учетом конструктивных особенностей их, соответствия конкретным условиям работы и целесообразности применения на данном объекте.

4. Улучшить конструкцию земснарядов и в первую очередь необходимо: а) усовершенствовать фрезерный разрыхлитель (в соответствии с рекомендацией Калининского политехнического института), что позволит более эффективно разрабатывать плотные глинистые и суглинистые грунты; б) применить на земснарядах простейшее гидромониторное устройство для подводного размыва грунта у разрыхлителя и для смыва надводной части забоя при разработке профильных выемок в целине. Это повысит консистенцию пульпы, предотвратит завалы рыхлителя и позволит придавать нужный профиль разрабатываемой выемке; в) установить на земснарядах радиоконсистомер, позволяющий багермейстеру осуществлять непрерывный контроль за консистенцией пульпы и своевременно перемещать пульпозаборное устройство для обеспечения постоянного контакта его с грунтом забоя; г) заменить тросовое управление свайным аппаратом более совершенным гидравлическим, что позволит надежнее закрепить кормовую часть понтона и исключит простои, вызываемые несовершенством канатного управления; д) увеличить толщину обшивки днища понтона под двигателем, что уменьшит простои, вызываемые образованием трещин в дне корпуса.

5. Для работы в сложных грунтовых условиях целесообразно использовать более совершенные земснаряды (например, 8ПЗУ-3М), имеющие сменные рабочие органы для разработки тяжелых и заросших грунтов, большую мощность двигателя, приходящуюся на грунтовый насос, более совершенную конструкцию свайного аппарата. Для очистки от наносов небольших рек-водоприемников и магистральных каналов следует применять плавучие земснаряды типа УПМ-1, имеющие сменное рабочее оборудование для разработки связных и заросших грунтов, небольшой вес.

6. Регулирование крупных рек-водоприемников и строительство водохранилищ целесообразно производить более мощными и производительными земснарядами типа 12Р-7 производительностью по грунту $150 \text{ м}^3/\text{час}$ или типа 300-40 производительностью до $375 \text{ м}^3/\text{час}$.

7. Коренным образом улучшить организацию работы земснарядов и в первую очередь осуществить следующие мероприятия: а) ввести 2—3-сменный график работы земснарядов и увеличить продолжительность их работы в течение года минимум до 7—8 месяцев (апрель—ноябрь); б) обеспечить бесперебойное снабжение машин необходимыми запчастями, материалами и вспомогательным оборудованием; своевременно проводить техническое обслуживание и ремонт машин; в) заблаговременно и качественно возводить дамбы первичного обвалования карт намыва и сброса пульпы, производить разбивку сооружений на местности, предварительные и повторные промеры разрабатываемых выемок, более точно учитывать объемы выполненных работ и расход горюче-смазочных материалов; г) сброс пульпы в отвал производить по возможности при помощи подвесных пульповодов, установленных на прицепных понтонах, передвигаемых вместе с земснарядом. Плавучий и береговой пульповоды применять лишь при необходимости транспортировать пульпу к месту сброса, расположенного на значительном расстоянии от земснаряда, когда нельзя применить подвесные разливочные трубы; д) оплату труда рабочих земснаряда производить за фактически выполненный объем земляных работ с учетом их качества. Таковы, на наш взгляд, основные пути повышения эффективности использования плавучих земснарядов на осушительных работах в БССР.

Е. М. Левкевич, А. Л. Оковитый

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЦЕМЕНТНО-ГРУНТОВЫХ ПОКРЫТИЙ ВЕРХОВЫХ ОТКОСОВ ДАМБ РЫБОВОДНЫХ ПРУДОВ

При строительстве рыбоводных хозяйств для крепления верховых откосов дамб нагульных прудов обычно применяются крепления легкого типа, чаще всего древесно-растительные насаждения, так как устройство капитальных креплений в этих условиях экономически нецелесообразно. Однако опыт эксплуатации показывает, что даже на сравнительно небольших прудах, где наблюдается хотя бы небольшое волнение, крепление легкого типа не является надежной защитой откосов от разрушения волнами.

На кафедре гидротехнического и гидромелиоративного строительства Белорусского политехнического института проводились исследования по изысканию экономически выгодных и достаточно эффективных средств защиты верховых откосов дамб от размыва волнами. Изучались различные способы защиты, в том числе и возможность укрепления поверхности откосов введением в верхний слой откоса цемента, т. е. устройство цементно-грунтовых покрытий, нашедших широкое применение в дорожном строительстве [1, 2, 3, 6].

Идея применения цементогрунта для укрепления верховых откосов дамб не является новой. Так, в 1959 г. в МИСИ были проведены специальные исследования прочностных свойств цементогрунта и испытания его на размыв волной в лабораторных условиях с целью использования его при укреплении откосов дамб [4].

На основании исследований авторы рекомендовали цементогрунт для укреплений откосов дамб рыбоводных прудов и приводили некоторые рекомендации по составу цементогрунта. Однако эти предложения не нашли распространения на практике в связи с неясностью отдельных вопросов, связанных с морозостойкостью и сопротивляемостью этих покрытий размыву и технологией их устройства.

Наши исследования состояли из анализа условий волнообразования на рыбоводных прудах и воздействий воды на откос, изготовления образцов и проверки их в лаборатории на прочность при сжатии, разрыве и испытании их на размыв.

При оценке волнового режима и величины волновых воздействий на откосы дамб нагульных прудов мы исходили из опыта проектирования и строительства рыбоводных хозяйств.

Обычно нагульные пруды имеют площадь 50—100 га, однако в последнее время появилась тенденция к увеличению их площади до 150—200 га. Так, на Любанском рыбхозе их площадь колеблется в пределах 150—200 га, длина разгона волны при этом достигает 2 км при средней глубине 2—2,5 м.

Для средних районов республики максимальная скорость ветра, которая повторяется ежегодно, равна 17 м/сек, скорость ветра, повторяющаяся раз в 20 лет, равна 24 м/сек.

Пользуясь номограммами Браславского [7], можно установить, что ежегодно возможная высота волны при длине разгона 2,0 км равна примерно 0,5 м, а при скорости 24 м/сек она будет равна примерно 1,0 м.

При проведении лабораторных исследований свойств цементогрунта мы исходили из характера явлений, происходящих при разрушении волны на откосе. Как известно, при разрушении волны на откосе струя воды, ударяясь о его поверхность, пробивает относительно тонкий слой скатывающегося потока и раздваивается. Основная масса струи после удара устремляется вверх, образуя поток наката, а меньшая часть устремляется вниз по откосу. В месте удара волны и сосредоточивается разрыв откоса. Таким образом, покрытие откоса воспринимает местное давление волны и подвергается размывающему воздействию накатаывающегося и скатывающегося потока воды.

Для количественной оценки волновых воздействий на откосы нами произведены расчеты по методу Н. Н. Джунковского [7]. Расчеты сделаны для откосов, имеющих заложения 1 : 3, 1 : 4 и 1 : 5, и волн с разной высотой, имеющих крутизну, характерную для внутренних водоемов (1 : 10 и 1 : 15).

Расчеты показали, что при высоте волны 0,5 м максимальное местное давление на поверхность откоса, возникающее в результате удара волны, равно примерно 0,10 кг/см² при максимальной скорости воды у поверхности откоса 4 м/сек, для высоты волны 1,0 м эти величины соответственно равны 0,23 кг/см² и 4,5 м/сек.

Таким образом, любое покрытие, уложенное на откосе, должно выдерживать эти нагрузки. Кроме этого, как и всякое другое покрытие, оно должно быть долговечным, водо- и морозоустойчивым.

Для приготовления цементогрунта в лабораторных условиях был использован песок средней крупности объемным весом 1,68 г/см³ при оптимальной влажности 7%, гранулометрический состав которого приведен в табл. 1.

Т а б л и ц а 1

Диаметр частиц грунта, мм . . .	5	2,5	1,25	0,63	0,28	0,14	0,071	0,071
Остаток на ситах, %	0,7	1,6	5,3	19,4	50,1	19,9	2,6	0,4

Модуль крупности песка равен 2,1. Оптимальная влажность песка определялась на приборе стандартного уплотнения СОЮЗДОРНИИ. Объемный вес скелета грунта определялся по формуле

$$\delta_{\text{ск}} = \frac{\gamma}{1 + \frac{\omega}{100}},$$

где $\delta_{\text{ск}}$ — объемный вес скелета грунта, г/см³; ω — влажность пробы грунта, %; γ — объемный вес влажного грунта, г/см³.

В качестве вяжущего применялся портландцемент Волковьского цементного завода М-400 со следующими физико-механическими харак-

теристиками: нормальная густота теста 28,5%; нормальная густота раствора 1 : 3 — 8%; начало схватывания 3 час 25 мин; конец схватывания 6 час 57 мин; предел прочности при сжатии через 28 дней 450 кг/см².

Для определения прочности на сжатие и разрыв изготавливались цилиндрические образцы 5×5 см и восьмерки, а для испытания на разрыв — плитки размером 20×20×5 см.

Цилиндрические образцы изготавливались на приборе стандартного уплотнения, восьмерки и плитки — на гидравлическом прессе при нагрузке 100 и 150 кг/см² (при дозировке 6, 8, 10, 12, 14% цемента по весу к грунту). Образцы выдерживались под нагрузкой 3 мин. Перемешивание грунта с вяжущим производилось при оптимальной влажности. Готовые цилиндрические образцы и восьмерки помещались в эксикаторы на 28 дней для воздушно-влажного твердения, а плитки укладывались в ящики с влажными опилками на такой же срок. Опилки периодически смачивались и этим поддерживалась их влажность. После 28 дней воздушно-влажного твердения образцы в течение 3 суток водонасыщались.

Прочность на сжатие и разрыв образцов из среднезернистого песка, укрепленного цементом, определялись на гидравлическом 5-тонном прессе и приборе для испытания на растяжение с соотношением плеч 1 : 50. Данные испытаний приведены в табл. 2.

Таблица 2

Удельное давление при изготовлении образцов, кг/см ²	Дозировка цемента, %	Прочность при сжатии, кг/см ²	Водонасыщение, %	Прочность при разрыве, кг/см ²
150	6	12,0	13,4	5,3
100	6	10,9	15,7	5,1
150	8	20,3	13,0	6,4
100	8	17,3	14,2	5,5
150	10	30,5	12,1	6,8
100	10	29,8	13,1	6,7
150	12	43,3	10,5	7,8
100	12	32,5	11,2	7,5
150	14	49,4	8,8	8,7
100	14	35,1	10,0	7,5

Примечание. Данные взяты как среднее значение из трех определений.

Из табл. 2 видно, что прочность на сжатие даже при 6% цемента достигает более 10 кг/см², что вполне достаточно для восприятия нагрузки от удара расчетной волны. Из табл. 2 также видно, что прочность на сжатие при удельном давлении 100 кг/см² при формировании образцов на 10—12% меньше, чем прочность таких же образцов, уплотненных при 150 кг/см².

Результаты исследований показывают, что образцы, уплотненные при нагрузке 100 кг/см², имеют большее водонасыщение, чем образцы, уплотненные при 150 кг/см². В производственных условиях в зависимости от применяемых уплотняющих механизмов плотность и прочность цементогрунта будет несколько меньше, чем в лабораторных условиях при нагрузке 100 кг/см². Это говорит о том, что цементогрунт по прочностным показателям может быть применен для укрепления откосов рыбоводных прудов.

Цементогрунты обладают высокой прочностью и после 15 циклов замораживания — оттаивания, хотя, как правило, она меньше (на 15—20%), чем прочность на сжатие после 28-дневного воздушно-влажного твердения [6].

Как показывают исследования [1, 6], прочность цементогрунта на сжатие при использовании мелких песчаных, супесчаных и суглинистых грунтов и дозировке цемента 6—12% достигает после 15 циклов замораживания — оттаивания 8—50 кг/см^2 . Поэтому верховые откосы, от-

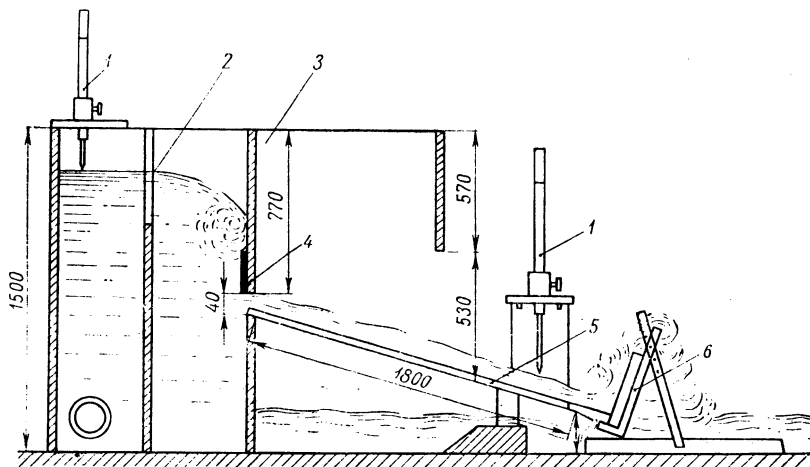


Рис. 1. Схема установки для испытания образцов на размыв потоком:
1 — мерные иглы; 2 — мерный водослив; 3 — оголовок; 4 — щелевой регулятор; 5 — быстроток; 6 — подставка с образцом.

сыпанные из различных грунтов, могут укрепляться цементом, кроме случаев, когда в составе грунта откоса имеются органические примеси (растительный грунт).

Прочность на сжатие даже при небольших дозировках цемента в большинстве случаев достаточно высокая и нарастание ее происходит интенсивно, поэтому пруды уже после семисуточного твердения цементогрунта могут заполняться водой.

Данные табл. 2 показывают, что прочность цементогрунта на разрыв в зависимости от дозировки цемента равна 5,1—8,7 кг/см^2 , при меньшей плотности образцов получается и меньшая прочность. Однако прочность цементогрунта на разрыв больше, чем нагрузки, возникающие при ударе расчетной волны (около 0,25 кг/см^2).

Исследования на размыв производились на образцах в виде цементно-грунтовых плиток, изготовленных из среднезернистого песчаного грунта с указанной дозировкой цемента. После 28-дневного воздушно-влажного твердения и полного водонасыщения плитка подвергалась размыву потоком на специально изготовленной установке типа быстроточка (рис. 1), которая обеспечивала скорости потока на сходе с лотка от 1 до 3,6 м/сек . Скорости изменялись путем изменения напора на входе в быстроток. Скорость потока измерялась по расходу и площади живого сечения потока на конце лотка. Расход определялся мерным водосливом, площадь живого сечения находилась по глубине струи, которая измерялась мерными иглами по трем точкам по ширине лотка (для расчета бралось среднее значение).

Цементно-грунтовые плитки устанавливались перпендикулярно падающему потоку и через некоторое время взвешивались. Размыв определялся по внешнему виду поверхности плитки и по уменьшению веса. Одновременно воздействию потока подвергались три плитки с дозировкой цемента 6, 8, 10%. При скорости 1,2 м/сек в течение 3,5 час, а при скорости 3,6 м/сек в течение 15 час установлено, что никаких признаков размыва не имелось.

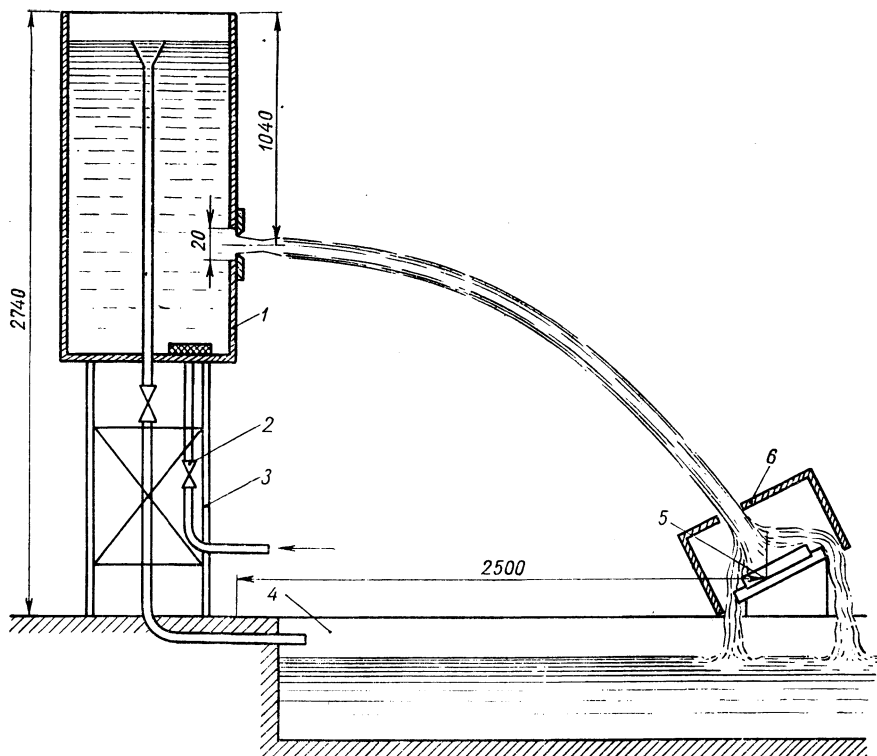


Рис. 2. Схема установки для испытания образцов на размыв падающей струей:

1 — напорный бак; 2 — задвижка; 3 — опора; 4 — канал; 5 — образец цементогрунта; 6 — отражатель.

В связи с тем что указанные плитки при данной скорости не разрушились, остальные плитки при дозировке 12 и 14% цемента на размыв не исследовались.

Для установления скорости размыва плитки испытывались на установке с падающей струей (рис. 2). Изменение скорости потока достигалось изменением высоты падения струи (образец поднимался на необходимую высоту). Струя, имевшая в выходном сечении диаметр 2 см, падала на площадь круга с диаметром, равным 6 см. Для данной дозировки цемента за размывающую скорость размыва цементогрунта принималась та, при которой на плитке появлялась шероховатость (отрывались отдельные частички грунта). Испытанию на размыв подвергались плитки с дозировкой цемента 6, 8, 10% после водонасыщения и 15 циклов замораживания — оттаивания. Испытания образцов проводились при скоростях 5 и 7 м/сек.

Цементно-грунтовая плитка, не подвергавшаяся замораживанию — оттаиванию с дозировкой 6% цемента, имела шероховатость при скорости 5 м/сек после 9 час испытаний. При дозировке 8% цемента при тех же условиях на цементно-грунтовых плитках признаков разрушения не наблюдалось. При скорости струи 7 м/сек плитки с содержанием 6 и 8% цемента имели видимую шероховатость соответственно после 3 и 7 час размыва.

На цементно-грунтовых плитках при дозировке 6% цемента, подвергавшихся 15 циклам замораживания — оттаивания, при скорости 5 м/сек первые признаки размыва появились после 3 час испытаний.

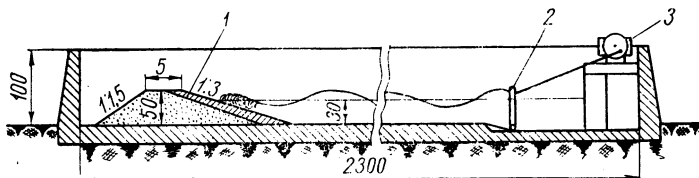


Рис. 3. Схема испытания цементно-грунтового покрытия в волновом бассейне:

1 — модель дамбы с цементно-грунтовым покрытием; 2 — качающийся щит; 3 — волнопродуктор.

При такой же скорости, но при дозировке 8% цемента, шероховатость не появилась даже после 9 час испытаний. На плитках с 10% цемента при скорости 7 м/сек признаков размыва также не было обнаружено после 9 час испытаний.

Проведенные исследования позволяют считать, что цементогрунт устойчив против размыва при расчетных значениях скоростей потока (4,5 м/сек), возникающих при разрушении волн.

Опыты по исследованию размыва откоса, укрепленного цементно-грунтом, под действием волн проводились в волновом бассейне. Бассейн (рис. 3), расположенный на открытой площадке с размерами 23,0 и 5,0×1,0 м, был оборудован волнопродуктором с качающимся щитом. В бассейне была сооружена модель дамбы, отсыпанная из среднезернистого песка, высотой 0,5 м и шириной по гребню 0,5 м с заложением откосов: верхового 1 : 3 и низового 1 : 1,5. Верховой откос был укреплен цементно-грунтовым покрытием толщиной 10 см. Дозировка цемента составляла около 12%. Цементогрунт трамбовался вручную. Дамба была построена в ноябре. Покрытие подвергалось воздействию внешней среды в течение 7 месяцев и выдержало один цикл замораживания — оттаивания. Откос испытывался на действие волн при глубине воды в лотке 0,3 м, периоде волны 1 сек, длине 150 см и высоте 14 см. После 6 час волнового воздействия на поверхности покрытия появились заметные неровности, вызванные тем, что уплотнение покрытия было неравномерным. Однако покрытие не разрушилось после 24 час испытаний, выдержав 86 400 ударов волн.

Прочность и долговечность цементно-грунтового покрытия зависят от вида грунта, марки применяемого цемента и толщины слоя покрытия.

Для устройства дорожных цементно-грунтовых покрытий рекомендуется [8] применение портландцемента марки не ниже 400. При лабораторных исследованиях цементогрунтов, изготовленных с применением

портландцемента марки М-400, были получены положительные результаты испытаний на прочность и размыв. Учитывая это, данные рекомендации можно принять и для устройства цементно-грунтовых покрытий дамб.

Минимальную толщину слоя цементно-грунтового покрытия в СНиП III—Д, 5-62 рекомендуется принимать равной 10 см. С учетом специфики устройства и эксплуатации покрытий откосов минимальная толщина их может быть 15 см.

Одним из условий долговечности и прочности цементно-грунтового покрытия является выполнение установленных технологических операций по изготовлению, укладке и уплотнению смеси. Известно, что от качества смешения и уплотнения зависит во многом прочность цементогрунта [1]. В настоящее время смешение цементогрунта может производиться в стационарных смесителях Д-370, грунтосмесительной машиной Д-391 и дорожной фрезой Д-530. Наиболее экономически выгодно производить смешение на месте с помощью дорожной фрезы, хотя прочность цементогрунта по сравнению со смесью, полученной после смешения грунтосмесительной машиной Д-391, на 20—25% меньше. Однако здесь следует учитывать условия при укреплении откосов низконапорных дамб, когда машины при смешении должны работать на откосе с уклонами от 9°30' до 18°25', что соответствует откосам с заложением от 1 : 6 до 1 : 3. Предельный поперечный угол статической устойчивости трактора С-100 равен 46°. Но так как трактор является тягачом дорожной фрезы, то работа его возможна на поперечном уклоне не более 15° [5]. Поэтому дорожная фреза Д-530 может применяться для смешения грунта с цементом на откосах с уклоном не круче 1 : 3.

Покрытия из цементогрунта на откосах дамб могут устраиваться так же, как дорожные покрытия [1], по следующей технологической схеме:

1) планировка грейдером или бульдозером поверхности откоса; 2) измельчение грунта фрезой Д-530 за один проход; 3) подвозка цемента и распределение его цементораспределителем или вручную; 4) перемешивание грунта с цементом фрезой Д-530 за один проход на глубину до 15 см при ширине полосы обработки 2,5 м; 5) увлажнение верхнего слоя откоса поливомоечной машиной КПМ-1 на глубину 20 см до оптимальной влажности; 6) перемешивание грунтоцементной смеси фрезой Д-530 после увлажнения за один проход; 7) планировка готовой смеси и уплотнение катком на пневматических шинах за 12 проходов по одному месту (2 первых прохода при скорости 2,5 км/час, 7 проходов при скорости 3,8 км/час и 3 прохода при скорости 7,7 км/час).

После уплотнения необходимо в течение 7 суток поддерживать цементогрунт во влажном состоянии.

Производительность дорожной фрезы Д-530 определяется по формуле

$$P = \frac{T(1 - \varphi)Bvk_b}{bn},$$

где T — продолжительность смены, час; b — ширина укрепляемой полосы, м; B — ширина захватки фрезой, равная 2,5 м; φ — коэффициент перекрытия проходов, $\varphi=0,15$; v — скорость, $v=0,19$ км/час; n — число проходов по одному следу, $n=1$; k_b — коэффициент использования машин во времени, $k_b=0,9$.

При ширине укрепляемой полосы $b=5$ м и продолжительности смены $T=8$ час производительность фрезы $\Pi=0,58$ км/час.

Величина захватки зависит от количества работающих механизмов. Однако установлено [1], что для проведения всех работ, начиная от планировки поверхности и кончая уплотнением цементогрунта, величина захватки при ширине 5 м не должна превышать 300 м.

Исследования, проведенные в лабораторных условиях по размыву цементогрунтов, а также имеющиеся материалы [1, 3] дают основание рекомендовать для укрепления земляных дамб следующую дозировку цемента: из мелкозернистых песчаных грунтов 10—12%, из среднезернистых песчаных грунтов 8%, из супесчаных грунтов 6—7%.

При дозировке цемента 10% и толщине слоя 15 см расход цемента на 1000 м² при укреплении среднезернистого песчаного грунта составит 27 т. Общая стоимость 1000 м² составит 736 руб. (данные Белдорнии), в том числе: а) стоимость производства работ — 300 руб.; б) стоимость материалов — 486 руб.

Выводы

1. Укрепление цементом верховых откосов низконапорных дамб рыбоводных прудов практически возможно при отсыпке их из любых минеральных грунтов.

2. Для укрепления откосов следует применять портландцементы марки не ниже 400.

3. Толщина слоя цементно-грунтового покрытия должна быть не менее 15 см.

4. Для обеспечения прочности и долговечности цементно-грунтового покрытия откосов из среднезернистых песчаных грунтов дозировка цемента должна быть не менее 8%.

5. Настоящие рекомендации по укреплению верховых откосов земляных дамб цементом, полученные на основании лабораторных исследований, следует уточнить после проверки их в производственных условиях.

Литература

1. Безрук В. М. Укрепление грунтов. М., 1965.
2. Безрук В. М., Ритов М. Н., Глаголева К. М., Чернов В. К. Дорожные основания и покрытия из укрепленных грунтов. М., 1966.
3. Дрозд Н. А., Финский А. И. О возможности цементации мелкозернистых песков Белорусского Полесья. Сб. «Основные результаты научно-исследовательской работы НИИМ и ВХ БССР за 1958 г.». Минск, 1960.
4. Кулыгин Б. А., Киппер Э. М. Рациональный тип крепления откосов низконапорных земляных дамб рыбоводных прудов. «Рыбное х-во», 1959, № 11.
5. Поспелов Ю. А. Устойчивость трактора. М., 1966.
6. Сб. «Применение местных материалов в дорожном строительстве БССР». М., 1966.
7. Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега (СН 92-60). М., 1960.
8. Указания по применению в дорожном и аэродромном строительстве грунтов, укрепленных вяжущими материалами (СН 25-64). М., 1965.

И. В. Минаев

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ДРЕНАЖА

Оптимальная влажность почвы является одним из основных факторов высоких урожаев на мелиорируемых землях. Эта влажность в период вегетации определяется приходными и расходными статьями водного баланса. Значительную роль в формировании влажности почвы играет близкий к поверхности уровень грунтовых вод. Баланс почвенной влаги при близком к поверхности земли уровне грунтовых вод складывается таким образом, что подпитывание снизу доминирует над другими приходными статьями водного баланса. Уровень грунтовых вод, при котором создается оптимальная влажность корнеобитаемого слоя почвы, называется нормой осушения. Однако, как показывают исследования последних лет [11, 12], на системах, работающих только на сброс избыточной воды, баланс почвенной влаги зависит от других факторов (осадки, испарение), которые снижают роль нормы осушения как определяющего момента в создании режима влажности корнеобитаемого слоя и в получении высоких и устойчивых урожаев на дренируемых территориях. Функциональную зависимость между глубиной грунтовых вод и величиной урожая можно вывести для мелиоративных систем двойного регулирования влажности; на системах же одностороннего действия такая зависимость возможна по отношению к показателям влажности почвы, т. е. определяющим фактором здесь следует считать соотношение приходных и расходных статей водного баланса.

Существует период в работе дренажной системы, когда норма осушения играет определяющую роль для расчета ее элементов (глубина закладки дрен, расстояние между ними, поперечные сечения проводящей сети). В весенний период необходимо понизить уровень грунтовых вод на такую глубину, чтобы можно было произвести предпосевную обработку почвы. Этот период (предпосевно-посевной) определяется количеством дней от даты схода снега до начала посевных работ в данной местности. За начало посевных работ на осушенных болотах, по предложению А. И. Ивицкого, в условиях БССР принято считать дату, к которой накапливается сумма среднесуточных температур, равная 130°C [7]. Эта сумма температур была определена в предположении нормального осушения болота. Однако позже П. И. Закржевским [6] было установлено, что сумма 130°C соответствует глубине до грунтовых вод 30—40 см. При больших глубинах начало посевного периода сдвигается в сторону меньших температур. Так, при глубине 0,5—0,6 м дата сева яровых зерновых определяется накоплением среднесуточных положительных температур до суммы 60°C .

Перед началом таяния снега дно и стенки каналов проводящей сети находятся в промерзшем состоянии и поэтому талые воды, проникаю-

щие в почву с поверхности, идут на пополнение грунтовых вод, уровень которых поднимается до поверхности земли [2]. С началом работы дренажной сети по отводу грунтовых вод уровень последних начинает понижаться и к наступлению даты посева он должен находиться на

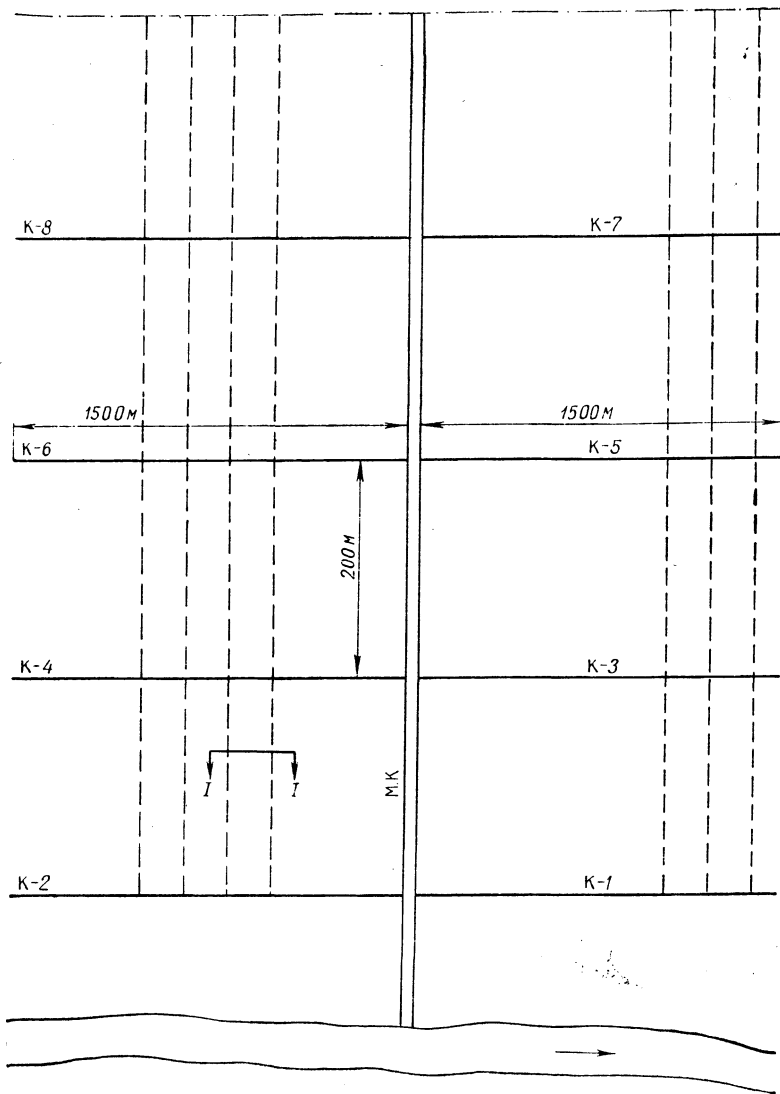


Рис. 1. План «типичного» участка дренирования.

глубине 0,5—0,6 м («машинная норма осушения» [5]). Можно с некоторым приближением считать, что почвогрунты в этот период насыщены влагой до предельной полевой влагоемкости и поэтому все осадки этого периода идут на пополнение грунтовых вод. Можно также пренебречь величиной испарения из-за невысоких температур воздуха или принять ее равной 1,2 мм/сутки [4] для условий Полесья. В этот период сток по поверхности торфяной залежи, как правило, не наблюдается.

Таким образом, при сделанных допущениях (вполне обоснованных для условий Белорусского Полесья) работа дренажа в предпосевно-посевной период заключается в том, чтобы понизить уровень грунтовых вод от поверхности земли до принятой нормы осушения при учете осадков этого периода, идущих на пополнение грунтовых вод.

В настоящей работе рассматриваются вопросы методики определения оптимальных параметров дренажа в предпосевно-посевной период. Произведенный расчет основывается на экспериментальных данных различных авторов для условий Белорусского Полесья на примере некоторого «типового» участка площадью 300 га. Такой участок (рис. 1) может явиться самостоятельной единицей площади дренирования или частью более общей системы. Осушительная сеть состоит из закрытых дрен длиной 200 м, десяти закрытых коллекторов длиной 1500 м каждый, магистрального канала (транспортирующего собирателя) длиной 1000 м и водоприемника (реки). Уклон поверхности в направлении стока по дренам равен 0,004, а в направлении стока по коллектору — 0,003.

От поверхности земли на глубину до 0,6 м залегает хорошо разложившийся торф, ниже — пески с коэффициентом фильтрации $k = 2$ м/сутки мощностью 10 м. Интенсивность инфильтрации вычислена по осадкам 10%-ной обеспеченности и составляет 0,00287 м/сутки; средний коэффициент водоотдачи торфяной залежи и песка принят равным 0,17.

В результате технико-экономического расчета определяются следующие параметры системы (принимая значения переменных в процессе расчета): глубина заложения дрен, от которой зависит расстояние между дренами, и время понижения уровня грунтовых вод до нормы осушения в предпосевной период (принята 0,5 м).

Функция цели, зависящая от двух переменных, определяет строительные затраты по дренажной системе. Рассмотрение строительных затрат вместо ежегодных издержек объясняется специфичностью эксплуатационных затрат на дренажных системах. Здесь обнаруживается слабая коррелятивная зависимость затрат от длины открытой проводящей сети и водоприемника, но, как правило, эти затраты исчисляются средней величиной на единицу дренируемой площади. Поэтому оптимальные параметры, определенные для строительных и ежегодных затрат, должны совпадать.

Строительные затраты принимаются только по основным элементам сети (при этом не учитывается стоимость строительства дорог, труб-перезездов, колодцев и др). Однако стоимость устья зависит от количества коллекторов и это в расчете учтено (16 руб. одно устье [10]).

В общем виде функция цели может быть представлена следующей суммой:

$$K + Y_1(t)T = \min, \quad (1)$$

где K — строительные затраты по системе на 1 га, руб.; $Y_1(t)$ — функция ущерба в зависимости от времени наступления предпосевно-посевного периода, руб.; T — величина, обратная нормативному коэффициенту эффективности (срок окупаемости).

Строительные затраты по «типовой» системе складываются из стоимости устройства дрен, коллекторов, магистрального канала и водоприемника.

Строительные затраты на 1 га представляются в виде суммы затрат по дренажной линии ($K_{др}$), коллектору ($\bar{K}_{кол}$), магистральному каналу ($\bar{K}_{м.к}$) и водоприемнику ($\bar{K}_в$):

$$\bar{K} = \frac{K_{др}}{F_{др}} + \bar{K}_{кол} + \bar{K}_{м.к} + \bar{K}_в, \quad (2)$$

где $K_{др}$ — строительная стоимость на одну дренажную линию длиной 200 м, руб.; $\bar{K}_{кол}$, $\bar{K}_{м.к}$, $\bar{K}_в$ — строительные стоимости по коллектору, магистральному каналу и водоприемнику, отнесенные на 1 га при общей площади дренирования 300 га.

Площадь

$$F_{др} = BL, \quad (3)$$

где B — расстояние между двумя соседними дренами, м; L — длина дренажных линий, равная 200 м.

При изменении переменной h , т. е. с увеличением глубины заложения дрены, расстояние между дренами возрастает (при постоянной норме осушения). С увеличением расстояния между дренами возрастает площадь $F_{др}$ и поэтому удельные строительные затраты по дренажным линиям уменьшаются. Однако в связи с заглублением дрен необходимо увеличить глубину коллекторов, магистрального канала и затраты по регулированию водоприемника.

Таким образом, в роли функции ущерба по первой переменной выступает зависимость стоимости проводящей сети от ее глубины.

Стоимость строительства дренажной линии зависит от диаметра гончарных трубок и глубины их закладки и складывается из стоимости этих трубок и стоимости производства работ. С началом работы дренажа в весенний период напор грунтовых вод над дренажной линией будет уменьшаться (рассматривается неустановившееся движение грунтовых вод) от максимального до определяемого нормой осушения. В расчете предполагается, что при любом из возможных напоров пропускная способность дрены будет достаточной для отвода воды при безнапорном движении или напорное движение будет весьма кратковременным (при большой глубине заложения дрены). Исходя из этих соображений, диаметр дрены принят равным 7,5 см. Стоимость 1 пог. м гончарных трубок диаметром $d=0,075$ м составляет 0,22 руб., стоимость работ по дренажу в зависимости от глубины его закладки принята по проектным материалам Белгипроводхоза [9]. Суммарная стоимость дренажной линии длиной 200 м в зависимости от глубины ее заложения приведена в табл. 1.

Для определения площади дренирования (одной дренажной линией) подсчитывалось расстояние между дренами по формуле С. Ф. Аверьянова [3] для неустановившегося движения грунтовых вод

$$h = H_0(1 - \varphi) - \frac{1}{2} H_0 \eta (1 - \varphi_1), \quad (4)$$

где $\eta = \frac{\varepsilon_0 B^2}{4kTH_0\alpha}$; $(1 - \varphi)$, $(1 - \varphi_1)$ — функции, зависящие от некоторого аргумента β_0 , которые можно определить по графикам, приведенным

в работах [2, 3], или по таблицам, имеющимся в работах [1, 2]. Эти функции определяются временем понижения уровня грунтовых вод в междуренье. Здесь α — коэффициент несовершенства дрен (коэффициент висячести по С. Ф. Аверьянову), k — коэффициент фильтрации водонесного слоя, $m/сутки$; B — расстояние между дренами, m .

$$\text{Здесь } \alpha = \frac{1}{1 + \frac{2T}{B}}; B = 2,94 \lg \frac{2T}{\pi d};$$

$$\beta_0 = \frac{t}{\tau}, \quad (5)$$

где t — время понижения уровня грунтовых вод до необходимой нормы осушения (причем h и H_0 определяются одной и той же отметкой поверхности грунтовых вод; в нашем расчете эта поверхность совпадает с поверхностью земли); $\tau = \frac{\delta B^2}{4kT\alpha}$ — время стабилизации («показывает порядок времени, необходимого, чтобы поток грунтовых вод вер-

Таблица 1

Глубина закладки дрены $h_{др}$, м	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3
Стоимость устройства дрены (200 м) (с учетом стоимости труб) $k_{др}$, руб.	76,8	78,6	80,0	82,0	84,0	86,0	88,0
Глубина закладки коллектора $h_{кол}$, м	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4
Стоимость работ по закладке коллектора (без стоимости трубок) на 1 га $\bar{K}_{кол}$, руб.	9,50	9,82	10,03	10,58	11,03	11,51	12,12
Глубина магистрального канала $h_{м-к}$, м	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9
Стоимость работ по устройству магистрального канала на 1 га $\bar{K}_{м-к}$, руб.	20,6	21,6	23,0	24,0	25,3	26,8	28,0
Глубина до воды от бровки берега водоприемника $h_{в}$, м	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9
Величина понижения уровня воды в водоприемнике от начального Δ , м	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
Стоимость работ по водоприемнику на 1 га $\bar{K}_{в}$, руб.	21,0	27	33,2	40,0	46,9	54,2	62,1

нулся к более или менее установившемуся режиму, после того как этот режим был нарушен какой-либо причиной» [2]); δ — коэффициент водоотдачи. Остальные обозначения приведены на рис. 2.

Расстояние между дренами находится по формуле (4) методом подбора. Задавшись какой-либо величиной B , подсчитывают значение h и сравнивают его с принятой нормой осушения; в случае несовпадения

необходимо задаться новой величиной расстояния между дренами. Время t определяется в зависимости от того, за какое количество суток требуется достичь принятой нормы осушения.

Стоимость коллекторов определена при одностороннем примыкании дрен (по условиям рельефа) с учетом того, что к устью коллектора расход увеличивается, следовательно, должен увеличиться и диаметр. Стоимость коллектора также складывается из стоимости трубок разного

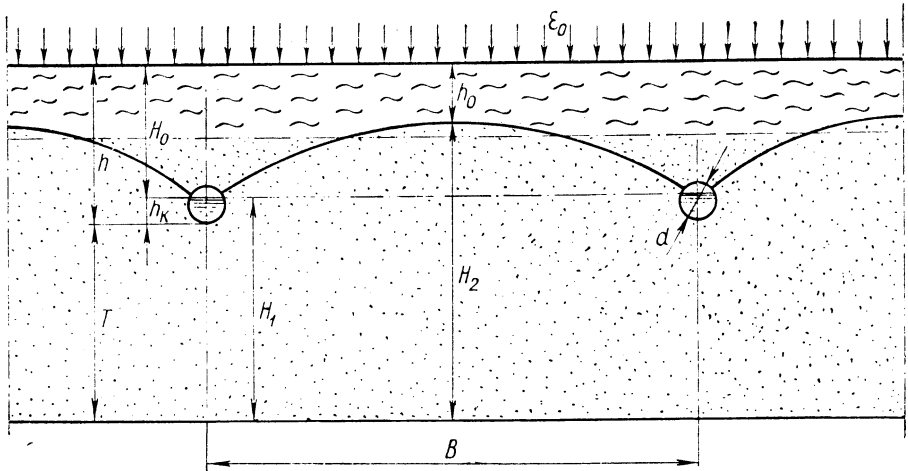


Рис. 2. Расчетная схема для формул С. Ф. Аверьянова.

диаметра и стоимости их укладки. Однако здесь следует учитывать, что стоимость коллектора зависит от двух разнородных аргументов: от глубины закладки гончарных труб и стоимости трубок разного диаметра, причем величины диаметров зависят от модуля стока.

В табл. 2 приводится расчет стоимости трубок коллектора длиной 1500 м для модуля дренажного стока 1 л/сек/га при уклоне 0,003. Подобные подсчеты для других модулей позволяют построить кривую зависимости стоимости трубок коллектора от модуля дренажного стока на 1 га дренируемой площади (рис. 3). Эти расчеты удобно производить с помощью номограммы гидравлического расчета диаметров дренажных труб [5].

Таблица 2

Номер участков коллектора	Диаметр трубок коллектора, см	Дренируемая площадь, га	Длина коллектора с соответствующим диаметром, м	Сумма расстояния от начала коллектора, м	Стоимость трубок коллектора, руб.
1	7,5	1,10	55	55	12,1
2	10,0	2,48	124	179	39,6
3	12,5	4,70	235	414	108,2
4	15,0	7,60	380	794	243,5
5	17,5	11,80	590	1384	460,0
6	20,0	17,2 (2,32) 30,0	860 (116)	1500	106,8 970,2
Сумма	—	30,0	—	1500	970,2

Модуль дренажного стока (q , л/сек/га) определялся при расчетах расстояний между дренами как расход дрены, деленный на площадь дренирования одной дренай. Расход дрены подсчитывался по формулам С. Ф. Аверьянова [3]:

$$Q = Q'_d \psi + Q_0 \psi_1, \quad (6)$$

где $\psi = f(\beta_0)$; $\psi_1 = f_1(\beta_0)$ — функции, графики которых приводятся в работах С. Ф. Аверьянова [3]; Q'_d — расход дрены за счет сработки уровня грунтовых вод при понижении до нормы осушения на 1 пог. м

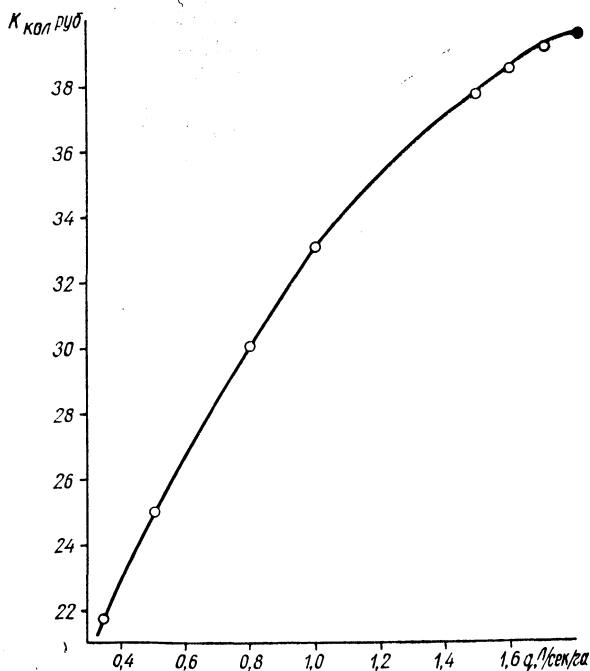


Рис. 3. Зависимость стоимости гончарных трубок коллектора (1500 м) от модуля дренажного стока.

дрены (для Q'_d формула аналогична формуле Дюпюи, но учтено несовершенство дрен коэффициентом α); Q_0 — расход дрены за счет инфильтрации с поверхности земли в грунтовые воды на 1 пог. м дрены:

$$Q'_d = \frac{4kTH_0}{B} \alpha; \quad (7)$$

$$Q_0 = B\varepsilon_0. \quad (8)$$

При установившемся движении ($t = \infty$) $Q = Q_0$, т. е. расход дрены формируется только за счет инфильтрации. Следовательно, формула (5) учитывает весь расход, отводимый дренажем, а поэтому модуль стока определится как

$$q = \frac{QL}{F_{др}} = \frac{Q}{B}, \quad (9)$$

где L — длина дрены, $м$.

По величине модуля стока и графику (см. рис. 3) находится стоимость трубок (разного диаметра) коллектора на 1 га площади дренирования.

Стоимость производства работ в зависимости от глубины закладки коллектора исчислена по проектным материалам Белгипроводхоза [9] и приводится в табл. 1 с учетом стоимости устьев.

Стоимость работ по магистральному каналу подсчитывалась с учетом технологии работ по его выполнению. Ширина канала по дну принята равной 1 м, заложение откосов при глубине канала до 2 м принималось равным $m=2$, при глубине до 3 м $m=2,5$ и до 4 м $m=3$, наименьшая глубина 1 м.

При мощности торфяной залежи от 0,5 до 0,7 м и глубине канала 1,0 м состав работ был следующим: отрывка канала, разравнивание грунта, планировка дна и откосов канала, одерновка откосов в минеральном грунте (на высоту от дна 0,5—0,3 м) и подсев трав по откосам. При больших глубинах в технологической схеме производства работ изменялась только площадь одерновки на величину, определяемую заглублением канала в минеральный грунт. Сумма затрат при каждой глубине в соответствии с действующими ценниками на устройстве канала длиной 1000 м относилась ко всей площади дренирования (300 га). Стоимость устройства 1 га магистрального канала в зависимости от его глубины приведена в табл. 1.

Стоимость работ по регулированию водоприемника зависит в каждом конкретном случае от его состояния и от величины необходимого понижения уровня воды в нем.

При подсчете стоимостей по элементам дренажной сети учитывалась вертикальная их увязка: глубина заложения коллектора принята на 10 см больше, чем глубина заложения дрен; устье коллектора выше дна магистрального канала на 0,5 м, поэтому минимальная глубина магистрального канала равна 1,3 м.

Уровень воды в водоприемнике находится на 1,0 м ниже бровки берега (в месте впадения магистрального канала). Первый этап регулирования русла реки-водоприемника требует понижения уровня на 0,3 м, с тем чтобы сопряжение магистрального канала с водоприемником было по схеме: дно (канала) — в горизонт (водоприемника) — в бытовой период.

Гидравлический расчет показывает, что в предпосевной период уровень воды в магистральном канале не ниже уровня воды в водоприемнике. Для понижения уровня воды на 30 см предполагается расчистка русла и придание трапециевидальной формы на некоторых участках. При дальнейшем заглублении дрен углубится вся проводящая сеть, а также понизится уровень воды в водоприемнике на большую глубину. Потребуется частичное спрямление русла, затем решительное спрямление (для значительного увеличения уклонов), а с еще большим заглублением — расширение и углубление русла. Наконец, при очень больших понижениях уровня воды в водоприемнике последний не сможет отводить необходимое количество воды из-за более высоких уровней в реке. Очевидно, в этом случае необходимо предусматривать строительство

насосной станции на магистральном канале, стоимость которой будет зависеть от ее мощности.

Для нахождения зависимости стоимости регулирования водоприемника от величины понижения уровня воды в нем были использованы проектные данные по многим водоприемникам (которые согласуются с данными, приведенными в работе [9]).

Эти данные выравнивались по следующей формуле:

$$\bar{K}_в = 10,4 + 99x + 7,5x^2, \quad (10)$$

где $x = (\Delta - 0,2)$. Здесь Δ — величина понижения уровня воды в реке-водоприемнике (от 0,3 до 2,0).

Выравненные величины стоимости регулирования водоприемника на 1 га площади дренирования в зависимости от глубины уровня воды в нем приводятся в табл. 1.

Таким образом, функция цели в зависимости от одной переменной (глубина заложения дрен h) выражается формулой (2), где каждая величина получает теперь определенное цифровое значение.

Для подсчета значений функции (2) необходимо определить расстояние между дренами и, следовательно, площадь дренирования одной дрены в зависимости от величины ее заглубления по формуле (4). При этом количестве дней, необходимых для понижения уровня до заданной нормы осушения, можно принять равным количеству дней от даты схода снега до посевного периода. Однако следует иметь в виду, что чем больше дней будет взято при расчете, тем больше расстояние между дренами и тем менее напряженной будет работа дренажа (при одной и той же норме осушения). Увеличение времени будет приводить к снижению стоимости строительных работ. С другой стороны, увеличивая число дней понижения уровня, мы будем задерживать начало посевных работ, что приводит к снижению урожайности культур. Так, по данным А. И. Ивицкого, каждый день опоздания с посевом ранних яровых зерновых культур на торфяных почвах снижает урожай этих культур на 0,3—1,0 ц/га [8].

В нашем расчете взят один из районов Полесья, для которого сумма температур 60°C достигается через 13 дней после даты схода снега (учитывая принятую в расчете норму осушения 0,5 м). За вторую переменную принято время t от даты схода снега.

Расчет ведется от даты наступления предпосевно-посевного периода (пять дней спустя после схода снега). Увеличивая количество дней, мы пропускаем дату посевного периода (13 дней после даты схода снега). С этого момента необходимо отсчитывать дни опоздания с началом посевных работ. Опоздание за счет медленного снижения уровня грунтовых вод формирует функцию ущерба по времени. При этом предполагается, что посевной период может начаться только после достижения заданной нормы осушения (0,5 м). При меньших значениях нормы осушения работа машин на полях затруднена или вовсе невозможна.

Функция ущерба по времени организована следующим образом. По данным различных авторов, приведенным в статье П. И. Закржевского [6], вычислялся недобор урожая по яровым зерновым (овса, ячменя, яровой пшеницы) за каждый день опоздания со сроком сева. По вычисленным данным (по каждой культуре) строился график для определения тесноты коррелятивной связи. Для всех трех культур эта связь неодинакова: близкая (внутри данного года) к функциональной

для овса и с некоторым разбросом точек при нанесении на график данных разных лет, с весьма большим разбросом для ячменя и особенно для яровой пшеницы. С учетом недостаточной тесноты коррелятивной связи между потерянными урожаем (за каждый день опоздания) и количеством дней опоздания, были наложены дополнительные условия, хотя это и уменьшило общность расчета. Из всех лет был выбран год, который более всего близок к тем климатическим условиям, для которых ведется расчет, а именно: был взят год, для которого

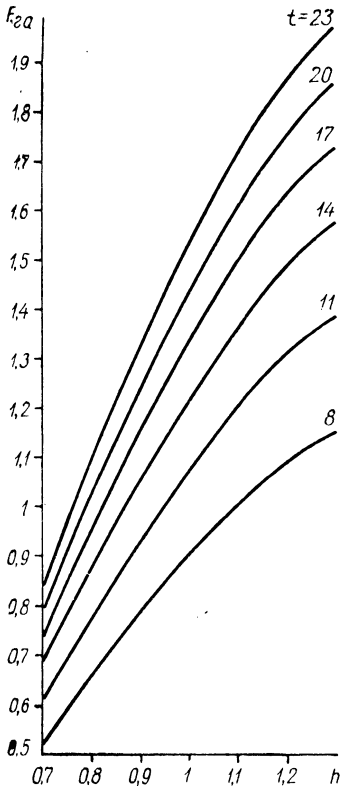


Рис. 4. Зависимость расстояний между дренами от глубины их заложения и времени водопонижения.

того количества дней от даты схода снега до начала посевного периода (14 дней) наиболее близко к принятым в расчете (13 дней), а сумма температур — к 60°C . Потери урожая за каждый день опоздания для этого года (1948) составляют в среднем по овсу $0,218 \text{ ц/га}$, а по ячменю — $0,192 \text{ ц/га}$ (данных по яровой пшенице за этот год не приведено). В среднем для двух культур потеря урожая за каждый день опоздания составляет около $0,20 \text{ ц/га}$. Следует отметить, что для некоторых лет эта величина близка к нижней границе, указанной А. И. Ивицким [8], а для других лет — к верхней (1 ц/га). Верхняя граница характерна для лет, когда урожай примерно в 1,5 раза выше, чем в годы с нижней границей. Учитывая, что средняя закупочная цена для двух культур составляет 8,5 руб. за 1 ц, получим прямолинейную функцию потерь урожая на 1 га в зависимости от количества дней опоздания ($t_{оп}$) со сроком сева

$$Y_1(t_{оп}) = 1,7t_{оп}. \quad (11)$$

Ввиду того что за критерий оптимальности системы принята сумма строительных затрат, функция ущерба от недобора урожая умножается на обратную величину нормативного коэффициента эффективности капиталовложений (для зерновых $E=0,11$; $T=9$), т. е. на срок окупаемости. Таким образом, функция цели от двух переменных будет иметь вид

$$\bar{K} = \frac{K_{др}}{F_{др}} + \bar{K}_{кол} + \bar{K}_{м.к} + \bar{K}_в + Y_1(t_{оп})T. \quad (12)$$

Следует отметить, что функция ущерба от недобора урожая оказалась быстро возрастающей.

Площадь дренирования $F_{др}$ находится при постоянной длине дренай $L=200 \text{ м}$ по расстояниям между дренами, определенным по уравнению (4). Величина B считается определенной, если при подстановке ее в формулу (4) получается норма осушения h_0 при заданном времени t . Результаты расчета расстояний между дренами представлены

на рис. 4. Учитывая, что длина дрен постоянна ($L=200$ м), можно найти площадь дренирования одной дренажной системой.

Результаты подсчетов по уравнению (12) приведены в табл. 3, где даны стоимости строительства дренажа на 1 га в зависимости от глубины заложения дрен и времени водопонижения.

Таблица 3

$t_{оп}$	0	0	0	1	4	7	10
t	5	8	11	14	17	20	23
0,7	282,70	224,90	200,70	201,02	238,70	277,75	319,75
0,8	251,77	206,42	186,67	189,19	226,37	266,72	307,22
0,9	232,63	204,33	181,88	184,93	222,63	262,68	304,13
1,0	231,38	197,48	180,23	185,38	223,53	263,90	305,78
1,1	232,43	199,93	183,75	188,28	227,48	268,23	310,58
1,2	236,71	204,76	189,30	194,96	235,06	275,21	317,81
1,3	245,82	211,97	197,27	202,87	242,67	283,77	326,42
1,4	252,80	221,80	205,65	211,80	251,60	293,25	335,30
1,5	263,78	232,43	216,03	222,33	261,73	302,83	345,38

Рассматривался диапазон глубин заложения дрен от 0,7 до 1,5 м и время водопонижения от 5 до 23 суток. Функция ущерба вычислялась начиная с 13-х суток после даты схода снега.

Как видно из табл. 3, существует оптимальная глубина заложения при любом времени t (из рассмотренных значений). Величины стоимости вблизи точек минимума различаются незначительно, поэтому следует говорить о диапазоне оптимальных глубин, который можно принять от 0,9 до 1,1 м. С уменьшением и увеличением глубин заложения дренажа по сравнению с оптимальными стоимости возрастают незначительно.

Для всех рассмотренных глубин существует и оптимальное время понижения уровня грунтовых вод до нормы осушения, отсчитываемое от даты схода снега (при условии, что дата схода снега и начало водопонижения (работа дренажа) совпадают). Минимальное значение функции цели по времени оказывается вблизи одного и того же значения $t=11$ дней. Это означает, что расчетный период — посевной, определенный из условия получения высоких урожаев, является одновременно и оптимальным сроком по стоимости строительства дренажной системы. Несколько иных результатов можно ожидать, если функция ущерба по времени будет определена для культур, менее требовательных к посевному сроку. В полученном результате нет отклонений от выработанных наукой и практикой рекомендаций, очевидно, потому, что в основе расчетных периодов лежат соображения экономического порядка [7].

Оптимальное значение по двум переменным определено при значениях, равных 1,0 м и 11 суткам соответственно. Это говорит о том, что для типичных условий устройства дренажных систем установленные опытом проектирования рекомендации по обоим переменным близки к оптимальным. Однако при других сочетаниях исходных (при-

родных) данных отклонения от оптимальных значений могут быть существенными, что и приводит к необходимости технико-экономических расчетов дренажных систем.

Литература

1. *Аверьянов С. Ф.* Фильтрация из каналов и ее влияние на режим грунтовых вод. Сб. «Влияние оросительных систем на режим грунтовых вод». М., 1956.
2. *Аверьянов С. Ф.* Об осушении низинных болот. Науч. зап. Моск. ин-та водн. х-ва, т. XIX, 1957.3. *Аверьянов С. Ф.* Расчет понижения и подъема грунтовых вод при осушении системой каналов (дрен). «Гидротехника и мелиорация», 1957, № 12.
4. *Бавина Л. Г.* Гидрологический режим и расчеты водного баланса болот Белоруссии. Автореф. канд. дисс., 1967. 5. *Гейтман Б. Г., Писарьков Х. А.* Осушение сельскохозяйственных земель. М.—Л., 1965. 6. *Закржевский П. И.* Начало посевного периода при мелиорации болот Белоруссии. Сб. «Мелиорация и использование осушенных земель», т. XV. Минск, 1967. 7. *Ивицкий А. И.* Предпосевной период и предпосевно-посевной сток в условиях БССР. Тр. ин-та болотного х-ва, т. 1, 1938. 8. *Ивицкий А. И.* Основные полсжения и методы сельскохозяйственного осушения болот. Сб. «Осушение болотных и заболоченных почв нечерноземной зоны Европейской части СССР». Минск, 1960. 9. *Колобаев А. Н.* Вопросы оптимизации параметров водохозяйственных систем (на примере БССР). Дисс. М., 1966. 10. *Мурашко А. И., Клишко В. Т., Лебедево Ф. А.* Новые конструкции дренажных устьев. Сб. «Мелиорация и использование осушенных земель», т. XV. Минск, 1967. 11. *Шебеко В. Ф.* Водный баланс мелиорируемых низинных болот. Автореф. докт. дисс. М., 1967. 12. *Шишков К., Станкевич В.* Условия применения двустороннего регулирования водного режима на осушенных пойменных землях. «Вест. с.-х. науки», 1967, № 4.

В. П. Старинский

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАИВЫГОДНЕЙШЕГО РАСПОЛОЖЕНИЯ СБОРНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ ВОДОЗАБОРОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Водозаборы подземных вод широко используются в водоснабжении различных отраслей народного хозяйства. Широкое применение они нашли в сельском хозяйстве и промышленности. Одним из важных вопросов рационального проектирования и эксплуатации водозаборов подземных вод является разработка методики определения наивыгоднейшего места расположения их сборных резервуаров на выбранной трассе перекачки воды от водоисточника до потребителя.

Поскольку к. п. д. глубинных насосов скважин (первый подъем) значительно ниже к. п. д. насосного оборудования станций второго подъема, то по условиям минимума затрат электроэнергии при проектировании водозаборов подземных вод необходимо стремиться к такому расположению их сборных резервуаров, при котором величина напора, преодолеваемого насосами первого подъема, была бы минимальной. Это условие следует из выражения (1), определяющего величину суммарных годовых затрат энергии на подъем и подачу воды потребителям

$$\mathcal{E} = \frac{0,00272WH_1}{\eta_1} + \frac{0,00272WH_2}{\eta_2} = 0,00272W \left(\frac{H_1}{\eta_1} + \frac{H_2}{\eta_2} \right), \quad (1)$$

где W — годовое количество поданной потребителям воды; H_1 и H_2 — среднегодовые напоры соответственно станций первого и второго подъема; η_1 и η_2 — средние значения к. п. д. насосных агрегатов этих станций. Причем H_1 и η_1 представляют собой средневзвешенные по Q_i отдельных скважин водозабора величины.

Учитывая, что $H_1 + H_2 = H \cong \text{const}$, выражение (1) можно представить в виде

$$\mathcal{E} = 0,00272W \left(\frac{H_1}{\eta_1} + \frac{H - H_1}{\eta_2} \right) = 0,00272W \left[\frac{H}{\eta_2} + H_1 \times \left(\frac{1}{\eta_1} - \frac{1}{\eta_2} \right) \right], \quad (2)$$

где H — суммарный напор, преодолеваемый станциями первого и второго подъема.

Поскольку $\eta_1 < \eta_2$, то минимум выражения (2) совпадает с минимумом величины H_1 . Представив H_1 как сумму геометрической высо-

ты подъема воды $H_{г1}$ и величины потерь напора $\Delta H_1 (H_1 = H_{г1} + \Delta H_1)$, получим, что при положительных значениях $H_{г1}$ минимум затрат энергии на подъем и подачу потребителям воды будет возможен при расположении сборных резервуаров водозабора непосредственно у самих водозаборных скважин. При отрицательных же значениях $H_{г1}$, соответствующих случаю понижения местности в начале или по всей трассе водоводов, этот минимум может иметь место при расположении сборного резервуара непосредственно на трассе перекачки воды, не исключая и точку подключения этой трассы к городской водопроводной сети.

Следует отметить, что оптимальное расположение сборных резервуаров на трассе перекачки воды определяется не только величиной эксплуатационных затрат электроэнергии. Известно, что насосные станции второго подъема работают с большим коэффициентом часовой неравномерности, чем станции первого подъема. В связи с этим для подачи одного и того же годового объема воды потребителям водоводы должны быть большего диаметра, а следовательно, и большей удельной стоимости (единицы длины) этих водоводов. Поэтому, исходя из принципа обеспечения минимума строительной стоимости водоводов, сборные резервуары водозаборов подземных вод следовало бы располагать только у водопотребителя, т. е. в конце трассы перекачки воды.

Чтобы найти действительно наилучшее расположение сборного резервуара, необходимо рассматривать капитальные и эксплуатационные затраты по водозабору вместе. При этом, кроме основных затрат, следует учитывать и все виды сопряженных с ними затрат, зависящих от места расположения резервуара. К последним относятся затраты по устройству дорог и подъездов, зон санитарной охраны, а также линий электроснабжения, связи и каналов телемеханики.

Суммарные, приведенные к одному году затраты на строительство и эксплуатацию водозабора, можно представить в виде

$$Z = (\epsilon_B + p_B)(C_{B_1} + C_{B_2}) + \sum (\epsilon_i + p_i)C_i + 0,00272W \times \\ \times \left(\frac{H_1}{\eta_1} + \frac{H_2}{\eta_2} \right) \zeta + A, \quad (3)$$

где ϵ_B, ϵ_i — нормативные коэффициенты эффективности капиталовложений соответственно в водоводы и сопряженные с водозабором объекты; p_B, p_i — соответственно величины амортизационных отчислений в долях от строительной стоимости объекта; C_{B_1}, C_{B_2}, C_i — соответственно полная строительная стоимость водоводов станции первого и второго подъема, а также сопряженных объектов; A — заработная плата эксплуатационного персонала; ζ — стоимость или тариф единицы затраченной электроэнергии.

Принимая за начало трассы перекачки воды последнюю скважину водозабора (рис. 1), а за конец — точку подсоединения водоводов этой трассы к городской водопроводной сети и обозначая длину трассы через L , получаем

$$\left. \begin{aligned} C_{B_1} &= \bar{C}_{B1}x, \\ C_{B_2} &= \bar{C}_{B2}(L - x). \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Переменную от x часть величины строительных затрат на возведение сопряженных объектов ввиду отсутствия конкретных данных по условиям их возведения обозначим пока в общем виде как

$$C_i = f_{ci}(x). \tag{5}$$

Характер этой функции для каждого сопряженного элемента зависит от многих факторов. Однако в каждом отдельном случае он будет вполне определенным. В частности, функция $C_i = f_{ci}(x)$ для строительных затрат по линиям связи и телемеханики может быть представлена в виде выражений (4) со своими коэффициентами. так как длина

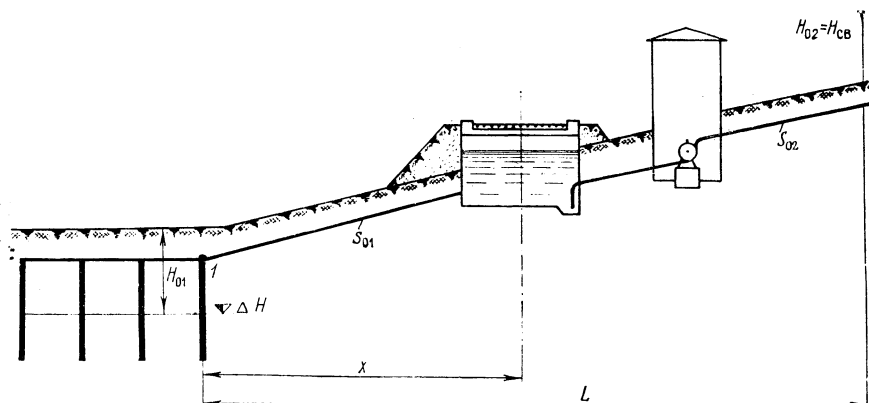


Рис. 1. Расчетная схема водозабора.

этих линий обычно изменяется в зависимости от x аналогично изменению длины водоводов станций первого и второго подъема. Что же касается функции $C_i = f_{ci}(x)$ для линий энергоснабжения, зон санитарной охраны, дорог и подъездов, то она целиком зависит от того, насколько выбранная трасса перекачки воды согласуется с существующей в данном районе сетью этих линий и дорог, а также от того, насколько разнообразны здесь топографические, геологические и другие условия. Функция эта может быть выражена по-разному. В самом общем виде она представляет собой некоторую ступенчатую кривую, которую всегда можно выразить если не в аналитической, то в графической форме.

Напоры станций первого и второго подъемов H_1 и H_2 для произвольного расположения сборного резервуара x на трассе перекачки воды будут равны:

$$\left. \begin{aligned} H_1 &= H_{01} + \Delta h_1 + f_{\Delta}(x) + h_{w_1}(x) = H_{01} + \Delta h_1 + f_{\Delta}(x) + \\ &\quad + s_{01}\gamma_1 \left(\frac{W}{N} \right)^2 x; \\ H_2 &= H_{02} + \Delta h_2 + [f_{\Delta}(L) - f_{\Delta}(x)] + h_{w_2}h_2(L - x) = H_{02} + \\ &\quad + \Delta h_2 + [f_{\Delta}(L) - f_{\Delta}(x)] + s_{02}\gamma_2 \left(\frac{W}{N} \right)^2 (L - x), \end{aligned} \right\} \tag{6}$$

где H_{01} — средневзвешенная по величинам подач отдельных скважин водозабора геометрическая высота подъема воды насосными станциями первого подъема, определяемая как расстояние по вертикали от средневзвешенного динамического горизонта воды в скважинах водозабора до отметки дневной поверхности земли у последней скважины водозабора; H_{02} — величина свободного напора в точке подключения водоводов насосной станции второго подъема к городской водопроводной сети; $\Delta h_1, \Delta h_2$ — потери напора в коммуникациях насосных станций (для насосных станций первого подъема) водозаборов подземных вод (величина Δh_1 определяется как сумма средневзвешенной величины потерь напора в водоподъемных трубах скважин и соответствующих потерь на участках сборного водовода вплоть до точки подключения к нему последней скважины); $f_{\Delta}(x), [f_{\Delta}(L) - f_{\Delta}(x)]$ — геометрические высоты подъема воды, преодолеваемые соответственно насосными станциями первого и второго подъемов на пути подачи воды по своим водоводам; $s_{01}\gamma_1 \left(\frac{W}{N}\right)^2 x$ и $s_{02}\gamma_2 \left(\frac{W}{N}\right)^2 (L - x)$ — потери напора соответственно в водоводах станций первого и второго подъема; s_{01}, s_{02} — удельные сопротивления водоводов станций первого и второго подъема; γ_1, γ_2 — коэффициенты, учитывающие отклонение действительной средневзвешенной величины потерь напора в этих водоводах, вызванных неравномерностью их работы, от средних значений потерь, найденных для случая равномерной подачи воды; $N = 31,6 \cdot 10^6$ — число секунд в году.

Значения коэффициентов s_{01}, s_{02}, γ_1 и γ_2 определяются специальным расчетом. В частности, если сборный водовод состоит из нескольких параллельных ниток с удельным сопротивлением s_{0i} каждая, то общее удельное сопротивление водовода определяется по формуле

$$s_0 = \frac{1}{\left(\sum_{i=0}^{i=n} \frac{1}{\sqrt{s_{0i}}}\right)^2}, \quad (7)$$

где n — число ниток водовода.

Если водовод состоит из n одинаковых ниток, то его суммарное удельное сопротивление можно найти по формуле

$$s_0 = \frac{s_{0i}}{n^2}. \quad (8)$$

Значения коэффициентов γ_1 и γ_2 определяются по формуле

$$\gamma = \frac{N^2 \sum Q_i^3 \Delta t_i}{W^3}, \quad (9)$$

где $Q_i, \Delta t_i$ — характерные величины подачи воды и соответствующие им продолжительности подач.

Что касается расходов по содержанию эксплуатационного персонала, то они, как правило, от величины x не зависят и поэтому в расчетах могут не учитываться. Объясняется это тем, что число обслуживаемых на водозаборе точек или объектов в зависимости от места расположения резервуара не изменяется, как и общая длина водопроводных

линий. Изменяется лишь расстояние между станциями первого и второго подъема, что оказывает влияние на время доставки на эти объекты части эксплуатационного персонала для ремонтных и прочих работ. Однако в пределах существующих расстояний между станциями первого и второго подъема это не может оказать заметного влияния на величину A . В тех случаях, когда величина A заметно зависит от x , исключение ее из расчета является недопустимым.

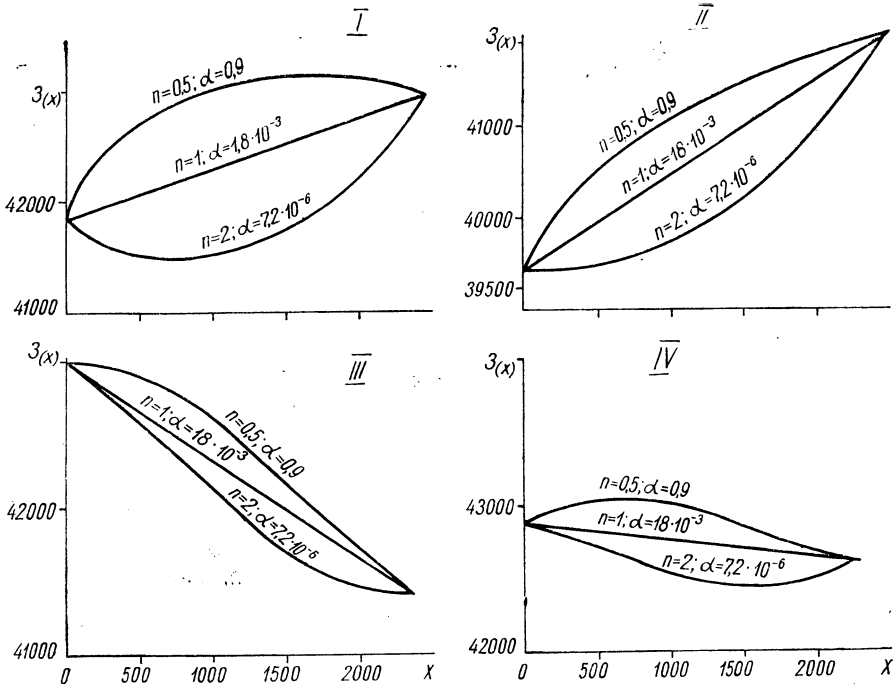


Рис. 2. Зависимости $Z(x)$ для расчетных случаев.

Следует заметить, что величины $H_{01}, H_{02}, \Delta h_1, \Delta h_2$, входящие в выражения (6), не являются функциями расположения сборных резервуаров на трассе перекачки воды x , поэтому эти величины в дальнейшем в расчет можно не включать.

С учетом сказанного зависящие от x суммарные затраты по водозабору могут быть представлены в виде

$$Z(x) = (\epsilon_v + p_v)[c_{v1}x + c_{v2}(L - x)] + \sum(\epsilon_i + p_i)f_{ci}(x) + 0,00272W_u \times$$

$$\times \left[\frac{f_{\Delta}(x) + s_{01}\gamma_1 \left(\frac{W}{N}\right)^2 x}{\eta_1} + \frac{f_{\Delta}(L) - f_{\Delta}(x) + s_{02}\gamma_2 \left(\frac{W}{N}\right)^2 (L - x)}{\eta_2} \right]. \quad (10)$$

Изменяя величину x в пределах $0 \leq x \leq L$, можем построить функцию $Z(x)$, затем найти ее минимум и решить поставленную задачу. Причем в качестве координат зависимости $f_{\Delta}(x)$ принимаются соответствующие

метки дневной поверхности земли, взятые из профиля трассы перекачки воды.

Как видно из выражения (10), минимум функции $Z(x)$ зависит от многих факторов. Во-первых, он определяется значениями величины $c_{в1}$ и $c_{в2}$. Разность этих величин в известной степени определяет характер кривой $Z(x)$ и, в частности, общий угол ее наклона относительно оси x . Во-вторых, на положение минимума функции $Z(x)$ существенное влияние оказывает характер профиля трассы перекачки воды, т. е. вид зависимости $f_{\Delta}(x)$. Оказывают свое влияние и величины к. п. д. насосных станций η_1 и η_2 . Это видно из рис. 2, где представлены кривые $Z(x)$ для четырех характерных случаев. Первый из них соответствует, например, величинам $c_{в1} = 36$ руб/м, $c_{в2} = 48$ руб/м, $\eta_1 = 0,5$, $\eta_2 = 0,65$; второй $c_{в1} = 34$ руб/м, $c_{в2} = 42$ руб/м, $\eta_1 = 0,5$, $\eta_2 = 0,65$; третий $c_{в1} = 36$ руб/м, $c_{в2} = 48$ руб/м, $\eta_1 = 0,55$; $\eta_2 = 0,6$; четвертый $c_{в1} = 34$ руб/м, $c_{в2} = 42$ руб/м, $\eta_1 = 0,55$, $\eta_2 = 0,60$. Общая длина трассы водоводов для всех случаев принята $L = 2500$ м, а годовая производительность водозабора $W = 7,0$ млн. м³. Для каждого из рассматриваемых случаев приняты одни и те же три характерные очертания профиля дневной поверхности по трассе переброски воды, которые представлены в виде некоторой обобщенной кривой вида

$$f_{\Delta}(x) = \alpha x + \beta x^m \tag{11}$$

с различными значениями коэффициентов α и β и показатели степени m . В частности, первая кривая $f_{\Delta}(x)$ характеризуется коэффициентами $\alpha = 0$, $\beta = 72 \cdot 10^{-6}$ и показателем степени $m_1 = 2,0$, вторая — $\alpha = 0$, $\beta = 18 \cdot 10^{-3}$ и $m_2 = 1$ и третья — $\alpha = 0$, $\beta = 9 \cdot 10^{-1}$ и $m_3 = 0,5$.

На координату минимума функции $Z(x)$ известным образом оказывают влияние и некоторые другие величины, такие, как ϵ , p , γ_1 , γ_2 , u и т. п.

Определим условия достижения функцией $Z(x)$ своих экстремальных значений. Для этого возьмем производную от нее по x и приравняем результат нулю. Тогда

$$\frac{\partial Z(x)}{\partial x} = (\epsilon_{в} + p_{в})(c_{в1} - c_{в2}) + \sum(\epsilon_i + p_i) f'_{c_i}(x) + 0,00272 W_u \times$$

$$\times \left[\frac{f_{\Delta}(x) + s_{01} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_1}{\eta_1} - \frac{f'_{\Delta}(x) + s_{02} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_2}{\eta_2} \right] = 0. \tag{12}$$

Известно, что минимальное значение функции $Z(x)$ при удовлетворении кривой $f_{\Delta}(x)$ условию (11) и уравнению (12) будет иметь место только в том случае, если вторая производная этой функции по x на рассматриваемом участке L будет положительна, т. е. если

$$\frac{\partial^2 Z(x)}{\partial x^2} = \sum(\epsilon_i + p_i)^2 f''_{c_i}(x) + 0,00272 \left[\frac{f''_{\Delta}(x)}{\eta_1} - \frac{f''_{\Delta}(x)}{\eta_2} \right] = 0. \tag{13}$$

Если же вторая производная функция $Z(x)$ отрицательна, то условие (12) будет соответствовать максимуму функции $Z(x)$. Поскольку величина $\sum(\epsilon_i + p_i) f'_{c_i}(x) \geq 0$, то при $\eta_2 > \eta_1$ знак второй производ-

ной функции $Z(x)$ определяется только знаком $f''_{\Delta}(x)$. Поэтому форма кривой $f_{\Delta}(x)$ является определяющим элементом в выборе оптимального места расположения сборных резервуаров водозаборов подземных вод на трассе их водоводов.

Из выражения (12) видно, что если $\eta_2 > \eta_1$, то минимум функции $Z(x)$ на участке $0 < x < L$ будет иметь место тогда, когда вторая производная от $f_{\Delta}(x)$ по x положительна, т. е. если $f''_{\Delta}(x) > 0$, так как только в этом случае будет положительной и вторая производная от функции $Z(x)$ по x .

Так как только для выпуклых вниз кривых вторая производная имеет положительное значение, минимум функции (10) на участке $0 < x < L$ следует искать только для выпуклых вниз профилей трассы перекачки воды $f_{\Delta}(x)$. Оптимальное расположение сборного резервуара в этом случае можно определить из выражения (12), подставив в него соответствующие значения для $\Sigma(\epsilon_i + p_i)f'_{ci}(x)$ и $f'_{\Delta}(x)$.

При принятой аналитической аппроксимации кривой $f_{\Delta}(x)$ выражением вида (11) первая производная по x от $f_{\Delta}(x)$ равна

$$f'_{\Delta}(x) = \alpha + m\beta x^{m-1}. \tag{14}$$

Тогда зависимость (12), соответствующая условию достижения минимума полных затрат по водозабору подземных вод, может быть представлена в виде

$$\begin{aligned} & (\epsilon_B + p_B)(c_{B_1} - c_{B_2}) + \Sigma(\epsilon_i + p_i)f'_{ci}(x) + 0,00272W_u \times \\ & \times \left[\alpha + m\beta x^{m-1} \left(\frac{1}{\eta_1} - \frac{1}{\eta_2} \right) + \frac{s_{01} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_1}{\eta_1} - \frac{s_{02} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_2}{\eta_2} \right] = 0, \end{aligned} \tag{15}$$

откуда

$$\begin{aligned} x_{\text{опт}}^{m-1} &= \frac{0,00272W_u \left[\alpha + \frac{s_{01}}{\eta_1} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_1 - \frac{s'_{02}}{\eta_2} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_2 \right] +}{0,00272Wm\beta \times} \dots \rightarrow \\ & \rightarrow \dots \frac{+ (\epsilon_B + p_0)(c_{B_1} - c_{B_2}) + \Sigma(\epsilon_i + p_i)f'(x)}{\times \left(\frac{1}{\eta_1} - \frac{1}{\eta_2} \right)} \end{aligned} \tag{16}$$

или

$$\begin{aligned} x_{\text{опт}} &= \frac{\sqrt[m-1]{0,00272W_u \left[\alpha + \frac{s_{01}}{\eta_1} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_1 - \frac{s'_{02}}{\eta_2} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_2 \right] +}{0,00272Wm\beta \times} \dots \rightarrow \\ & \rightarrow \dots \frac{+ (\epsilon_B + p_0)(c_{B_1} - c_{B_2}) + \Sigma(\epsilon_i + p_i)f'(x)}{\times \left(\frac{1}{\eta_1} - \frac{1}{\eta_2} \right)}. \end{aligned} \tag{17}$$

Когда зависимость $f_{\Delta}(x)$ линейна ($\alpha \geq 0$, $\beta \leq 0$ и $m = 1$), минимум функции $Z(x)$ может иметь место только на концах отрезка L , т. е. при $x=0$ или $x=L$ в зависимости от соотношения значений величин $c_{в1}$, $c_{в2}$, η_1 , η_2 , ζ , $\Sigma(\epsilon_i + p_i)f'(x)$ и др. Поэтому для определения места рационального расположения резервуара водозабора в этом случае достаточно найти величины $Z(x)$ при $x=0$ и $x=L$, сопоставить их между собой и принять меньшее значение.

Аналогично поступают, когда зависимость $f_{\Delta}(x)$ имеет выпуклость вверх ($\alpha \geq 0$, $\beta \leq 0$ и $m \neq 1$), так как на отрезке $0 < x < L$ функция $Z(x)$ получает максимальное значение.

Таким образом, мы установили основные закономерности расположения минимума функции $Z(x)$ водозаборов подземных вод, а также соответствующего ему места рационального расположения сборных резервуаров воды, которые могут быть использованы при проектировании водозаборов подземных вод.

Когда зависимости $f_{c_i}(x)$ и $f_{\Delta}(x)$ не могут быть представлены в виде монотонных аналитических функций вследствие беспорядочного изменения отметок дневной поверхности земли по трассе водоводов и других условий в районе водозабора, минимум функции $Z(x)$ определяется с помощью выражения (10). При этом проверяются лишь те точки профиля водоводов, которые имеют минимальные отметки дневной поверхности земли или минимальные затраты по сопряженным объектам. Для всех остальных отметок трассы значения функции $Z(x)$ будут всегда большими.

Изложенное поясним на примере. Пусть необходимо определить рациональное место расположения сборного резерва для водозабора производительностью $W = 7,0$ млн. m^3 воды в год при общей дальности перекачки $L = 2500$ м. Водоводы станций первого и второго подъема уложены в две нитки каждый диаметром соответственно $d_1 = 400$ и $d_2 = 500$ мм. Удельные гидравлические сопротивления каждой из этих ниток равны $s_{01} = 0,2062$ и $s_{02} = 0,06222$, а строительная стоимость единицы их длины составляет $c_{в1} = 2 \cdot 17 = 34$ и $c_{в2} = 2 \cdot 21 = 42$ руб./пог. м (для двух ниток).

К. п. д. насосного оборудования станций первого и второго подъемов $\eta_1 = 0,55$, $\eta_2 = 0,60$, $H_{01} = 12$ м, $H_{02} = 20$ м, $\Delta h_1 = 4,5$ м, $\Delta h_2 = 1,5$ м, $\gamma_1 = 1,065$, $\gamma_2 = 2,14$.

Функция профиля трассы водоводов монотонна и представляет собой кривую, выпуклую вниз. Она характеризуется зависимостью вида

$$f_{\Delta}(x) = 72 \cdot 10^{-6} x^2.$$

Общий подъем дневной поверхности земли по трассе водоводов составляет

$$\Delta H = f_{\Delta}(L) - f_{\Delta}(0) = 38 \text{ м.}$$

Затраты по сопряженным объектам от положения сборных резервуаров практически не зависят.

Подача воды станциями первого и второго подъемов осуществляется по двум одинаковым ниткам водоводов. Отсюда их расчетное удельное сопротивление с учетом параллельной работы ниток будет равно

$$\bar{s}_{01} = \frac{s_{01}}{2^2} = \frac{0,2062}{4} = 0,0513, \quad \bar{s}_{02} = \frac{s_{02}}{2^2} = \frac{0,06222}{4} = 0,0131.$$

Оптимальное расположение сборного водовода, согласно (17), при $\varepsilon=0,15$, $p_0=0,023$ и $\zeta=0,02$ руб./квт·ч:

$$x_{\text{опт}} = \frac{0,00272 \cdot 10^6 \cdot 0,02 \left[\frac{0,0513}{0,55} \left(\frac{7,0 \cdot 10^6}{51,6 \cdot 10^6} \right)^2 1,065 \frac{0,0131}{0,60} \times \right.}{0,00272 \cdot 7,0 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 7,2 \cdot 10^6 \times} \dots \rightarrow$$

$$\rightarrow \dots \frac{\times \left(\frac{7,0 \cdot 10^6}{31,6 \cdot 10^6} \right)^2 2,14 \left. \right] + (0,15 + 0,023)(42 - 34)}{\times \left(\frac{1}{0,55} - \frac{1}{0,60} \right)} = 435 \text{ м.}$$

Если бы функция профиля водоводов была линейной и представлялась выражением вида $f_{\Delta}(x) = 18 \cdot 10^{-3}x$, то при тех же условиях минимум функции был бы на одном из концов отрезка L . Для уточнения места расположения этого минимума определим значение функции $Z(x)$ при $x=0$ и $x=L$:

$$Z(0) = (0,15 + 0,023)(0 + 42 \cdot 2500) + 0,00272 \cdot 7 \cdot 10^6 \cdot 0,02 \frac{12 + 0 + 4,5}{0,55} +$$

$$+ \frac{20 + 18 \cdot 10^{-3} \cdot 2500}{0,60} + \frac{1,5 + 0,0131 \cdot 2500 \left(\frac{7 \cdot 10^6}{31,6 \cdot 10^6} \right)^2 \cdot 2,14}{0,60} =$$

$$= 58\,750 \text{ руб.},$$

$$Z(L) = (0,15 + 0,023)(34 \cdot 2500 + 0) + 0,00272 \cdot 7 \cdot 10^6 \cdot 0,02 \times$$

$$\times \left[\frac{12 + 18 \cdot 10^{-3} \cdot 2500}{0,55} + \frac{4,5 + 0,0513 \left(\frac{7 \cdot 10^6}{31,6 \cdot 10^6} \right)^2 \cdot 0,065 \cdot 2500}{0,55} + \right.$$

$$\left. + \frac{20 + 1,5}{0,65} \right] = 75\,400 \text{ руб.}$$

Поскольку $Z(L) > Z(0)$, то рациональным местом расположения сборного резервуара водозабора будет начало трассы водоводов. Аналогично можно установить и место расположения сборных резервуаров для любой выпуклой вверх кривой $f_{\Delta}(x)$.

Отметим, что рассмотренный способ определения наивыгоднейшего места расположения сборных резервуаров водозаборов подземных вод основан на допущении, что с изменением напоров на станциях первого и второго подъемов к. п. д. их насосного оборудования остается неизменным. Это допущение можно считать справедливым, если предположить, что с изменением x на насосных станциях каждый раз подбирается новое насосное оборудование, максимально удовлетворяющее требованиям обеспечения высокоэффективной его работы. При этом допускается обточка колес на станциях второго подъема и изменение числа рабочих колес в насосных агрегатах артезианских скважин.

Так как не всегда можно добиться постоянства к. п. д. при расчете по выбору оптимального расположения резервуаров водозабора ~~всегда~~ приходится учитывать и связь к. п. д. насосного оборудования с развиваемым им напором и подачей воды. В этом случае в выражение (10) подставляются переменные значения η_1 и η_2 , зависящие от развиваемого насосами станций первого и второго подъемов напора, т. е. от значения x при заданных остальных величинах этого выражения.

Оптимальное значение x для вогнутой вниз кривой $f_{\Delta}(x)$ определяется из выражения

$$\frac{\partial Z(x)}{\partial x} = (\varepsilon_B + p_B)(c_{B_1} - c_{B_2}) + \sum(\varepsilon_i - p_i)f'_{c_i}(x) + 0,00272W_u \times$$

$$\times \left(\frac{\eta_1 \frac{\partial H_1}{\partial x} - H_1 \frac{\partial \eta_1}{\partial H_1} \cdot \frac{\partial H_1}{\partial x}}{\eta_1^2} + \frac{\eta_2 \frac{\partial H_2}{\partial x} - H_2 \frac{\partial \eta_2}{\partial H_2} \cdot \frac{\partial H_2}{\partial x}}{\eta_2^2} \right) = 0,$$

полученного путем дифференцирования зависимости (10) по x с учетом того, что к. п. д. насосных станций зависит от их напора H и x .

В. У. Яблонский

УРАВНЕНИЕ ВЗВЕШЕННОГО РАСХОДА НАНОСОВ ПО ВЕРТИКАЛИ ДЛЯ ОТКРЫТЫХ ПОТОКОВ С НЕРАВНОМЕРНЫМ ДВИЖЕНИЕМ ПРИ ПЕРЕКРЫТИИ РЕК ПИОНЕРНЫМ СПОСОБОМ

Исходя из диффузионной теории мутности, можно получить выражение для величины твердого взвешенного расхода наносов по вертикали [3, 6]:

$$P_s = \int_0^H S_y v_y dy, \quad (1)$$

где H — глубина, v_y — скорость в точке на вертикали;

$$S_y = S_H e^{\frac{-\gamma \omega y}{gA}}, \quad (2)$$

S_y — среднеобъемная мутность в точке на высоте y ото дна; S_H — донная мутность; ω — гидравлическая крупность; A — коэффициент турбулентного обмена.

Для решения уравнения (1) необходимо выявить закон распределения скоростей и коэффициент турбулентного обмена по вертикали при неравномерном движении потока. Ограничимся изучением кинематики потока с установившимся движением на подходах к прорану и в проране при перекрытиях прямоугольных русел симметрично выдвигаемыми банкетам. Предполагаем, что деформации потока по вертикали происходят в одной вертикальной плоскости.

Для отыскания закономерности изменения эпюры скоростей проведены исследования в гидравлическом лотке. Лоток с жестким дном из цементной штукатурки имел длину 12 м, ширину 3 м и высоту 0,76 м. Опыты проведены при расходе 50 л/сек и глубине воды в нижнем бьефе 20 см. В лотке симметрично отсыпались банкеты из щебня крупностью 8—10 мм, а затем замерялись скорости. Гидравлический режим изучен при трех степенях стеснения русла $\theta_B = 0,45, 0,60, 0,75$, что соответствовало ширине прорана по верху 200, 150 и 100 см. Скорости замерялись водяными флюгерами по шести створам (выявление закономерности изменения эпюры скоростей для нижнего бьефа выходит за пределы настоящей работы).

Если пренебречь влиянием вязкости, то распределение скоростей по вертикали для неравномерного установившегося потока будет зависеть от высоты точки над дном y , глубины потока H , шероховатости русла Δ , действующего ускорения силы тяжести gJ , степени стеснения русла по ширине θ_B , ширины реки B_p , длины выдвинутых банкетов B_0

я плановых координат вертикали x и z (x — расстояние по ширине от вертикали до продольной оси потока, z — расстояние по длине от вертикали до оси банкета).

На основании π -теоремы после несложных математических вычислений, получим

$$F\left(\frac{v_y}{v_*}\right), \frac{y}{\Delta}, \theta_B, \frac{x}{B_p/2}, \frac{z}{B_6} = 0, \quad (3)$$

где v_* — динамическая скорость.

В целях отыскания связи между этими пятью критериями для каждой вертикали подбирались аналитическое выражение, связывающее первых два безразмерных критерия $\left(\frac{v_y}{v_*} \text{ и } \frac{y}{\Delta}\right)$, определялись эмпирические коэффициенты уравнений и далее, графическим способом, устанавливалась связь найденных коэффициентов со следующими тремя критериями.

При вычислении динамической скорости уклон подсчитывался из формулы Шези, шероховатость русла по рекомендациям В. Н. Гончарова [2]. Всего обработано около 700 эпюр, построено и проанализировано 67 графиков вида

$$\frac{v_y}{v_*} = f\left(\frac{y}{\Delta}\right).$$

Установлено, что опытные кривые более удовлетворяют логарифмической функции вида

$$v_y = v_* \left(a \lg \frac{y}{\Delta} + b \right). \quad (4)$$

Эмпирические коэффициенты a и b изменяются в зависимости от степени стеснения русла по ширине (θ_B) и относительных координат вертикали $\frac{x}{B_p/2}$ и $\frac{z}{B_6}$. Для определения этих коэффициентов построены графики (рис. 1, a , b). В пределах деформируемого участка по мере подхода потока к прорану коэффициент a изменяется от 1,9 до 9,8; коэффициент b — от 0 до 13,0. В проране при стеснениях русла от 0,45 до 0,75 коэффициент a равен 1,9. Коэффициент a уменьшается от стенок русла в направлении продольной оси потока, где имеет минимальное значение, коэффициент b , наоборот, увеличивается в направлении продольной оси потока и на оси имеет максимальное значение.

Применив уравнение количества движения в проекции на продольную ось, расположенную в плоскости свободной поверхности, при логарифмическом законе распределения скоростей по вертикали для среднего значения коэффициента турбулентного обмена можно получить выражение

$$A = \frac{\gamma v H}{2,6a\sqrt{g} C}, \quad (5)$$

где C — коэффициент Шези, v — средняя скорость.

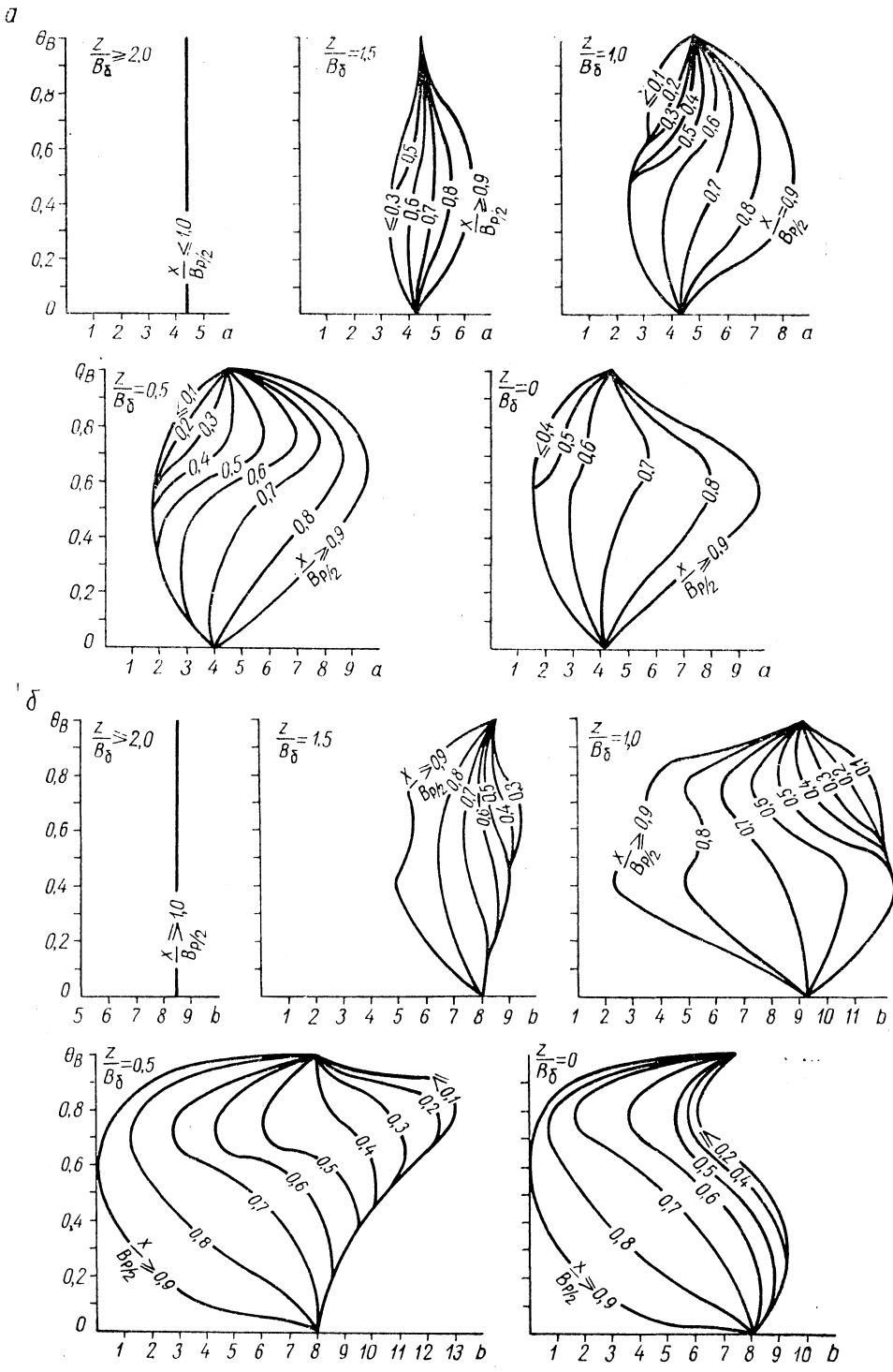


Рис. 1. Графики для определения коэффициента a и b .

Подставляя в (1) S_y из (2) и v_y из (4) (при $A = \text{const}$) и интегрируя (1) в пределах от Δ до H , получаем (во избежание неопределенности нижний предел интегрирования принят на высоте выступов шероховатости):

$$P_S = -\frac{A'}{k} e^{-kH} \ln H + \frac{A'}{k} e^{-k\Delta} \ln \Delta + \frac{A'}{k} \left[\ln \frac{H}{\Delta} - \frac{k(H-\Delta)}{1 \cdot 1} + \frac{k^2(H^2 - \Delta^2)}{2 \cdot 2!} - \dots \pm \frac{k^n(H^n - \Delta^n)}{n \cdot n!} \right] + \frac{(A' \ln \Delta - E)}{k} (e^{-kH} - e^{-k\Delta}), \quad (6)$$

где $A' = S_n v_* \cdot 0,434 a; k = \frac{\gamma \omega}{gA}$.

Пренебрегая шероховатостью русла Δ , которая несоизмерима с глубиной потока H , после элементарных преобразований уравнение (6) записываем

$$P_S = A' \left\{ -\frac{1}{k} e^{-kH} \ln H + \frac{1}{k} e^{-k\Delta} \ln \Delta + \left[\frac{1}{k} \ln \frac{H}{\Delta} - H + \frac{k \cdot H^2}{2 \cdot 2!} - \frac{k^2 \cdot H^3}{3 \cdot 3!} + \dots \pm \frac{k^{n-1} \cdot H^n}{n \cdot n!} \right] + \frac{1}{k} \left(\ln \Delta - \frac{b}{0,434a} \right) \times \right. \\ \left. \times (e^{-kH} - e^{-k\Delta}) \right\} = A' \cdot M. \quad (7)$$

Для практических расчетов желательно это уравнение упростить. Анализ уравнения выполнен применительно к равнинным водотокам, у которых глубина потока изменялась от 0,20 до 20,0 м, средний коэффициент турбулентного обмена по вертикали — от 0,11 до 4,2 $\kappa\Gamma \cdot \text{сек}/\text{м}^2$ и крупность переносимых взвешенных наносов — от 0,03 до 0,5 мм [3, 4, 7].

В уравнении (7) параметр k может характеризовать транспортирующую способность потока, так как в выражение для k входят гидравлическая крупность и коэффициент турбулентного обмена.

Подставив в формулу для k значение A из (5) и приняв по Маннингу $C = \frac{1}{n} H^{1/6}$, а по Чангу $n = f d^{1/6}$ [2] (d — диаметр частиц в мм, $f = 0,03$ — для движущихся наносов), получаем другое выражение для k

$$k = \frac{27,8 \omega a H^{1/6}}{d^{1/6} v H}. \quad (8)$$

При шероховатости русла $\Delta = 0,00035$ м ($d = 0,5$ мм) параметр k , вычисленный по (8) при $a = 1,9$, получает определенные значения (табл. 1).

В случае, если русло сложено из более мелких фракций, параметр k уменьшается.

Член уравнения (7) в квадратных скобках является знакочередующимся рядом. Нами произведен подсчет величины M (последовательно для пяти членов ряда) для водотоков с $\Delta = 0,00035$ м в диапазонах изменения параметра k , глубины H и скорости v , указанных в табл. 1. Для этих условий установлено, что каждый впередистоящий член ряда боль-

ше последующего, поэтому, согласно признаку Лейбница [1, 5], ряд сходится, а его сумма меньше первого члена ряда. Учитывая это, ограничимся только первым членом ряда. При этом максимально возможная ошибка в вычислениях величины M равна 6—23%.

Т а б л и ц а 1

Значения параметра k

$H, м$	0,2	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0	20,0
k при $v = 1,0$ м/сек	11,1	4,6	2,9	1,63	0,675	0,38	0,24
k при $v = 5,0$ м/сек	2,22	1,0	0,58	0,325	0,152	0,087	0,0477

Тогда уравнение для твердого взвешенного расхода наносов по вертикали принимает вид

$$P_S = A' \left\{ -\frac{1}{k} e^{-kH} \ln H + \frac{1}{k} e^{-k\Delta} \ln \Delta + \left[\frac{1}{k} \ln \frac{H}{\Delta} - H \right] + \right. \\ \left. + \frac{1}{k} \left(\ln \Delta - \frac{b}{0,434a} \right) (e^{-kH} - e^{-k\Delta}) \right\} = A'M. \quad (9)$$

Это уравнение может быть использовано для приближенного определения расхода взвешенных наносов при неравномерном движении на подходах потока к прорану.

Литература

1. Будак Б. М., Фомин С. В. Кратные интегралы и ряды. М., 1967.
2. Гончаров В. Н. Основы динамики русловых потоков. Л., 1954.
3. Караушев А. В. Проблемы динамики естественных водных потоков. Л., 1960.
4. Лисицына К. И., Боголюбова И. В. Изучение стока наносов ручьев. Тр. ГГИ, вып. III, 1964.
5. Лузин Н. Н. Интегральное исчисление. М., 1952.
6. Маккавеев В. М., Коновалов И. М. Гидравлика. Л.—М., 1940.

М. В. Кравцов, В. В. Суворов

К ВОПРОСУ СЕДИМЕНТАЦИИ ЧАСТИЦ СФЕРИЧЕСКОЙ ФОРМЫ

В настоящей работе сопоставляются опытные данные о скоростях свободного установившегося движения твердого шара в жидкости под действием эффективного веса с рассчитанными по формуле в широком диапазоне чисел Re .

Сила сопротивления движению шара в вязкой среде равна [2]:

$$F = C_b \mu d v + K \pi d \frac{\rho v^2}{2} + C_d \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{\rho v^2}{2}. \quad (1)$$

Приравнявая силу сопротивления (1) эффективному весу шара в жидкости для случая свободного установившегося движения шара, получим

$$v = - \frac{C_b \mu}{\pi(K + C_d \frac{d}{4})\rho} + \sqrt{\left[\frac{C_b \mu}{\pi(K + C_d \frac{d}{4})\rho} \right]^2 + \frac{d^2(\rho_1 - \rho)g}{3(K + C_d \frac{d}{4})\rho}}, \quad (2)$$

где v , d , ρ_1 — соответственно скорость движения, диаметр и плотность шара; C_b — коэффициент вязкого сопротивления; C_d — коэффициент динамического сопротивления, отнесенный к площади миделя шара; μ и ρ — коэффициент динамической вязкости и плотность среды; g —

ускорение силы тяжести; $K = \frac{b}{\sqrt[3]{\frac{(\rho_1 - \rho)\rho g}{\mu^2}}}$; b — постоянный коэффициент.

Многочисленные данные о силе сопротивления движению шара обобщены в большинстве случаев в виде опытного графика зависимости безразмерного коэффициента сопротивления шару от числа Рейнольдса в логарифмических координатах. Подобный график вполне можно использовать для выявления общих закономерностей, но он мало пригоден для определения постоянных в формулах (1) и (2).

В последнее время Максворти [2] были проведены специальные исследования по определению точных значений силы сопротивления и скорости движения при малых числах Рейнольдса (Re до 6). Результаты этих исследований использованы [2] для определения постоянных коэффициентов в формулах (1) и (2). При этом оказалось, что постоянные величины равны: $C_b = 2,85\pi$; $C_d = 1/3$; $b = 3,68$. С использованием указанных коэффициентов при сопоставлении получена [2] удовлетворитель-

ная степень совпадения опытных данных, обобщенных в виде графика зависимости $\psi = f(Re)$, и расчетных по формулам (1) и (2). Некоторые расхождения имелись лишь при числах $Re > 330$.

Табличных данных опытов о скоростях падения шаров в жидкости известно мало. Такие данные были опубликованы Алленом [3], М. Л. Великановым и А. П. Зегжда [1].

Алленом экспериментально исследовано движение янтарных ($Re = 23-224$) и стальных ($Re = 2470-4170$) шаров в воде. Относительно точности опытов Аллена со стальными шарами высказываются сомнения [1]. Более точны опыты Аллена, исследовавшего движение янтарных шаров в воде. В табл. 1 сопоставляются расчетные и опытные значения скоростей [1] равномерного падения янтарных шаров в воде при $t = 16^\circ C$.

Таблица 1

$d, \text{ см}$		0,1138	0,1200	0,1710	0,2320	0,2780	0,3464
$\rho, \text{ г/см}^3$		0,9990	0,9990	0,9990	0,9990	0,9990	0,9990
$\rho_1, \text{ г/см}^3$		0,0760	1,0770	1,0770	1,0770	1,0780	1,0760
$\mu, \text{ пуаз}$		0,0111	0,0111	0,0111	0,0111	0,0111	0,0111
$v, \frac{\text{см}}{\text{сек}}$	опыт	2,04	2,20	3,27	4,36	5,24	6,55
	расчет	2,04	2,19	3,20	4,30	5,07	6,25

Сопоставление расчетных (по формуле (2)) и опытных значений скоростей ($Re = 0,05-418$) падения шаров из смеси парафина с канифолью и марблитовых в маслах «Велосит Л» (табл. 2) и «Paraffinum—liquidum» (табл. 3), полученных М. А. Великановым и А. П. Зегжда, дает хорошую степень совпадения.

Таблица 2

$d, \text{ см}$	$\rho, \text{ г/см}^3$	$\rho_1, \text{ г/см}^3$	$\mu, \text{ пуаз}$	$v, \text{ см/сек}$	
				опыт	расчет
0,9420	0,876	1,040	0,1660	12,20	11,92
0,7030	0,876	2,565	0,0956	50,00	47,50
0,6720	0,876	1,040	0,1655	8,621	8,32
0,6010	0,876	2,565	0,0956	41,67	41,32
0,6010	0,876	2,565	0,0820	45,46	42,82
0,5800	0,876	1,040	0,1430	7,81	7,49
0,5000	0,876	2,565	0,0820	38,46	37,52
0,4200	0,876	1,040	0,1703	4,50	4,44
0,4000	0,876	2,565	0,0956	27,78	28,60
0,4000	0,876	2,565	0,0820	29,41	29,97
0,3020	0,876	1,040	0,1735	3,012	3,0
0,3000	0,876	2,565	0,0820	21,74	22,76
0,2200	0,876	1,040	0,1617	1,996	1,965
0,1420	0,876	1,040	0,0820	1,613	1,610
0,1148	0,876	1,040	0,1796	0,621	0,615

Дополнением к указанным могут быть опытные данные, полученные нами при исследовании скорости падения шаров из органического стекла в воде ($Re=328-7000$), стекла ($Re=0,00033-2670$) и металла ($Re=0,056-7000$) в воде и глицерине.

Таблица 3

$d, \text{ см}$	$\rho, \text{ г/см}^3$	$\rho_1, \text{ г/см}^3$	$\mu, \text{ пуаз}$	$v, \text{ см/сек}$	
				опыт	расчет
1,230	0,874	1,043	0,960	8,043	7,680
1,192	0,874	1,043	0,960	7,565	7,460
0,998	0,874	1,043	0,960	5,819	5,860
0,988	0,874	1,043	0,960	5,819	5,820
0,944	0,874	1,043	0,960	5,404	5,440
0,930	0,874	1,043	0,960	5,327	5,330
0,836	0,874	1,043	0,960	4,557	4,560
0,850	0,874	1,043	0,960	4,728	4,700
0,722	0,874	1,040	1,083	3,511	3,400
0,630	0,874	1,040	1,075	2,660	2,600
0,580	0,874	1,040	1,167	2,201	2,210
0,492	0,874	1,040	1,120	1,658	1,715
0,446	0,874	1,040	1,075	1,443	1,500
0,364	0,874	1,040	1,051	1,047	1,059
0,298	0,874	1,040	1,244	0,625	0,640
0,250	0,874	1,040	1,170	0,478	0,468
0,217	0,874	1,040	1,430	0,293	0,300
0,172	0,874	1,040	1,063	0,248	0,250

Скорость падения шаров из металла и органического стекла в воде (табл. 4) изучалась в стеклянной трубе диаметром 20 см и высотой 350 см с помощью кино съемки камерой «Киев 16С-2» со скоростью съемки 64 кадра в секунду. Внутри сосуда помещалась масштабная линейка. Скорость падения шара определялась по времени прохождения шаром заданного участка. Время падения определялось по числу кадров. Скорость установившегося падения шара принималась равной скорости падения в конце участка высотой 350 см. Расчетные и опытные значения скоростей равномерного падения шаров из металла и органического стекла в воде приведены в табл. 4.

Таблица 4

$d, \text{ см}$	$\rho, \text{ г/см}^3$	$\rho_1, \text{ г/см}^3$	$\mu, \text{ пуаз}$	$v, \text{ см/сек}$	
				опыт	расчет
Шары из металла ($t=15^\circ\text{C}$)					
0,3000	0,9991	7,800	0,0114	76,7	74,80
0,4000	0,9991	7,800	0,0114	91,2	90,00
0,4765	0,9991	7,800	0,0114	102	100,35
0,4990	0,9991	7,800	0,0114	105	103,37
0,5035	0,9991	7,800	0,0114	106	104,17
0,5555	0,9991	7,800	0,0114	111,0	110,20
0,6740	0,9991	7,800	0,0114	119,0	124,40
Шары из органического стекла ($t=20^\circ\text{C}$)					
0,3244	0,9986	1,187	0,01056	10,65	10,63
0,5511	0,9986	1,187	0,01056	15,95	15,85
1,0070	0,9986	1,187	0,01056	22,85	23,67
1,1410	0,9986	1,187	0,01056	24,62	25,62
1,6190	0,9986	1,187	9,01056	31,30	31,55
2,0210	0,9986	1,187	0,01056	34 90	35,87

Скорость падения шаров из стекла в воде изучалась в стеклянной трубе диаметром 5,5 см и высотой 225 см. Скорость падения шаров определялась по времени прохождения участка высотой 225 см. Время падения измерялось электрическим секундомером с точностью до 0,01 сек. Скорость установившегося падения шара принималась равной средней скорости на участке в 225 см. В табл. 5 сопоставляются расчетные (по формуле (2)) и опытные значения скоростей равномерного падения шаров из стекла в воде (при $t=20^{\circ}\text{C}$).

Таблица 5

$d, \text{ см}$	$\rho, \text{ г/см}^3$	$\rho_1, \text{ г/см}^3$	$\mu, \text{ пуаз}$	$v, \text{ см/сек}$	
				опыт	расчет
0,0390	0,9982	2,96	0,01005	5,95	6,027
0,0400	0,9982	2,96	0,01005	6,23	6,270
0,0410	0,9982	2,96	0,01005	6,62	6,487
0,0720	0,9982	2,93	0,01005	11,38	11,52
0,0740	0,9982	2,93	0,01005	11,90	11,83
0,0800	0,9982	2,93	0,01005	12,80	12,72
0,0900	0,9982	2,93	0,01005	14,87	14,21
0,2060	0,9982	2,99	0,01005	28,15	28,98
0,2100	0,9982	2,99	0,01005	28,30	29,48
0,2270	0,9982	2,99	0,01005	31,60	31,26
0,2790	0,9982	2,96	0,01005	34,73	36,01
0,2980	0,9982	2,96	0,01005	35,75	37,78
0,5060	0,9982	2,99	0,01005	53,58	54,16
0,5450	0,9982	2,99	0,01005	55,90	56,78

Таблица 6

$d, \text{ см}$	$\rho, \text{ г/см}^3$	$\rho_1, \text{ г/см}^3$	$\mu, \text{ пуаз}$	$v, \text{ см/сек}$	
				опыт	расчет
Шары из металла					
0,3000	1,25828	7,80	14,99	2,20	2,17
0,4000	1,25828	7,80	14,99	3,74	3,77
0,4750	1,25828	7,80	14,99	5,30	5,19
0,5035	1,25828	7,80	14,99	5,77	5,78
0,5560	1,25828	7,80	14,99	7,10	6,92
0,6740	1,25828	7,80	14,99	9,84	9,74
Шары из стекла					
0,0898	1,25828	2,93	14,99	0,0525	0,0510
0,0900	1,25828	2,93	14,99	0,0491	0,0520
0,2135	1,25828	2,99	14,99	0,2999	0,2999
0,2273	1,25828	2,99	14,99	0,3460	0,3455
0,3057	1,25828	2,96	14,99	0,6025	0,6000
0,3353	1,25828	2,96	14,99	0,7050	0,7286
0,5220	1,25828	2,99	14,99	1,6430	1,7040

Скорость падения шаров из стекла и металла в глицерине изучалась в сосуде диаметром 5,5 см и высотой 45 см. Скорость падения шаров определялась по времени прохождения участка высотой 40 см. Скорость установившегося падения шара принималась равной средней скорости на участке в 40 см. В табл. 6 сопоставляются расчетные (по формуле (2)) и опытные значения скоростей равномерного падения шаров из металла и стекла в глицерине (при $t=20^{\circ}\text{C}$).

В качестве вязких сред были использованы дистиллированная вода и глицерин марки ЧДА (ГОСТ 6259—52) с содержанием основного вещества 99,89%.

При изучении падения шаров при малых числах Re осуществлялось тщательное термостатирование. Колебание температуры при этом не превышало $\pm 0,2^\circ\text{C}$. Ошибка при определении вязкости жидкостей в этом случае не могла превысить 1,5%.

Диаметр шаров измерялся микрометром и проверялся взвешиванием на аналитических весах. При этом максимальная среднеарифметическая ошибка при измерении диаметра самого малого шара ($d = 0,0898$ см) при многократном измерении не могла превысить 1,0%. Ошибка при измерении минимального времени падения шара ($d = 0,674$ см) в сосуде высотой 40 см с точностью до 0,01 сек не могла превысить 1,0%.

Сопоставление расчетных значений по формуле (2) и обширных ($Re = 0,00033—7000$) опытных данных (табл. 1—6) показало удовлетворительную степень совпадения. В общем отклонения расчетных значений от опытных составляют не более 5%, что не превышает точности расчетов и измерений в опытах. Таким образом, можно с достаточным основанием рекомендовать формулы (1) и (2) для расчета силы сопротивления и скорости движения твердого шара при числах $Re \leq 7000$.

Литература

1. М. А. Великанов, А. П. Зегжда. Равномерное движение шара в жидкости. «Изв. Научно-мелиорационного института», вып. 19, 1929.
2. М. В. Кравцов. Сопротивление свободному установившемуся движению сферы в вязкой среде. «Инж.-физ. журн.», т. XV, 1968, № 3.
3. H. S. Allen. The motion of a Sphere in a Viscous Fluid. *Philosophical Magazine*, 1900, № 1.

А. Н. Альферович, Л. М. Филиппов

ПАВОДКОВЫЙ ВОДОСБРОС СОЛИГОРСКОГО ГИДРОУЗЛА НА р. СЛУЧЬ

Водосбросное сооружение для пропуска паводковых расходов Солигорского водохранилища на реке Случь* построено по проекту, выполненному НИИ водных проблем Минводхоза СССР. Пропускная способность водосброса при нормальных условиях эксплуатации $370 \text{ м}^3/\text{сек}$, при чрезвычайных — $465 \text{ м}^3/\text{сек}$; расчетный напор 7 м.

Главная особенность конструкции сооружения (рис. 1) состоит в использовании в ней эффекта самогашения энергии соединяющихся потоков, для чего на водобое 1 к основному потоку присоединяется часть сбросного расхода, подводимого по устроеным в устоях 2 и оборудованным затворами 3 водоводам 4. При этом водоводы образованы в процессе возведения устоев благодаря соответствующей раскладке сборных пустотелых замоноличиваемых железобетонных блоков и плит перекрытий и имеют в стенках, обращенных в сторону водобоя, проемы 5, через которые осуществляются водовыпуски поперек основному сбросному потоку.

Водосброс имеет три основных пролета по 5 м и является двухъярусным. Для возможности использования винтовых подъемников затворов, грузоподъемность которых обычно не превышает 20 т, каждое основное водопропускное отверстие высотой 6 м разделено посредством промежуточного бычка толщиной 1 м и перекрытия высотой 0,5 м на три отверстия — одно поверхностное и два глубинных, перекрываемые плоскими колесными затворами. Включение в работу боковых водовыпусков осуществляется частичным или полным открытием плоских глубинных затворов 3, имеющих высоту 3,5 м и перекрывающих одновременно оба яруса водоводов (высота одного яруса 1,5 м). Ширина водоводов 2 м. Для устройства ремонтного заграждения в основных пролетах и водоводах на сооружении имеется передвижной винтовой подъемник и магазин для хранения шандор. Все подъемники снабжены электроприводом. Удельные расходы на водобое 20 $\text{м}^2/\text{сек}$ и более.

Основанием водосброса служат пылеватые пески со свойствами пльвунов. Сооружение разделено температурно-осадочными швами (с уплотнениями) на три сборно-монолитные секции (две крайние и одну среднюю) и монолитную водосливно-водобойную часть, выполненную в виде сплошной железобетонной плиты. В каждой крайней секции объединены один из основных водопропускных пролетов, устоя с водоводами и полубычок. Средняя секция содержит водопропускной пролет и два полубычка. Нижняя часть секции представляет собой систему загруженных грунтом отсеков горизонтальных труб прямоугольного по-

* Водоохранилище принято в эксплуатацию в сентябре 1967 г.

перечного сечения, образованных монолитной фундаментной плитой толщиной 0,5 м, сборно-монолитными стенками толщиной 1 м и перекрытиями толщиной 0,5 м. Бычки и полубычки являются продолжением этих стенок вверх секций.

Несмотря на двухъярусность водосброса и наличие водоводов в устоях, применение сборно-монолитной конструкции для основных сек-

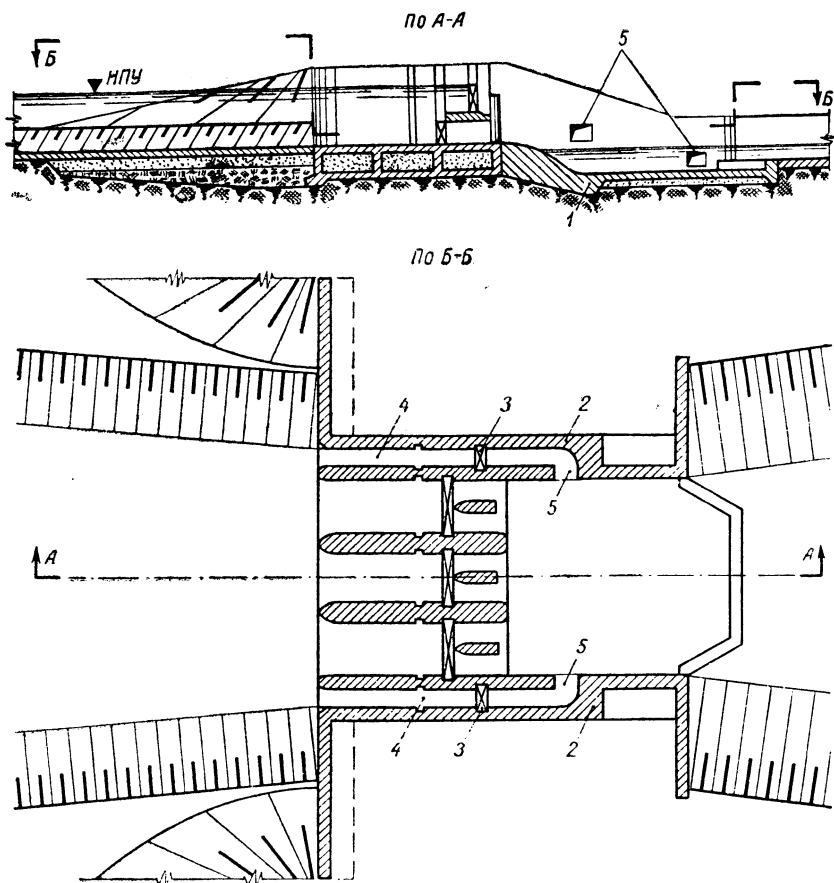


Рис. 1. Конструктивная схема водосброса.

ций в значительной степени упростило технологию возведения сооружения и практически исключило опалубочные работы и устройство эстакад. Бетонирование в опалубке выполнялось лишь на закруглениях бычков и в торцах стенок, где щиты опалубки прикреплялись к сборным пустотелым железобетонным блокам.

Пустотелые блоки для водосброса собирались из плоских панелей и плит-связей в двух стендах простой конструкции, выполненной из стального проката. Панели изготавливались на полигоне завода железобетонных изделий на металлических поддонах. Размеры панелей: толщина 10 см; высота 1,48 м или 1,98 м; ширина 1,98 м или 0,98 м (половинные панели). Ребристые плиты для перекрытия водоводов и отсеков труб изготавливались с применением деревянной бортовой опалубки. Перевозка блоков и плит не требовала специальных транспортных средств и осуществлялась на обычных бортовых автомашинах.

Вид на водосброс с верхнего бьефа на стадии завершения строительства показан на рис. 2.

Весной 1968 г. через водосброс пропущен первый паводок. На рис. 3 показан момент работы сооружения при полностью открытых боковых

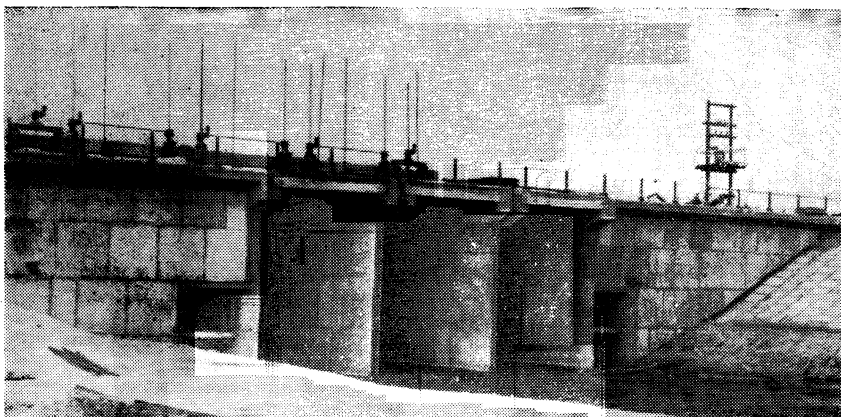


Рис. 2. Вид на водосброс с верхнего бьефа.

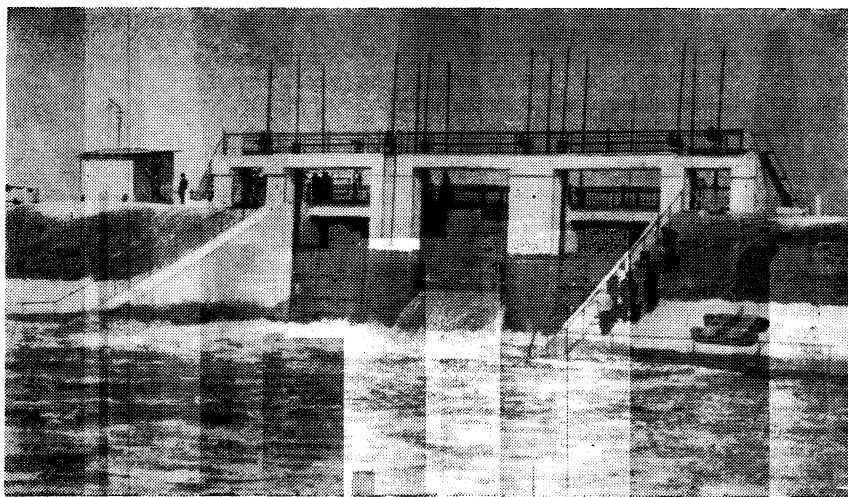


Рис. 3. Вид на водосброс в момент пропуска паводка.

водоводах и среднем поверхностном основном отверстии. Максимальный расход, пропускавшийся через водосброс, составил $170 \text{ м}^3/\text{сек}$ или $8,95 \text{ м}^3/\text{сек}$ на 1 пог. м ширины водобоя при перепаде бьефов $3,05 \text{ м}$. Замеры глубин в нижнем бьефе после пропуска паводка показали, что максимальная глубина воронки размыва достигла $1,5 \text{ м}$ на расстоянии 10 м вниз по течению от концевого крепления рисбермы, которое выполнено шарнирно-соединенными железобетонными плитами без какого-либо подмыва и предусмотренного проектом изменения положения последних.

РЕФЕРАТЫ СТАТЕЙ, ПОМЕЩЕННЫХ В СБОРНИКЕ

УДК 351.792

Водохозяйственное строительство Белоруссии. Мурашко М. Г., Шимко К. И. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Высшая школа», 1971, с. 3—6. [Респ. межвед. сб.]

Излагаются общие сведения о водном хозяйстве республики, первоочередные и перспективные задачи водохозяйственного строительства и возникающие в связи с этим научные проблемы, от решения которых в значительной степени зависит эффективность водохозяйственного строительства, использование и охрана водных ресурсов.

УДК 551.482.215.1

Расчет кривых суммарного стока. Лившиц И. М. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Высшая школа», 1971, с. 7—19. [Респ. межвед. сб.]

Рассматриваются вопросы расчета и построения кривых суммарного стока для рек Белоруссии и смежных территорий.

Дается оценка существующих методов графического построения кривых суммарного стока при наличии фактических данных гидрологических наблюдений. Дается также оценка рациональности вычисления кривых суммарного стока на основе методов численных квадратур.

Для двух вариантов интерполяционных формул кривых обеспеченности суточных расходов, разработанных автором, приводятся математические выражения кривых суммарного стока, полученные путем их интегрирования. Разработан приближенный метод построения кривых суммарного стока по характерным ординатам кривой обеспеченности суточных расходов. — Илл. 3. Табл. 1. Библ. 25.

УДК 551.48.0001.24

Расчет многолетних колебаний минимального стока. Красник М. Г., Лившиц И. М. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Высшая школа», 1971, с. 20—29. [Респ. межвед. сб.]

Анализ генезиса минимальных расходов воды в различных природных зонах говорит о возможной однородности их для малых и средних рек центральной части Европейской территории Союза.

Для вычисления однородности между сравниваемыми выборками принят наиболее чувствительный (мощный) критерий Колмогорова—Смирнова. Для исследования некоторых частных вопросов применялись и другие методы.

Проведенное исследование показало правомерность объединения летних и зимних минимумов в общую совокупность при исследовании территории. Это дает возможность увеличить объем информации по многолетним колебаниям минимального стока и более точно определить параметры кривых вероятностей. — Илл. 2. Табл. 3. Библ. 7.

УДК 551.48.001.24

Характеристики внутригодовой неравномерности стока рек Белоруссии. Гончаров Б. М. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Высшая школа», 1971, с. 30—37. [Респ. межвед. сб.]

Анализируются ранее предложенные характеристики внутригодовой неравномерности стока.

В качестве показателя внутригодовой равномерности стока рек Белоруссии используется медианный модульный коэффициент кривой продолжительности суточных расходов, предложенный И. М. Лившицем.

Рассматривается связь между параметрами распределения вероятностей медианно-

го модульного коэффициента и параметрами распределения вероятностей других показателей внутригодовой неравномерности стока.

Для рек Белоруссии исследованы факторы, которые определяют величину среднего медианного модульного коэффициента.

Для определения среднего медианного модульного коэффициента в случае отсутствия данных наблюдений предложена формула. Даны рекомендации по расчету коэффициентов вариации и асимметрии. — Илл. 4. Табл. 1. Библ. 16.

УДК 551.48.018

Применение водоизмерительных лотков в эксплуатационной гидрометрии. Балаескул Н. М., Хейнман В. Б. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Вышэйшая школа», 1971, с. 38—44. [Респ. межвед. сб.]

Приводятся необходимые условия для правильной работы лотка Паршалла при разных гидравлических режимах.

Излагаются результаты новейших гидравлических исследований лотка Паршалла, основанных на анализе методом размерностей и позволяющих проектировать унифицированные лотки (метод Дэвиса).

Разработаны номограммы для эмпирических формул Паршалла и теоретических зависимостей Дэвиса, значительно облегчающие их применение в эксплуатационной практике. Вносятся предложения о расширении области практического использования лотков Паршалла. — Илл. 5. Табл. 2. Библ. 16.

УДК 551.482.215.1+518.3

Номограмма для расчета коэффициентов вариации стока n -летних. Хейнман В. Б. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Вышэйшая школа», 1971, с. 45—47. [Респ. межвед. сб.]

Приведена построенная автором номограмма из равноудаленных точек для определения коэффициентов вариации стока n -летних при наличии коррелятивной связи смежных лет.

Номограмма облегчает вычисления, проста в употреблении и дает достаточную точность для водохозяйственных расчетов. — Илл. 1. Табл. 1. Библ. 4.

УДК 532.5.0714

Моделирование гидравлических явлений с использованием электропроводных жидкостей. Васильченко Г. В. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Вышэйшая школа», 1971, с. 48—55. [Респ. межвед. сб.]

Излагается способ измерения нестационарных скоростей при экспериментальных исследованиях и гидравлическом моделировании, основанный на придании потоку жидкости специальной электропроводности, что обеспечивает возможность измерения скоростей вводимыми в поток электродами. Приводятся сведения по оценке погрешности измерения скоростей описываемым способом. — Илл. 4. Библ. 4.

УДК 627.131:532.51

Построение планов течений в криволинейных руслах. Великевич П. А., Коваленко Э. П. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Вышэйшая школа», 1971, с. 56—63. [Респ. межвед. сб.]

Рассматривается метод численного решения системы уравнений, описывающих неравномерное плавное изменяющееся движение воды на повороте русла. Решается задача прямого и обратного счета. Дан пример расчета скоростного поля потока на повороте русла. — Илл. 3. Табл. 1. Библ. 3.

УДК 627.131:532.51

К расчету распределения осредненных продольных скоростей в однородных по длине линейных потоках. Рогуневич В. П. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Вышэйшая школа», 1971, с. 64—73. [Респ. межвед. сб.]

Предложена полуэмпирическая формула для расчета распределения осредненных скоростей в потоке прямоугольного сечения при продольнооднородном, турбулентном движении жидкости. Выполнено сравнение расчетов с экспериментальными данными Базена и автора. — Илл. 3. Библ. 8.

УДК 532.5.0714

К расчету коэффициента гидравлического трения в трубопроводах из различных материалов. Коваленко С. А. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Вышэйшая школа», 1971, с. 74—79. [Респ. межвед. сб.]

В статье предлагается метод определения коэффициента гидравлического трения для труб из новых строительных материалов, гидравлические характеристики которых

еще недостаточно изучены. При использовании дифференциальной формулы распределения осредненных скоростей по глубине потока и по одной известной эпюре (полученной экспериментально) осредненных скоростей для квадратичной области сопротивления и по нескольким экспериментально полученным эпюрам скоростей при различных значениях числа Рейнольдса представляется возможным дать зависимости для подсчета λ трубы при различной степени турбулентности потока. — Илл. 2. Табл. 3. Библ. 5.

УДК 551.491

К расчету уровня подземных вод при работе вертикального дренажа. Костюков и ч. П. Н. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Высшая школа», 1971, с. 80—90. [Респ. межвед. сб.]

На основании допущения, что величина коэффициента фильтрации, определяемая по формуле Дюпюи, в общем случае не равна величине коэффициента фильтрации, определяемой по формуле Тейса (неустановившееся движение), основная формула теории упругого режима обобщается для различных значений дебита скважины. Показывается, что полученная формула отражает зависимость радиуса влияния от дебита и находит обоснование в квазилинейной теории неустановившейся фильтрации. — Илл. 6. Табл. 1. Библ. 13.

УДК 627.132:532.55

Об эффективности гашения энергии при сопряжении бьефов прыжком с присоединенным расходом. Альферович А. Н. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Высшая школа», 1971, с. 91—101. [Респ. межвед. сб.]

Получены зависимости для некоторых основных характеристик гашения энергии в гидравлическом прыжке с присоединенным расходом, причем учитывается неравномерность распределения скоростей в граничных сечениях прыжка и их пульсация.

Проверка на модели водосброса с боковыми водовыпусками и сопоставление с экспериментальными данными М. Ф. Факторовича показали хорошее соответствие полученных зависимостей опытным данным.

Приводятся результаты экспериментальных исследований пульсации скоростей в прыжке с присоединенным расходом и за ним, а также данные по предупреждению появления сбойности течения в нижнем бьефе посредством присоединения боковых потоков. — Илл. 5. Табл. 2. Библ. 10.

УДК 624.131.54

Некоторые физико-механические характеристики песчаных грунтов территории Белорусской ССР. Морозова Л. К., Голубев И. А. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Высшая школа», 1971, с. 102—105. [Респ. межвед. сб.]

Дается характеристика песчаных грунтов на территории Белоруссии. Приводятся формулы, позволяющие установить зависимость между углом внутреннего трения, модулем деформации и коэффициентом пористости. — Табл. 4.

УДК 351.792

Пути повышения эффективности использования землесосных установок на осушительных работах в БССР. Павловский А. А. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Высшая школа», 1971, с. 106—110. [Респ. межвед. сб.]

Обобщен опыт работы землестановок, выявлены основные недостатки в конструкции и организации их работы.

Даны рекомендации по повышению эффективности использования землестановок на мелiorативных работах в БССР.

УДК 627.235:532.59

Лабораторные исследования цементно-грунтовых покрытий верховых откосов дамб рыбободных прудов. Левкевич Е. М., Оковитый А. Л. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Высшая школа», 1971, с. 111—118. [Респ. межвед. сб.]

Изложены результаты лабораторных исследований свойств цементогрунта (сжатие, разрыв и размыв) с различным содержанием цемента, а также результаты исследований цементно-грунтового покрытия на размыв под действием волн.

Приводятся рекомендации по технологии устройства цементно-грунтовых покрытий. — Илл. 3. Табл. 2. Библ. 8.

УДК 631.6:626.86

Технико-экономический расчет оптимальных параметров дренажа. Минаев И. В. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Высшая школа», 1971, с. 119—130. [Респ. межвед. сб.]

Для «типового» участка дренажной системы составлено управление удельных затрат (на 1 га), с помощью которого можно определить величину капитальных затрат

при различных значениях глубины закладки дрен. Для этого уравнения получена также функция ущерба, позволяющая вычислять стоимость потерянной продукции в связи с опозданием сева зерновых культур на дренируемом участке.

Уравнение удельных затрат и функция ущерба от недобора урожая позволяют вычислить оптимальную глубину закладки дрен и оптимальный срок производства посевных работ на осушаемом дренажем «типовом» участке. — Илл. 4. Табл. 3. Библ. 12.

УДК 628.136

Определение наивыгоднейшего расположения сборных резервуаров водозаборов подземных вод. Старинский В. П. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Вышэйшая школа», 1971, с. 131—140. [Респ. межвед. сб.]

Излагается методика определения наивыгоднейшего места расположения сборных резервуаров водозаборов подземных вод на трассе перекачки воды от водоисточника к потребителю. Приводятся аналитические зависимости для решения рассматриваемой задачи. — Илл. 2.

УДК 532.543+532.555

Уравнение взвешенного расхода наносов по вертикали для открытых потоков с неравномерным движением при перекрытии рек пионерным способом. Яблонский В. У. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Вышэйшая школа», 1971, с. 141—145. [Респ. межвед. сб.]

Получено уравнение для твердого взвешенного расхода наносов по вертикали, которое может быть успешно использовано при расчетах перекрытия рек. Указаны пределы применения уравнения. — Илл. 1. Табл. 1. Библ. 7.

УДК 532.501.312

К вопросу седиментации частиц сферической формы. Кравцов М. В., Суворов В. В. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Вышэйшая школа», 1971, с. 146—150. [Респ. межвед. сб.]

Экспериментальными исследованиями над движением твердых шаров при числах $Re=0,00033—7000$ проведены ранее выведенные формулы, определяющие скорость и силу сопротивления движению твердого шара.

Иллюстрируется хорошая степень совпадения расчетных и опытных данных. — Табл. 6. Библ. 3.

УДК 627.83

Паводковый водосброс Солигорского гидроузла на р. Случь. Альферович А. Н., Филиппов Л. М. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, «Вышэйшая школа», 1971, с. 151—153. [Респ. межвед. сб.]

Дается описание конструкции водосброса с сопряжением бьефов при соединении потоков, построенного на одном из водохозяйственных объектов Белоруссии. Освещается опыт строительства сооружения с применением сборных замоноличиваемых железобетонных элементов. Приводятся результаты обследования в нижнем бьефе после пропуска паводка. — Илл. 4.

СОДЕРЖАНИЕ

М. Г. Мурашко, К. И. Шимко. Водохозяйственное строительство Белоруссии	3
И. М. Лившиц. Расчет кривых суммарного стока	7
М. Г. Красник, И. М. Лившиц. Расчет многолетних колебаний минимального стока	20
Б. М. Гончаронок. Характеристики внутригодовой неравномерности стока рек Белоруссии	30
Н. М. Балаескул, В. Б. Хейнман. Применение водоизмерительных лотков в эксплуатационной гидрометрии	38
В. Б. Хейнман. Номограмма для расчета коэффициентов вариации стока n -летий	45
Г. В. Васильченко. Моделирование гидравлических явлений с использованием электропроводных жидкостей	48
П. А. Великевич, Э. П. Коваленко. Построение планов течений в криволинейных руслах	56
В. П. Рогунович. К расчету распределения осредненных продольных скоростей в однородных по длине прямолинейных потоках	64
С. А. Коваленко. К расчету коэффициента гидравлического трения в трубопроводах из различных материалов	74
П. Н. Костюкович. К расчету уровня подземных вод при работе вертикального дренажа	80
А. Н. Альферович. Об эффективности гашения энергии при сопряжении бьефов прыжком с присоединенным расходом	91
Л. К. Морозова, И. А. Голубев. Некоторые физико-механические характеристики песчаных грунтов территории Белорусской ССР	102
А. А. Павловский. Пути повышения эффективности использования землесосных установок на осушительных работах в БССР	106
Е. М. Левкевич, А. Л. Оковитый. Лабораторные исследования цементно-грунтовых покрытий верховых откосов дамб рыбоводных прудов	111
И. В. Минаев. Техничко-экономический расчет оптимальных параметров дренажа	119
В. П. Старинский. Определение наилучшего расположения сборных резервуаров водозаборов подземных вод	131

В. У. Яблонский. Уравнение взвешенного расхода наносов по вертикали для открытых потоков с неравномерным движением при перекрытии рек пионерным способом	141
М. В. Кравцов, В. В. Суворов. К вопросу седиментации частиц сферической формы	146
А. Н. Альферович, Л. М. Филиппов. Паводковый водосброс Солигорского гидроузла на р. Случь	151
Рефераты статей, помещенных в сборнике	154

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ. Выпуск 1. Минск,
«Высшая школа», 1971. Респ. межвед. сб.

Редактор *Н. Латышева*
Обложка *В. Сагайбачного*
Худож. редактор *Л. Медведева*
Техн. редактор *М. Кислякова*
Корректоры *В. Ганестова, Л. Базулько*

АТ 04231. Сдано в набор 28/XII 1970 г. Подписано к печати 18/X
1971 г. Бумага 70×108 1/16 типогр. № 1. Печ. л. 10(14). Уч.-изд. л. 13,38.
Изд. № 69—74. Тип. зак. 1780. Тираж 1 000 экз. Цена 1 руб. 34 коп.

Издательство «Высшая школа» Государственного комитета Совета
Министров БССР по печати. Редакция заказной литературы и межведом-
ственных сборников. Тем. план 1971 г., № 84.
Типография «Красный печатник» Государственного комитета Совета
Министров БССР по печати. Минск, пер. Калинин, 12.